



**COMUNE DI MESSINA**  
**E**  
**ISTITUTO REGIONALE PER LO SVILUPPO DELLE ATTIVITA'**  
**PRODUTTIVE DELLA PROVINCIA DI MESSINA**

***PROGETTO DI VARIANTE AL PIANO PARTICOLAREGGIATO PER GLI INSEDIAMENTI  
PRODUTTIVI IN LOCALITA' LARDERIA.***

**OGGETTO:** P.R.U.S.S.T. "Messinaperil2000" - Patto per il Sud (Masterplan) della Città Metropolitana di Messina. Piano di insediamento produttivo del Sito IRSAP di Larderia.

**RELAZIONE GEOMORFOLOGICA.**

Il presente documento è composto dagli studi commissionati dal Comune di Messina inerenti il sito oggetto di intervento all'interno del programma PRUSST Messinaperil2000. Lo stesso è composto da:

1. Relazione Geologica
2. Relazione Geotecnica
3. Indagini sismiche
4. Relazione idrologica

Gli elaborati di cui sopra redatti per la medesima area d'intervento vengono allegati in tale fase preliminare di pianificazione urbanistica poiché, dall'epoca della redazione degli stessi ad oggi, le aree di cui trattasi non hanno subito alcuna modifica dell'assetto idrogeologico.

Si chiarisce che la fase esecutiva di realizzazione dei singoli interventi privati sarà preceduta da tutti gli elaborati richiesti dalle norme vigenti sotto il profilo sismico e geologico di quanto di competenza di ciascun soggetto attuatore mentre le opere di urbanizzazione, a carico di questa amministrazione, saranno regolarmente corredate dai suddetti studi.

Il RuP  
Ing. Vito Leotta



Firmato  
digitalmente da  
Vito Leotta  
Data: 2018.06.22  
14:28:26 +02'00'

**COMUNE DI MESSINA**  
**Direzione Generale Staff "O"**  
**UNITA' DI PROGETTO "PROGRAMMI COMPLESSI"**

**PROGETTO ESECUTIVO**  
**DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA DEL P.I.P.**  
**INSEDIAMENTI ARTIGIANALI IN LOCALITA' LARDERIA**

Tav./ Elab. <b>A.1</b>	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	Data: Luglio 2004
Perizia di aggiornamento prezzi redatta ai sensi dell'art. 18 ter della Legge 109/94 così come modificato dalla L.R. 20/2007 e s.m.e i.		Aggiornamento: MAGGIO 2009

Approvazioni:

**IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO**

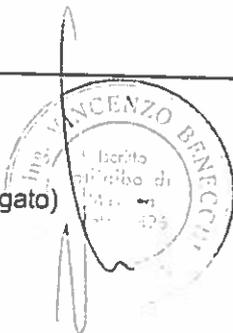
Dott. Arch. Luciana REALE

**PROGETTISTI**

Dott. Ing. Vincenzo BENECCHI (Capogruppo delegato)

Dott. Ing. Bruno DE COLA

Dott. Ing. Giovanni MICELI



Dott. Ing. Lorenzo DEODATO

Dott. Ing. Antonino PAGANA

## 1. Premesse

Nella presente relazione geotecnica si riportano le calcolazioni geotecniche relative alle opere strutturali previste nell'ambito del progetto delle opere di urbanizzazione primaria del P.I.P. Insediamenti artigianali in località Larderia del Comune di Messina.

Nel seguito si farà esplicito riferimento allo studio geologico condotto dal geologo dott. Giuseppe Ruggeri attraverso ricognizioni di superfici volte a definire gli aspetti geo-morfologici dell'area e mediante indagini dirette (perforazione di sondaggi e indagini geofisiche) che hanno consentito di individuare la stratigrafia del sito e le proprietà elastiche dei materiali indagati.

Gli elaborati a corredo della campagna di indagini geognostiche eseguite sull'area in questione sono i seguenti:

- Relazione Geologico-Tecnica
- Colonne Stratigrafiche
- Indagini Geofisiche
- Carta Geolitologica
- Carta Idrogeologica;
- Sezioni Geolitologiche;
- Carta Geomorfologica;
- Carta Litotecnica;

- Carta della pericolosità geologica e sismica
- Planimetria ubicazione indagini;

Sezioni Geolitologiche

## **2. Geologia del sito**

L'area indagata si colloca nel settore sud del territorio di Messina.

Ricade nella tavoletta Santo Stefano di Briga foglio 254 III N.O. carta d'Italia edita dall'I.G.M. scala 1:25.000.

E' delimitata a Nord dall'A20 a Sud dall'asta fluviale del Torrente Lardereria, a Est ed a Ovest da versanti più o meno acclivi i cui limiti più avanzati si spingono in prossimità del nastro autostradale Messina-Catania.

### **2.1. Caratteristiche litologiche**

la successione stratigrafica (dal basso verso l'alto) viene di seguito elencata:

#### **2.1.2 Metamorfiti Peloritane**

Il complesso Peloritano è rappresentato da rocce metamorfiche di alto grado.

I litotipi più rappresentati sono gli gneiss e micascisti, frequentemente iniettati da filoni aplitici-pegmatitici.

L'ammasso si presenta tettonizzato con fasce milonitizzate.

Affiora a monte e lungo il versante destro dell'area e di fatto delimita la fascia alluvionale del Torrente Larderia.

### **2.1.2 Alternanza arenaceo-argillosa-conglomeratica**

La formazione arenaceo-argillosa-conglomeratica, costituisce la parte basale della serie sedimentaria.

Poggia direttamente sulle metamorfite ed è rappresentata da bancate arenacee con interstrati argillitici.

In seno alla formazione si rinvengono accumuli informi di conglomeratici ad elementi grossolani di natura metamorfica.

Strutturalmente è disposta a reggipoggio.

Nell'area affiora nella parte mediana e finale del versante sinistro.

Limitati lembi sono presenti lungo il versante destro, in seno alle metamorfite.

### **2.1.3 Sabbie e ghiaie di Messina**

Le sabbie e ghiaie della formazione di Messina, sono depositi fluvio-deltizi ad elementi prevalentemente cristallini, clinostratificati.

Affiorano nella parte terminale del versante sinistro lungo "Costa Filingeri".

#### ***2.1.4 Alluvioni recenti***

Le alluvioni recenti sono costituite da sabbie e ghiaie con lenti di limo, talora terrazzate.

Rappresentano la formazione del Quaternario più recente.

Affiorano nell'area di stretto interesse e costituiscono il substrato su cui saranno fondate le opere in progetto.

## **2.2 Permeabilità locale**

I terreni affioranti nell'area indagata rientrano nel campo delle rocce a permeabilità alta per porosità e sono rappresentati dalle alluvioni del Torrente Larderia.

I rilievi condotti contestualmente all'esecuzione delle indagini, messa in opera di un piezometro in corrispondenza del foro S<sub>3</sub>, (quota di testa + 69 m. s.l.m.) hanno messo in evidenza l'esistenza di una falda la cui superficie piezometrica si pone all'incirca in prossimità della quota assoluta + 40,00 m. s.l.m.

Vista la vicinanza dell'area dal Torrente Larderia, in condizioni particolari, (notevoli apporti), si può determinare un innalzamento del livello freatico, fino alla completa saturazione del materasso alluvionale.

### 3. Sondaggi

I sondaggi sono stati eseguiti dalla Geotecnica Ingegneria Applicate G.I.A. s.r.l., società incaricata di condurre le indagini, n°7 fori secondo lo schema riportato nell'allegata planimetria costituente l'Allegato 7 dello studio geologico-tecnico.

Hanno raggiunto la profondità max di 30,00 m dal p.c. e sono stati espletati a carotaggio continuo.

I terreni presenti nell'area d'intervento sono riconducibili ai seguenti litotipi:

- sabbie grigie e marroni a grana media con ciottoli e frammenti spigolosi di natura metamorfica;
- locali livelli di limo sabbioso a forma lenticolare.

Lo spessore supera i 30,00 m. l'assetto è sub-orizzontale.

Nel settore Est dell'area, è stata intercettata la formazione marnoso-arenacea, alla quota di - 23,00 m. dal p.c. (foro S<sub>4</sub>) mentre in corrispondenza del foro S<sub>7</sub> questa è affiorante.

#### 4. Standard Penetration Test (SPT)

Contestualmente alla perforazione sono stati eseguiti, mediamente ogni 5,00 m n° 16 prove S.P.T. (Standard Penetration Test)

La prova consiste nell'infiingere nel terreno una punta conica, per tre tratti consecutivi di 15 cm ciascuno, rilevando il numero di colpi di una massa battente di peso standard, fatta cadere da una altezza costante.

Il numero di colpi (N) misurato è dato dalla somma del secondo e terzo tratto (30 cm).

I valori così ottenuti vengono riportati nella tabella I, unitamente ai litotipi indagati.

<i>Foro</i>	<i>Profondità</i>	<i>N</i>	<i>Litotipo</i>
2	5.00-5.45	65	Sabbia con ciottoli
2	10.00-10.45	73	Sabbia con ciottoli
2	15.00-15.45	82	Sabbia con ciottoli
2	20.00-20.45	R	Sabbia con ciottoli
3	5.00-5.45	52	Sabbia con ciottoli
3	10.00-10.45	67	Sabbia con ciottoli
3	14.50-14.95	87	Sabbia con ciottoli
3	20.00-20.45	R	Sabbia con ciottoli
4	6.00-6.45	79	Sabbia con ciottoli
4	10.00-10.45	69	Sabbia con ciottoli
4	15.00-15.45	24	Limo sabbioso
4	20.00-20.45	40	Sabbia fine
6	6.00-6.45	66	Sabbia con ciottoli
6	11.00-11.45	85	Sabbia con ciottoli
6	16.00-16.45	R	Sabbia con frammenti litici
6	20.00-20.45	R	Sabbia con ciottoli

L'utilizzo durante la prova della punta, al posto della scarpa standard, certamente aumenta la capacità di penetrazione dell'attrezzo, di ciò si è tenuto conto apportando una riduzione del 30% nel numero di colpi misurati, in accordo a Palmer e Stuart

$$N_1 = 0,7 N$$

Inoltre il numero di colpi (N) misurato, è influenzato dalla pressione litostatica.

Pertanto i valori misurati sono stati corretti al fine di omogenizzarli e riportarli al valore corrispondente alla pressione efficace (Bazaraa 1967) secondo le seguenti espressioni:

$$N^1 = \frac{4N}{1 + \chi_1 p_0} \quad \text{per } p_0 \leq 75\text{KPa}$$

$$N^1 = \frac{4N}{3.25 + \chi_2 p_0} \quad \text{per } p_0 \geq 75\text{KPa}$$

dove  $\chi_1 = 0,04$

$\chi_2 = 0,01$

I valori di N corretti per la profondità e per l'uso della punta sono riportati nella tabella.

<i>Foro</i>	<i>Profondità</i>	<i>N corretto</i>	<i>Litotipo</i>
2	5.00-5.45	42	Sabbia con ciottoli
2	10.00-10.45	39	Sabbia con ciottoli
2	15.00-15.45	37	Sabbia con ciottoli
2	20.00-20.45	R	Sabbia con ciottoli
3	5.00-5.45	34	Sabbia con ciottoli
3	10.00-10.45	36	Sabbia con ciottoli
3	14.50-14.95	40	Sabbia con ciottoli
3	20.00-20.45	R	Sabbia con ciottoli
4	6.00-6.45	50	Sabbia con ciottoli
4	10.00-10.45	37	Sabbia con ciottoli
4	15.00-15.45	11	Limo sabbioso
4	20.00-20.45	15	Sabbia fine
6	6.00-6.45	42	Sabbia con ciottoli
6	11.00-11.45	44	Sabbia con ciottoli
6	16.00-16.45	R	Sabbia con frammenti litici
6	20.00-20.45	R	Sabbia con ciottoli

Analizzando nel dettaglio i risultati delle prove S.P.T., i litotipi intercettati e indagati hanno fatto registrare i seguenti valori di N:

Sabbia con ciottoli       $N = 34 \div 36$

Sabbia e sabbia con limo       $N = 11 \div 15$

I colpi particolarmente elevati e quelli di rifiuto sono stati scartati in quanto influenzati da elementi granulometricamente grossolani.

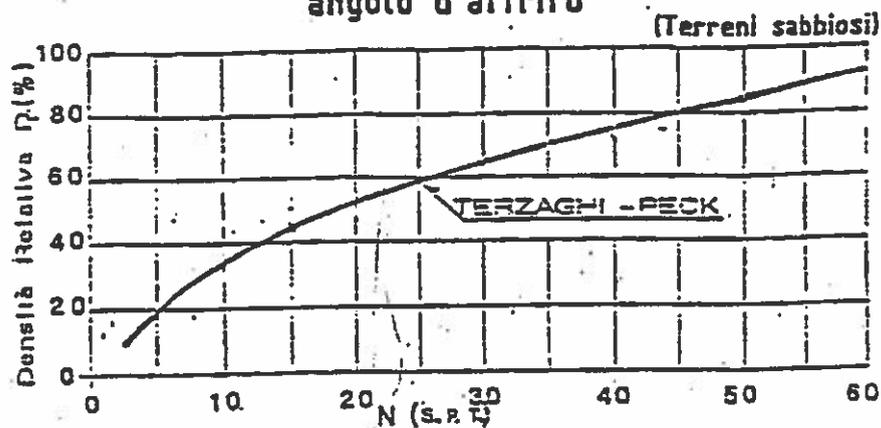
La valutazione dello stato di addensamento/densità relativa, viene fatta sulla scorta della tabella proposta da Bowles (1982).

N	Addensamento	Densità relativa
5-10	Molto sciolto	0-15
8-15	Sciolta	35
10-40	Media	65
20-70	Densa	85
35	Molto addensata	100

Attraverso la quale la densità relativa dei terreni indagati è pari al 65%.

Questo valore risulta abbastanza in accordo con quello ottenuto attraverso il diagramma di Terzaghi.

### Correlazioni fra N, densità relativa e angolo d'attrito

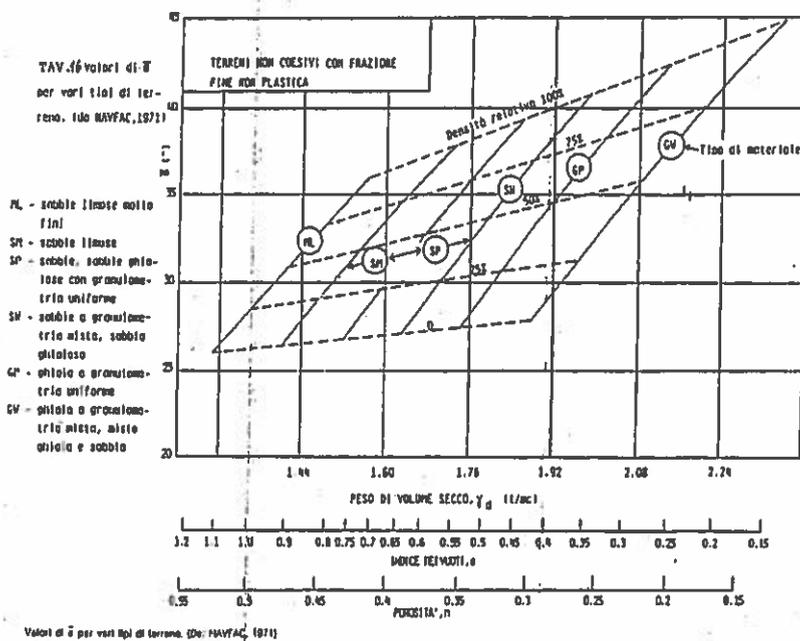


Per quanto riguarda l'angolo di attrito interno  $\phi$  viene determinato attraverso la formula empirica proposta da Shioi-Fukuni:

$$\phi = \sqrt{15xNspt} + 15$$

da cui si ottiene  $\phi = 35^\circ$ .

Il valore di  $\phi$  così determinato risulta in accordo con quello desunto attraverso il diagramma di Navfac che mette in relazione l'angolo di attrito interno con la densità relativa e il tipo di materiale.



Il modulo edometrico viene definito attraverso la relazione di Denver:

$$E = S_1 N + S_2$$

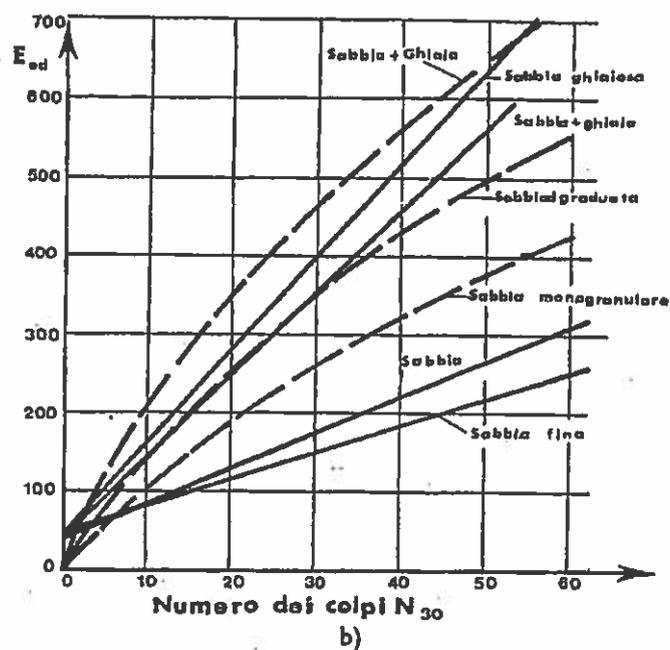
dove

$$S_1 = 7,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_2 = 187,5 \text{ Kg/cm}^2$$

da cui si ottiene per  $N = 34$

$$E = 444 \text{ Kg/cm}^2$$



Il valore di  $E$  determinato attraverso la relazione di Denver è confrontabile con quello determinato attraverso il soprariportato diagramma di Menzebach - Malcev.

## 5. Parametrazione geotecnica

In funzione delle analisi eseguite in sito e delle correlazioni tabellari, i parametri meccanici che possono essere assegnati alle sabbie affioranti nell'area d'intervento sono:

$\gamma$	= 1,90 t/cm <sup>3</sup>	<i>peso di volume</i>
$\phi$	= 35°	<i>angolo di resistenza al taglio</i>
C	= 0,00	<i>coesione</i>
E	= 444	<i>modulo edometrico</i>
K	= 10 Kg/m <sup>3</sup>	<i>coefficiente di sottofondo</i>
$\varepsilon$	= 1,1	<i>coefficiente di fondazione.</i>

## 6. Calcolazioni geotecniche

### Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.  
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.  
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- 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.
- 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.
- 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
- D.M. 16 Gennaio 1996  
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996  
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- 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
- 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

Il calcolo dei muri di sostegno verrà eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa

- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità del pendio

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione.

Il progetto delle armature e relative verifiche dei materiali viene riportato nei calcoli statici delle opere di sostegno.

## Calcolo della spinta sul muro

### Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(C)$  essendo  $C$  il coefficiente di intensità sismica.

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a  $2/3$  dell'altezza del muro stesso.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

### Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta$ .

La Normativa Italiana impone che sia  $\eta \geq 1.5$ . Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

### Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere maggiore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. In particolare, La Normativa Italiana richiede che il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  sia

$$\frac{F_r}{F_s} \geq 1.3$$

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

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_r$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento. Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

### Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 2. Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq 2$$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ( $\phi=0$ ) o meno e si esprimono nel modo seguente:

#### Caso generale

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

#### Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14c(1+s_c+d_c-i_c-g_c-b_c) + q$$

in cui  $d_c, d_q, d_\gamma$ , sono i fattori di profondità;  $s_c, s_q, s_\gamma$ , sono i fattori di forma;  $i_c, i_q, i_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico;  $b_c, b_q, b_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa;  $g_c, g_q, g_\gamma$ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori  $N_c, N_q, N_\gamma$  sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \text{tg} \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

#### Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{tg}\phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

### Fattori di profondità

Si definisce il parametro  $k$  come

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

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

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\text{tg}\phi(1 - \sin\phi)^2 k$$

$$\gamma = 1$$

### Fattori di inclinazione del carico

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

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1/2(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}})$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_1 c_s \operatorname{ctg} \phi}\right)^5$$

per  $\eta = 0$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_1 c_s \operatorname{ctg} \phi}\right)^5$$

per  $\eta > 0$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H}{V + A_1 c_s \operatorname{ctg} \phi}\right)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2\eta\text{tg}\phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta\text{tg}\phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con  $\beta$  la pendenza del pendio i fattori  $g$  si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05\text{tg}\beta)^5$$

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

$$H < V\text{tg}\delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

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

### Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.3.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 25.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left( \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima e  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre  $u_i$  ed  $l_i$  rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ( $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ ).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in  $n$  strisce e dalla formula precedente si ricava  $\eta$ . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

## MURO IN C.A. H = 2.00m

### Geometria muro e fondazione

Descrizione in c.a.	Muro a mensola
Altezza del paramento	2.00 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.50 [m]
Inclinazione paramento esterno	5.80 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]

### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.30 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1.30 [m]
Lunghezza totale fondazione	2.10 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.50 [m]

### Materiali utilizzati per la struttura

#### *Calcestruzzo*

Peso specifico	2500.0 [kg/mc]
Resistenza caratteristica a compressione $R_{bk}$	250.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	85.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c0}$	5.3 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c1}$	16.9 [kg/cm <sup>2</sup> ]

#### *Acciaio*

Tipo	FeB44K
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	2600.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Geometria profilo terreno a monte del muro

### *Simbologia adottata e sistema di riferimento*

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

N numero ordine del punto  
X ascissa del punto espressa in [m]  
Y ordinata del punto espressa in [m]  
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5.00	0.00	0.00

### Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento [m]	0.00	

### Caratteristiche terreno a monte del muro

Descrizione	Terreno 1
Peso di volume $\gamma$	1900 [kg/mc]
Angolo di attrito interno $\phi$	35 [°]
Angolo di attrito terra-muro $\delta$	23 [°]
Coesione $c$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Adesione terra-muro $c_a$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Caratteristiche terreno di fondazione

Descrizione	Terreno 2
Peso di volume $\gamma$	1900 [kg/mc]
Angolo di attrito interno $\phi$	35 [°]
Angolo di attrito terra-muro $\delta$	23 [°]
Coesione $c$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Adesione terra-muro $c_a$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

## Condizioni di carico

### *Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

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

### Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=5.00$	$Q_i=2000.00$
	$Q_f=2000.00$			

## Descrizione combinazioni di carico

### *Simbologia adottata*

$C$  Coefficiente di partecipazione della condizione per il calcolo della spinta

$C_{soll}$  Coefficiente di partecipazione della condizione per il calcolo delle sollecitazioni

### Combinazione n° 1 (sismica)

Peso proprio

Spinta terreno

Condizione 1

$C = 1.00$

$C_{soll} = 1.00$

## Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

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

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

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

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

### Tipo di analisi

Calcolo della spinta Culmann	metodo	di
Calcolo del carico limite Hansen	metodo	di
Calcolo della stabilità globale Fellenius	metodo	di
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva	
Coefficiente di intensità sismica (Percento)	10.0	
Coefficiente di fondazione	1.10	
Partecipazione spinta passiva (Percento)	0.0	
Calcolo riferito ad 1 metro di muro		
Peso muro	4636.82 [kg]	
Baricentro del muro 1.75	X=0.05	Y=-

### COMBINAZIONE n° 1

#### Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta 2.50	X=1.30	Y=-
Punto superiore superficie di spinta Y=0.00	X=1.30	
Altezza della superficie di spinta	2.50 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

Valore della spinta statica	2674.39 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	2455.73 [kg]
Componente verticale della spinta statica	1059.13 [kg]
Punto d'applicazione della spinta 1.48	X=1.30 Y=-
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94 [°]
Incremento sismico della spinta	751.59 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta 0.83	X=1.30 Y=-
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	53.41 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	7540.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte 1.00	X=0.65 Y=-
Inerzia del muro	510.05 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	829.40 [kg]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	4485.32 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale [kg]	13533.60
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle [kgm]	5295.05
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle [kgm]	17775.69
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione [kg]	13533.60
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	4485.32 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.13 [m]
Risultante in fondazione [kg]	14257.51
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.34 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione [kgm]	1750.97
Carico ultimo della fondazione [kg]	58407.39

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2.10 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle [kg/cmq]	0.8810
Tensione terreno allo spigolo di monte [kg/cmq]	0.4060

### *Fattori per il calcolo della capacità portante*

$N_c = 46.12$	$N'_c = 19.48$
$N_q = 33.30$	$N'_q = 14.27$
$N_\gamma = 33.92$	$N'_\gamma = 9.06$

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.36
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.30
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.32
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	1.66

## Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 1

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

### Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.67 Y[m]= 0.22

Raggio del cerchio R[m]= 3.36

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3.19

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2.69

Larghezza della striscia dx[m]= 0.24

Coefficiente di sicurezza C= 1.66

Striscia	W	$\alpha$ (°)	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	696.33	76.92	678.27	1.04	35.00	0.000	0.000
2	1029.50	63.88	924.34	0.53	35.00	0.000	0.000
3	1213.75	55.75	1003.31	0.42	35.00	0.000	0.000
4	1351.58	49.12	1021.93	0.36	35.00	0.000	0.000
5	1461.75	43.30	1002.50	0.32	35.00	0.000	0.000
6	1558.07	38.00	959.22	0.30	35.00	0.000	0.000
7	1698.04	33.06	926.31	0.28	35.00	0.000	0.000
8	1760.61	28.39	837.04	0.27	35.00	0.000	0.000
9	1812.28	23.91	734.61	0.26	35.00	0.000	0.000
10	1854.26	19.59	621.72	0.25	35.00	0.000	0.000
11	1887.40	15.38	500.62	0.24	35.00	0.000	0.000
12	1808.24	11.26	352.97	0.24	35.00	0.000	0.000
13	1688.95	7.19	211.39	0.24	35.00	0.000	0.000
14	809.32	3.16	44.61	0.24	35.00	0.000	0.000
15	567.58	-0.85	-8.46	0.24	35.00	0.000	0.000
16	501.47	-4.87	-42.60	0.24	35.00	0.000	0.000
17	488.75	-8.92	-75.75	0.24	35.00	0.000	0.000
18	468.38	-13.00	-105.40	0.24	35.00	0.000	0.000

19	440.03	-17.16	-129.84	0.25	35.00	0.000	0.000
20	403.21	-21.42	-147.22	0.25	35.00	0.000	0.000
21	357.23	-25.80	-155.46	0.26	35.00	0.000	0.000
22	301.09	-30.35	-152.13	0.27	35.00	0.000	0.000
23	233.39	-35.13	-134.29	0.29	35.00	0.000	0.000
24	152.05	-40.20	-98.15	0.31	35.00	0.000	0.000
25	53.83	-45.70	-38.53	0.34	35.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 24597.08$  [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 8731.01$  [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 14459.99$  [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$  [kg]

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 1

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

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

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.10	76.27	4.96	103.36
3	0.20	155.06	19.96	208.81
4	0.30	236.39	45.20	316.35
5	0.40	320.25	80.88	425.97
6	0.50	406.63	127.20	537.67
7	0.60	495.55	184.34	651.45
8	0.70	587.00	252.50	767.32
9	0.80	680.98	331.88	885.27
10	0.90	777.49	422.68	1005.31
11	1.00	876.54	525.08	1127.42
12	1.10	978.11	639.29	1251.62
13	1.20	1082.21	765.50	1377.90
14	1.30	1188.85	903.90	1506.27
15	1.40	1298.01	1054.69	1636.72
16	1.50	1409.71	1218.07	1769.25
17	1.60	1523.93	1394.23	1903.86
18	1.70	1640.69	1583.36	2040.55
19	1.80	1759.98	1785.67	2179.33
20	1.90	1881.80	2001.34	2320.19
21	2.00	2006.15	2230.58	2463.14

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 1

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00

2	0.03	3.39	225.78
3	0.06	13.53	449.54
4	0.09	30.34	671.26
5	0.12	53.78	890.94
6	0.15	83.78	1108.60
7	0.18	120.28	1324.22
8	0.21	163.21	1537.81
9	0.24	212.53	1749.36
10	0.27	268.15	1958.88
11	0.30	330.04	2166.37

## Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 1

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.13	-24.44	-369.64
3	0.26	-94.45	-701.12
4	0.39	-205.08	-994.42
5	0.52	-351.35	-1249.55
6	0.65	-528.30	-1466.51
7	0.78	-730.98	-1645.29
8	0.91	-954.43	-1785.91
9	1.04	-1193.67	-1888.36
10	1.17	-1443.74	-1952.63
11	1.30	-1699.70	-1978.74

## MURO IN C.A. H = 2.50m

### Geometria muro e fondazione

Descrizione in c.a.	Muro a mensola
Altezza del paramento	2.50 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.55 [m]
Inclinazione paramento esterno	5.80 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]

### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.30 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1.60 [m]
Lunghezza totale fondazione	2.45 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.55 [m]

### Materiali utilizzati per la struttura

#### *Calcestruzzo*

Peso specifico	2500.0 [kg/mc]
Resistenza caratteristica a compressione $R_{bk}$	250.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	85.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c0}$	5.3 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c1}$	16.9 [kg/cm <sup>2</sup> ]

#### *Acciaio*

Tipo	FeB44K
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	2600.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]

## Geometria profilo terreno a monte del muro

### *Simbologia adottata e sistema di riferimento*

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

N numero ordine del punto  
X ascissa del punto espressa in [m]  
Y ordinata del punto espressa in [m]  
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5.00	0.00	0.00

## Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]  
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.00 [m]

## Caratteristiche terreno a monte del muro

Descrizione	Terreno 1
Peso di volume $\gamma$	1900 [kg/mc]
Angolo di attrito interno $\phi$	35 [°]
Angolo di attrito terra-muro $\delta$	23 [°]
Coesione $c$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Adesione terra-muro $c_a$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

## Caratteristiche terreno di fondazione

Descrizione	Terreno 2
Peso di volume $\gamma$	1900 [kg/mc]
Angolo di attrito interno $\phi$	35 [°]
Angolo di attrito terra-muro $\delta$	23 [°]
Coesione $c$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

Adesione terra-muro  $c_a$

0.000 [kg/cmq]

## Condizioni di carico

### *Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

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

### Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=5.00$	$Q_i=2000.00$
		$Q_f=2000.00$		

## Descrizione combinazioni di carico

### *Simbologia adottata*

$C$	Coefficiente di partecipazione della condizione per il calcolo della spinta
$C_{soll}$	Coefficiente di partecipazione della condizione per il calcolo delle sollecitazioni

### Combinazione n° 1 (sismica)

Peso proprio

Spinta terreno

Condizione 1

$C = 1.00$

$C_{soll} = 1.00$

## Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

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

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

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

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

### Tipo di analisi

Calcolo della spinta Culmann	metodo	di
Calcolo del carico limite Hansen	metodo	di
Calcolo della stabilità globale Fellenius	metodo	di
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva	
Coefficiente di intensità sismica (Percento)	10.0	
Coefficiente di fondazione	1.10	
Partecipazione spinta passiva (Percento)	0.0	
Calcolo riferito ad 1 metro di muro		
Peso muro	6042.73 [kg]	
Baricentro del muro 2.16	X=0.11	Y=-

### COMBINAZIONE n° 1

#### Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta 3.05	X=1.60	Y=-
Punto superiore superficie di spinta Y=0.00	X=1.60	
Altezza della superficie di spinta	3.05 [m]	
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0.00 [°]	
Valore della spinta statica	3652.57 [kg]	

Componente orizzontale della spinta statica	3353.93 [kg]
Componente verticale della spinta statica	1446.51 [kg]
Punto d'applicazione della spinta 1.82	X=1.60 Y=-
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94 [°]
Incremento sismico della spinta	1026.49 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta 1.02	X=1.60 Y=-
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	53.41 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte [kg]	10800.00
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte 1.25	X=0.80 Y=-
Inerzia del muro	664.70 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1188.00 [kg]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	6149.19 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale [kg]	18695.76
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle [kgm]	8757.92
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle [kgm]	28242.09
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione [kg]	18695.76
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	6149.19 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.18 [m]
Risultante in fondazione [kg]	19681.06
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.21 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione [kgm]	3454.97
Carico ultimo della fondazione [kg]	75766.57

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2.45 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle [kg/cm <sup>2</sup> ]	1.1061
Tensione terreno allo spigolo di monte [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.4176

### *Fattori per il calcolo della capacità portante*

$N_c = 46.12$	$N'_c = 19.54$
$N_q = 33.30$	$N'_q = 14.33$
$N_\gamma = 33.92$	$N'_\gamma = 9.17$

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.22
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.31
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.05
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	1.66

## Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 1

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]

$\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

$\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

### Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

### Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.81 Y[m]= 0.27

Raggio del cerchio R[m]= 4.10

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3.83

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.29

Larghezza della striscia dx[m]= 0.29

Coefficiente di sicurezza C= 1.66

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	903.91	76.98	880.68	1.27	35.00	0.000	0.000
2	1395.79	63.97	1254.21	0.65	35.00	0.000	0.000
3	1667.74	55.88	1380.62	0.51	35.00	0.000	0.000
4	1871.30	49.27	1418.11	0.44	35.00	0.000	0.000
5	2034.14	43.47	1399.55	0.39	35.00	0.000	0.000
6	2173.84	38.20	1344.18	0.36	35.00	0.000	0.000
7	2373.51	33.28	1302.37	0.34	35.00	0.000	0.000
8	2466.30	28.63	1181.63	0.32	35.00	0.000	0.000
9	2543.08	24.18	1041.46	0.31	35.00	0.000	0.000
10	2605.63	19.87	885.81	0.30	35.00	0.000	0.000
11	2655.21	15.69	717.98	0.30	35.00	0.000	0.000
12	2628.81	11.59	528.00	0.29	35.00	0.000	0.000
13	2419.49	7.54	317.69	0.29	35.00	0.000	0.000
14	1054.64	3.54	65.13	0.29	35.00	0.000	0.000
15	771.32	-0.45	-6.01	0.29	35.00	0.000	0.000
16	713.24	-4.44	-55.16	0.29	35.00	0.000	0.000
17	695.79	-8.45	-102.20	0.29	35.00	0.000	0.000
18	667.22	-12.50	-144.40	0.29	35.00	0.000	0.000

19	627.07	-16.62	-179.33	0.30	35.00	0.000	0.000
20	574.68	-20.83	-204.32	0.30	35.00	0.000	0.000
21	509.06	-25.16	-216.41	0.31	35.00	0.000	0.000
22	428.87	-29.65	-212.16	0.33	35.00	0.000	0.000
23	332.18	-34.35	-187.45	0.35	35.00	0.000	0.000
24	216.15	-39.34	-137.02	0.37	35.00	0.000	0.000
25	76.44	-44.72	-53.79	0.40	35.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 34405.42$  [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 12219.16$  [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 20270.18$  [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$  [kg]

### Sollecitazioni paramento

#### Combinazione n° 1

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

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

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.13	95.73	8.24	137.21
3	0.25	195.41	33.23	278.08
4	0.38	299.04	75.41	422.61
5	0.50	406.63	135.21	570.78
6	0.63	518.18	213.07	722.60
7	0.75	633.68	309.40	878.07
8	0.88	753.13	424.65	1037.19
9	1.00	876.54	559.24	1199.95
10	1.13	1003.90	713.61	1366.37
11	1.25	1135.21	888.18	1536.43
12	1.38	1270.48	1083.39	1710.14
13	1.50	1409.71	1299.66	1887.50
14	1.63	1552.89	1537.43	2068.51
15	1.75	1700.02	1797.13	2253.17
16	1.88	1851.10	2079.19	2441.47
17	2.00	2006.15	2384.04	2633.42
18	2.13	2165.14	2712.11	2829.03
19	2.25	2328.09	3063.83	3028.28
20	2.38	2494.99	3439.63	3231.18
21	2.50	2665.85	3839.95	3437.72

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 1

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.03	4.35	289.32
3	0.06	17.33	576.12
4	0.09	38.89	860.39
5	0.12	68.93	1142.13
6	0.15	107.39	1421.35
7	0.18	154.19	1698.05
8	0.21	209.25	1972.22
9	0.24	272.50	2243.87
10	0.27	343.86	2512.99
11	0.30	423.25	2779.58

## Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 1

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.16	-48.63	-595.89
3	0.32	-186.85	-1119.96
4	0.48	-403.19	-1572.20
5	0.64	-686.13	-1952.62
6	0.80	-1024.19	-2261.22
7	0.96	-1405.89	-2497.99
8	1.12	-1819.72	-2662.93
9	1.28	-2254.19	-2756.05
10	1.44	-2697.82	-2777.35
11	1.60	-3139.11	-2726.82

## MURO IN C.A. H = 3.00m

### Geometria muro e fondazione

Descrizione in c.a.	Muro a mensola
Altezza del paramento	3.00 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.60 [m]
Inclinazione paramento esterno	5.80 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]

### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.30 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1.85 [m]
Lunghezza totale fondazione	2.75 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.60 [m]

### Materiali utilizzati per la struttura

#### *Calcestruzzo*

Peso specifico	2500.0 [kg/mc]
Resistenza caratteristica a compressione $R_{bk}$	250.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	85.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c0}$	5.3 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c1}$	16.9 [kg/cm <sup>2</sup> ]

#### *Acciaio*

Tipo	FeB44K
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	2600.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Geometria profilo terreno a monte del muro

### *Simbologia adottata e sistema di riferimento*

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

N numero ordine del punto  
X ascissa del punto espressa in [m]  
Y ordinata del punto espressa in [m]  
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5.00	0.00	0.00

### Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento [m]	0.00	

### Caratteristiche terreno a monte del muro

Descrizione	Terreno 1
Peso di volume $\gamma$	1900 [kg/mc]
Angolo di attrito interno $\phi$	35 [°]
Angolo di attrito terra-muro $\delta$	23 [°]
Coesione $c$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Adesione terra-muro $c_a$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Caratteristiche terreno di fondazione

Descrizione	Terreno 2
Peso di volume $\gamma$	1900 [kg/mc]
Angolo di attrito interno $\phi$	35 [°]
Angolo di attrito terra-muro $\delta$	23 [°]
Coesione $c$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

Adesione terra-muro  $c_a$  0.000 [kg/cm<sup>2</sup>]

Condizioni di carico

*Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

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

Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=5.00$	$Q_i=2000.00$
		$Q_f=2000.00$		

Descrizione combinazioni di carico

*Simbologia adottata*

$C$  Coefficiente di partecipazione della condizione per il calcolo della spinta

$C_{soll}$  Coefficiente di partecipazione della condizione per il calcolo delle sollecitazioni

Combinazione n° 1 (sismica)

Peso proprio

Spinta terreno

Condizione 1

$C = 1.00$

$C_{soll} = 1.00$

## Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

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

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

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

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

### Tipo di analisi

Calcolo della spinta Culmann	metodo	di
Calcolo del carico limite Hansen	metodo	di
Calcolo della stabilità globale Fellenius	metodo	di
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva	
Coefficiente di intensità sismica (Percento)	10.0	
Coefficiente di fondazione	1.10	
Partecipazione spinta passiva (Percento)	0.0	
Calcolo riferito ad 1 metro di muro		
Peso muro	7524.83 [kg]	
Baricentro del muro 2.56	X=0.15	Y=-

### COMBINAZIONE n° 1

#### Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta 3.60	X=1.85	Y=-
Punto superiore superficie di spinta Y=0.00	X=1.85	
Altezza della superficie di spinta	3.60 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

Valore della spinta statica	4771.33 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	4381.22 [kg]
Componente verticale della spinta statica	1889.57 [kg]
Punto d'applicazione della spinta 2.18	X=1.85 Y=-
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94 [°]
Incremento sismico della spinta	1340.90 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta 1.20	X=1.85 Y=-
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	53.41 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte [kg]	14245.00
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte 1.50	X=0.93 Y=-
Inerzia del muro	827.73 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1566.95 [kg]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	8007.17 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale [kg]	24190.43
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle [kgm]	13335.05
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle [kgm]	40697.10
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione [kg]	24190.43
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	8007.17 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.25 [m]
Risultante in fondazione [kg]	25481.20
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.31 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione [kgm]	5956.99
Carico ultimo della fondazione [kg]	90436.30

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2.75 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle [kg/cm <sup>2</sup> ]	1.3491
Tensione terreno allo spigolo di monte [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.4071

### *Fattori per il calcolo della capacità portante*

$N_c = 46.12$	$N'_c = 19.37$
$N_q = 33.30$	$N'_q = 14.22$
$N_\gamma = 33.92$	$N'_\gamma = 9.08$

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.05
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.30
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.74
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	1.65

## Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 1

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]

$\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

$\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm<sup>2</sup>]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm<sup>2</sup>]

### Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

### Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.94 Y[m]= 0.31

Raggio del cerchio R[m]= 4.81

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -4.43

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.85

Larghezza della striscia dx[m]= 0.33

Coefficiente di sicurezza C= 1.65

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	1168.83	76.37	1135.94	1.40	35.00	0.000	0.000
2	1807.14	63.55	1617.92	0.74	35.00	0.000	0.000
3	2168.32	55.62	1789.59	0.59	35.00	0.000	0.000
4	2440.57	49.12	1845.15	0.51	35.00	0.000	0.000
5	2659.10	43.39	1826.64	0.46	35.00	0.000	0.000
6	2839.22	38.17	1754.49	0.42	35.00	0.000	0.000
7	3104.89	33.30	1704.60	0.40	35.00	0.000	0.000
8	3233.75	28.69	1552.50	0.38	35.00	0.000	0.000
9	3337.63	24.28	1372.44	0.36	35.00	0.000	0.000
10	3422.47	20.02	1171.59	0.35	35.00	0.000	0.000
11	3489.95	15.87	954.34	0.34	35.00	0.000	0.000
12	3516.14	11.81	719.36	0.34	35.00	0.000	0.000
13	3209.29	7.80	435.59	0.33	35.00	0.000	0.000
14	1320.31	3.83	88.29	0.33	35.00	0.000	0.000
15	980.12	-0.11	-1.95	0.33	35.00	0.000	0.000
16	930.33	-4.06	-65.91	0.33	35.00	0.000	0.000
17	908.26	-8.03	-126.88	0.33	35.00	0.000	0.000
18	871.40	-12.04	-181.74	0.34	35.00	0.000	0.000

19	819.17	-16.11	-227.26	0.34	35.00	0.000	0.000
20	750.72	-20.26	-259.97	0.35	35.00	0.000	0.000
21	664.83	-24.53	-276.02	0.36	35.00	0.000	0.000
22	559.79	-28.95	-270.98	0.38	35.00	0.000	0.000
23	433.19	-33.57	-239.54	0.40	35.00	0.000	0.000
24	281.50	-38.46	-175.07	0.42	35.00	0.000	0.000
25	99.44	-43.70	-68.70	0.46	35.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 45016.35$  [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 16074.40$  [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 26573.76$  [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$  [kg]

### Sollecitazioni paramento

#### Combinazione n° 1

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

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

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.15	115.35	12.56	174.27
3	0.30	236.39	50.79	354.18
4	0.45	363.12	115.47	539.73
5	0.60	495.55	207.42	730.92
6	0.75	633.68	327.43	927.73
7	0.90	777.49	476.31	1130.18
8	1.05	927.01	654.86	1338.26
9	1.20	1082.21	863.88	1551.97
10	1.35	1243.11	1104.17	1771.32
11	1.50	1409.71	1376.52	1996.29
12	1.65	1582.00	1681.75	2226.90
13	1.80	1759.98	2020.66	2463.14
14	1.95	1943.65	2394.04	2705.02
15	2.10	2133.03	2802.69	2952.52
16	2.25	2328.09	3247.42	3205.66
17	2.40	2528.85	3729.03	3464.43
18	2.55	2735.30	4248.32	3728.83
19	2.70	2947.45	4806.08	3998.87
20	2.85	3165.29	5403.13	4274.53
21	3.00	3388.83	6040.26	4555.83

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 1

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.03	5.38	358.20
3	0.06	21.46	713.33
4	0.09	48.15	1065.38
5	0.12	85.35	1414.35
6	0.15	132.98	1760.24
7	0.18	190.94	2103.06
8	0.21	259.13	2442.79
9	0.24	337.47	2779.46
10	0.27	425.87	3113.04
11	0.30	524.23	3443.54

### Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 1

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.19	-84.15	-890.27
3	0.37	-322.18	-1663.50
4	0.56	-692.43	-2319.70
5	0.74	-1173.25	-2858.87
6	0.93	-1743.00	-3281.00
7	1.11	-2380.01	-3586.09
8	1.30	-3062.63	-3774.15
9	1.48	-3769.22	-3845.18
10	1.67	-4478.13	-3799.17
11	1.85	-5167.70	-3636.12

## MURO IN C.A. H = 3.50m

### Geometria muro e fondazione

Descrizione in c.a.	Muro a mensola
Altezza del paramento	3.50 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.65 [m]
Inclinazione paramento esterno	5.75 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]

### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.30 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.15 [m]
Lunghezza totale fondazione	3.10 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.65 [m]

### Materiali utilizzati per la struttura

#### *Calcestruzzo*

Peso specifico	2500.0 [kg/mc]
Resistenza caratteristica a compressione $R_{bk}$	250.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	85.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c0}$	5.3 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c1}$	16.9 [kg/cm <sup>2</sup> ]

#### *Acciaio*

Tipo	FeB44K
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	2600.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Geometria profilo terreno a monte del muro

### *Simbologia adottata e sistema di riferimento*

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

N numero ordine del punto  
X ascissa del punto espressa in [m]  
Y ordinata del punto espressa in [m]  
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5.00	0.00	0.00

### Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.00	[m]

### Caratteristiche terreno a monte del muro

Descrizione	Terreno 1
Peso di volume $\gamma$	1900 [kg/mc]
Angolo di attrito interno $\phi$	35 [°]
Angolo di attrito terra-muro $\delta$	23 [°]
Coesione $c$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Adesione terra-muro $c_a$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Caratteristiche terreno di fondazione

Descrizione	Terreno 2
Peso di volume $\gamma$	1900 [kg/mc]
Angolo di attrito interno $\phi$	35 [°]
Angolo di attrito terra-muro $\delta$	23 [°]
Coesione $c$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

Adesione terra-muro  $c_a$  0.000 [kg/cmq]

Condizioni di carico

*Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

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

Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=5.00$	$Q_i=2000.00$
		$Q_f=2000.00$		

Descrizione combinazioni di carico

*Simbologia adottata*

$C$  Coefficiente di partecipazione della condizione per il calcolo della spinta  
 $C_{soll}$  Coefficiente di partecipazione della condizione per il calcolo delle sollecitazioni

Combinazione n° 1 (sismica)

Peso proprio		
Spinta terreno		
Condizione 1	$C = 1.00$	$C_{soll} = 1.00$

## Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

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

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

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

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

### Tipo di analisi

Calcolo della spinta Culmann	metodo	di
Calcolo del carico limite Hansen	metodo	di
Calcolo della stabilità globale Fellenius	metodo	di
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva	
Coefficiente di intensità sismica (Percento)	10.0	
Coefficiente di fondazione	1.10	
Partecipazione spinta passiva (Percento)	0.0	
Calcolo riferito ad 1 metro di muro		
Peso muro	9208.34 [kg]	
Baricentro del muro 2.98	X=0.22	Y=-

### COMBINAZIONE n° 1

#### Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta 4.15	X=2.15	Y=-
Punto superiore superficie di spinta Y=0.00	X=2.15	
Altezza della superficie di spinta	4.15 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

Valore della spinta statica	6030.68 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	5537.60 [kg]
Componente verticale della spinta statica	2388.31 [kg]
Punto d'applicazione della spinta 2.53	X=2.15 Y=-
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94 [°]
Incremento sismico della spinta	1660.18 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta 1.38	X=2.15 Y=-
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55.52 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte [kg]	18597.50
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte 1.75	X=1.07 Y=-
Inerzia del muro	1012.92 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	2045.73 [kg]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale [kg]	10120.69
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale [kg]	30851.62
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle [kgm]	19265.43
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle [kgm]	57906.09
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione [kg]	30851.62
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione [kg]	10120.69
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.30 [m]
Risultante in fondazione [kg]	32469.23
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.16 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione [kgm]	9216.86
Carico ultimo della fondazione [kg]	112249.36

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.10 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle [kg/cmq]	1.5690
Tensione terreno allo spigolo di monte [kg/cmq]	0.4199

### *Fattori per il calcolo della capacità portante*

$N_c = 46.12$	$N'_c = 19.49$
$N_q = 33.30$	$N'_q = 14.32$
$N_\gamma = 33.92$	$N'_\gamma = 9.20$

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.01
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.31
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.64
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	1.66

Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 1

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.08 Y[m]= 0.36

Raggio del cerchio R[m]= 5.55

Ascissa a valle del cerchio  $X_i[m] = -5.07$   
 Ascissa a monte del cerchio  $X_s[m] = 4.45$   
 Larghezza della striscia  $dx[m] = 0.38$   
 Coefficiente di sicurezza  $C = 1.66$

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	1419.41	76.62	1380.85	1.64	35.00	0.000	0.000
2	2276.40	63.66	2040.09	0.86	35.00	0.000	0.000
3	2756.78	55.74	2278.34	0.68	35.00	0.000	0.000
4	3118.69	49.23	2362.01	0.58	35.00	0.000	0.000
5	3409.19	43.51	2347.24	0.53	35.00	0.000	0.000
6	3648.70	38.30	2261.22	0.49	35.00	0.000	0.000
7	3992.15	33.44	2199.73	0.46	35.00	0.000	0.000
8	4163.66	28.84	2008.25	0.43	35.00	0.000	0.000
9	4302.07	24.43	1779.59	0.42	35.00	0.000	0.000
10	4415.28	20.18	1523.28	0.41	35.00	0.000	0.000
11	4505.50	16.04	1245.13	0.40	35.00	0.000	0.000
12	4586.59	11.99	952.71	0.39	35.00	0.000	0.000
13	4148.79	7.99	577.01	0.38	35.00	0.000	0.000
14	1635.17	4.04	115.19	0.38	35.00	0.000	0.000
15	1246.68	0.10	2.26	0.38	35.00	0.000	0.000
16	1210.97	-3.83	-80.92	0.38	35.00	0.000	0.000
17	1182.92	-7.78	-160.23	0.38	35.00	0.000	0.000
18	1135.38	-11.78	-231.72	0.39	35.00	0.000	0.000
19	1067.62	-15.83	-291.17	0.40	35.00	0.000	0.000
20	978.56	-19.96	-334.06	0.41	35.00	0.000	0.000
21	866.62	-24.21	-355.34	0.42	35.00	0.000	0.000
22	729.61	-28.60	-349.26	0.43	35.00	0.000	0.000
23	564.44	-33.19	-308.96	0.45	35.00	0.000	0.000
24	366.62	-38.03	-225.88	0.48	35.00	0.000	0.000
25	129.45	-43.23	-88.65	0.52	35.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 57857.26$  [kg]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 20646.70$  [kg]

$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i = 34191.70$  [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i = 0.00$  [kg]

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 1

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

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

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.18	135.09	18.06	214.53
3	0.35	277.87	73.14	437.09
4	0.53	428.33	166.58	667.70
5	0.70	586.47	299.71	906.32
6	0.88	752.29	473.86	1152.98
7	1.05	925.80	690.39	1407.66
8	1.23	1107.00	950.61	1670.37
9	1.40	1295.87	1255.88	1941.10
10	1.58	1492.43	1607.52	2219.86
11	1.75	1696.68	2006.87	2506.65
12	1.93	1908.60	2455.27	2801.46
13	2.10	2128.21	2954.06	3104.31
14	2.28	2355.51	3504.56	3415.17
15	2.45	2590.49	4108.13	3734.07
16	2.63	2833.15	4766.08	4060.99
17	2.80	3083.49	5479.77	4395.93
18	2.98	3341.52	6250.53	4738.91
19	3.15	3607.23	7079.69	5089.91
20	3.33	3880.63	7968.59	5448.94
21	3.50	4161.71	8918.57	5815.99

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 1

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
-----	---	---	---

1	0.00	0.00	0.00
2	0.03	6.31	420.28
3	0.06	25.18	837.22
4	0.09	56.51	1250.84
5	0.12	100.20	1661.12
6	0.15	156.15	2068.06
7	0.18	224.25	2471.67
8	0.21	304.41	2871.95
9	0.24	396.53	3268.90
10	0.27	500.51	3662.51
11	0.30	616.25	4052.78

Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 1

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.21	-134.30	-1220.78
3	0.43	-512.66	-2270.34
4	0.65	-1098.28	-3148.69
5	0.86	-1854.33	-3855.83
6	1.07	-2744.01	-4391.75
7	1.29	-3730.51	-4756.47
8	1.50	-4777.02	-4949.97
9	1.72	-5846.73	-4972.26
10	1.93	-6902.82	-4823.34
11	2.15	-7908.50	-4503.20

## MURO IN C.A. H = 4.00m

### Geometria muro e fondazione

Descrizione in c.a.	Muro a mensola
Altezza del paramento	4.00 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.70 [m]
Inclinazione paramento esterno	5.75 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]

### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.30 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.30 [m]
Lunghezza totale fondazione	3.30 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.70 [m]

### Materiali utilizzati per la struttura

#### *Calcestruzzo*

Peso specifico	2500.0 [kg/mc]
Resistenza caratteristica a compressione $R_{bk}$	250.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	85.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c0}$	5.3 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c1}$	16.9 [kg/cm <sup>2</sup> ]

#### *Acciaio*

Tipo	FeB44K
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	2600.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Geometria profilo terreno a monte del muro

### *Simbologia adottata e sistema di riferimento*

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

N numero ordine del punto  
 X ascissa del punto espressa in [m]  
 Y ordinata del punto espressa in [m]  
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5.00	0.00	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento [m]	0.00	

Caratteristiche terreno a monte del muro

Descrizione	Terreno 1
Peso di volume $\gamma$	1900 [kg/mc]
Angolo di attrito interno $\phi$	35 [°]
Angolo di attrito terra-muro $\delta$	23 [°]
Coesione $c$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Adesione terra-muro $c_a$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

Caratteristiche terreno di fondazione

Descrizione	Terreno 2
-------------	-----------

Peso di volume $\gamma$	1900 [kg/mc]
Angolo di attrito interno $\phi$	35 [°]
Angolo di attrito terra-muro $\delta$	23 [°]
Coesione $c$	0.000 [kg/cm <sup>q</sup> ]
Adesione terra-muro $c_a$	0.000 [kg/cm <sup>q</sup> ]

### Condizioni di carico

#### *Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

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

#### Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=5.00$	$Q_i=2000.00$
	$Q_f=2000.00$			

### Descrizione combinazioni di carico

#### *Simbologia adottata*

$C$	Coefficiente di partecipazione della condizione per il calcolo della spinta
$C_{soll}$	Coefficiente di partecipazione della condizione per il calcolo delle sollecitazioni

#### Combinazione n° 1 (sismica)

Peso proprio  
Spinta terreno  
Condizione 1

$C = 1.00$

$C_{\text{soil}} = 1.00$

### Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

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

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

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

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

#### Tipo di analisi

Calcolo della spinta Culmann	metodo	di
Calcolo del carico limite Hansen	metodo	di
Calcolo della stabilità globale Fellenius	metodo	di
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva	
Coefficiente di intensità sismica (Percento)	10.0	
Coefficiente di fondazione	1.10	
Partecipazione spinta passiva (Percento)	0.0	

#### Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Peso muro	10793.76 [kg]
Baricentro del muro	X=0.22    Y=-
3.38	

#### COMBINAZIONE n° 1

##### Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=2.30    Y=-
4.70	

Punto superiore superficie di spinta Y=0.00	X=2.30
Altezza della superficie di spinta	4.70 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]
Valore della spinta statica	7424.23 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	6817.22 [kg]
Componente verticale della spinta statica	2940.19 [kg]
Punto d'applicazione della spinta 2.89	X=2.30 Y=-
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60.13 [°]
Incremento sismico della spinta	1729.90 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta 1.57	X=2.30 Y=-
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	60.12 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte [kg]	22080.00
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte 2.00	X=1.15 Y=-
Inerzia del muro	1187.31 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	2428.80 [kg]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale [kg]	12021.79
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale [kg]	36499.03
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle [kgm]	25451.41
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle [kgm]	72754.91
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione [kg]	36499.03
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione [kg]	12021.79
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.36 [m]
Risultante in fondazione [kg]	38427.89
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.23 [°]

Momento rispetto al baricentro della fondazione [kgm]	12970.61
Carico ultimo della fondazione [kg]	123601.71

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.30 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle [kg/cm <sup>2</sup> ]	1.8185
Tensione terreno allo spigolo di monte [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.3917

### *Fattori per il calcolo della capacità portante*

$N_c = 46.12$	$N'_c = 19.43$
$N_q = 33.30$	$N'_q = 14.27$
$N_\gamma = 33.92$	$N'_\gamma = 9.15$

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.86
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.31
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.39
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	1.63

Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 1

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.21 Y[m]= 0.40

Raggio del cerchio R[m]= 6.19

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5.56

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4.96

Larghezza della striscia dx[m]= 0.42

Coefficiente di sicurezza C= 1.63

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	1637.05	76.82	1593.92	1.85	35.00	0.000	0.000
2	2699.03	63.82	2422.22	0.95	35.00	0.000	0.000
3	3290.77	55.92	2725.74	0.75	35.00	0.000	0.000
4	3736.67	49.45	2839.17	0.65	35.00	0.000	0.000
5	4094.82	43.75	2831.73	0.58	35.00	0.000	0.000
6	4390.38	38.56	2736.81	0.54	35.00	0.000	0.000
7	4756.23	33.73	2640.85	0.51	35.00	0.000	0.000
8	5020.42	29.15	2445.67	0.48	35.00	0.000	0.000
9	5192.14	24.78	2175.87	0.46	35.00	0.000	0.000
10	5333.04	20.55	1871.94	0.45	35.00	0.000	0.000
11	5445.88	16.44	1540.94	0.44	35.00	0.000	0.000
12	5568.26	12.41	1196.67	0.43	35.00	0.000	0.000
13	5215.08	8.45	765.92	0.43	35.00	0.000	0.000
14	2051.31	4.52	161.70	0.42	35.00	0.000	0.000
15	1458.88	0.62	15.74	0.42	35.00	0.000	0.000
16	1420.98	-3.28	-81.35	0.42	35.00	0.000	0.000
17	1390.05	-7.20	-174.16	0.42	35.00	0.000	0.000
18	1335.58	-11.15	-258.21	0.43	35.00	0.000	0.000
19	1256.77	-15.15	-328.49	0.44	35.00	0.000	0.000
20	1152.38	-19.23	-379.63	0.45	35.00	0.000	0.000
21	1020.63	-23.42	-405.69	0.46	35.00	0.000	0.000
22	859.05	-27.75	-399.94	0.48	35.00	0.000	0.000
23	664.14	-32.25	-354.41	0.50	35.00	0.000	0.000
24	430.92	-37.00	-259.31	0.53	35.00	0.000	0.000
25	152.00	-42.06	-101.83	0.57	35.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 69572.47$  [kg]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 25221.85$  [kg]

$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i = 41119.33$  [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i = 0.00$  [kg]

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 1

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

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

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.20	155.02	24.84	257.99
3	0.40	320.07	100.76	526.85
4	0.60	495.16	229.80	806.55
5	0.80	680.29	414.06	1097.10
6	1.00	875.45	655.58	1398.49
7	1.20	1080.64	956.44	1710.73
8	1.40	1295.87	1318.71	2033.81
9	1.60	1521.14	1744.46	2367.74
10	1.80	1756.44	2235.74	2712.51
11	2.00	2001.78	2794.63	3068.12
12	2.20	2257.16	3423.20	3434.58
13	2.40	2522.57	4123.50	3811.88
14	2.60	2798.01	4897.62	4200.03
15	2.80	3083.49	5747.61	4599.02
16	3.00	3379.01	6675.54	5008.85
17	3.20	3684.56	7683.48	5429.53
18	3.40	4000.15	8773.50	5861.06
19	3.60	4325.77	9947.67	6303.42
20	3.80	4661.43	11208.04	6756.63
21	4.00	5007.13	12556.70	7220.69

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 1

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
-----	---	---	---

1	0.00	0.00	0.00
2	0.03	7.38	491.12
3	0.06	29.43	978.34
4	0.09	66.04	1461.68
5	0.12	117.09	1941.13
6	0.15	182.47	2416.70
7	0.18	262.05	2888.37
8	0.21	355.73	3356.16
9	0.24	463.38	3820.06
10	0.27	584.90	4280.07
11	0.30	720.15	4736.19

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 1

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.23	-187.85	-1595.39
3	0.46	-716.36	-2962.25
4	0.69	-1532.96	-4100.56
5	0.92	-2585.10	-5010.34
6	1.15	-3820.20	-5691.58
7	1.38	-5185.70	-6144.29
8	1.61	-6629.05	-6368.45
9	1.84	-8097.67	-6364.07
10	2.07	-9539.00	-6131.16
11	2.30	-10900.48	-5669.71

## CANALE IN C.A. H = 3.00m

### Geometria

Altezza della parete	3.00 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.50 [m]
Inclinazione paramento esterno parete	3.80 [°]
Inclinazione paramento interno parete	0.00 [°]

### Fondazione

Lunghezza totale fondazione	2.20 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.50 [m]

### Materiali utilizzati per la struttura

#### *Calcestruzzo*

Peso specifico	2500.0 [kg/mc]
Resistenza caratteristica a compressione $R_{bk}$	250.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	85.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c0}$	5.3 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c1}$	16.9 [kg/cm <sup>2</sup> ]

#### *Acciaio*

Tipo	FeB44K
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	2600.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Geometria profilo terreno

#### *Simbologia adottata e sistema di riferimento*

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

N numero ordine del punto  
 X ascissa del punto espressa in [m]  
 Y ordinata del punto espressa in [m]  
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5.00	0.00	0.00

#### Caratteristiche terreno a monte

Descrizione	Terreno 1
Peso di volume $\gamma$	1900 [kg/mc]
Angolo di attrito interno $\phi$	35 [°]
Angolo di attrito terra-muro $\delta$	23 [°]
Coesione $c$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Adesione terra-muro $c_a$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

#### Caratteristiche terreno di fondazione

Descrizione	Terreno 2
Peso di volume $\gamma$	1900 [kg/mc]
Angolo di attrito interno $\phi$	35 [°]
Angolo di attrito terra-muro $\delta$	23 [°]
Coesione $c$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Adesione terra-muro $c_a$	0.000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

#### Condizioni di carico

##### *Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

$X$	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
$F_x$	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
$F_y$	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
$M$	Momento espresso in [kgm]
$X_i$	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
$X_f$	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
$Q_i$	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]

$Q_f$  Intensità del carico per  $x=X_f$  espressa in [kg/m]  
 D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Condizione 1)

D Profilo  $X_i=0.00$   $X_f=5.00$   $Q_f=2000.00$   
 $Q_f=2000.00$

Descrizione combinazioni di carico

*Simbologia adottata*

C Coefficiente di partecipazione della condizione per il calcolo della spinta  
 $C_{soll}$  Coefficiente di partecipazione della condizione per il calcolo delle sollecitazioni

Combinazione n° 1 (sismica)

Peso proprio  
 Spinta terreno  
 Condizione 1  $C = 1.00$   $C_{soll} = 1.00$   
 Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :  
 Origine in testa al muro (spigolo di monte)  
 Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte  
 Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto  
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle  
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Tipo di analisi

Calcolo della spinta Culmann	metodo	di
Calcolo del carico limite Hansen	metodo	di
Calcolo della stabilità globale Fellenius	metodo	di
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva	
Coefficiente di intensità sismica (Percento)	10.0	
Coefficiente di fondazione	1.10	

Partecipazione spinta passiva (Percento)	0.0
Peso parete	5971.30 [kg]
Baricentro	X=-0.61 Y=-
2.45	

### COMBINAZIONE n° 1

#### Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-
4.10	
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00
Y=0.00	
Altezza della superficie di spinta	4.10 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]
Valore della spinta statica	5907.22 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	5424.24 [kg]
Componente verticale della spinta statica	2339.42 [kg]
Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-
2.50	
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94 [°]
Incremento sismico della spinta	1660.12 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=-
1.37	
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	53.41 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00
Y=0.00	
Inerzia della parete	656.84 [kg]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7605.48 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	8968.17 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle [kgm]	9354.54
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle [kgm]	16072.19
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	8968.17 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7605.48 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.35 [m]
Risultante in fondazione [kg]	11758.88
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	40.30 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione [kgm]	3144.01
Carico ultimo della fondazione [kg]	19081.92

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2.20 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle [kg/cmq]	0.7978
Tensione terreno allo spigolo di monte [kg/cmq]	0.0178

### *Fattori per il calcolo della capacità portante*

$N_c = 46.12$	$N'_c = 10.90$
$N_q = 33.30$	$N'_q = 6.42$
$N_\gamma = 33.92$	$N'_\gamma = 3.18$

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.72
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.13
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	1.45

## Stabilità globale

### Combinazione n° 1

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]  
 $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
 $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]  
b larghezza della striscia espressa in [m]  
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

### Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

### Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.54 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 4.38

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -4.73

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2.84

Larghezza della striscia dx[m]= 0.30

Coefficiente di sicurezza C= 1.45

Striscia	W	$\alpha$ (°)	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	1066.27	79.28	1047.67	1.63	35.00	0.000	0.000
2	1705.76	64.04	1533.64	0.69	35.00	0.000	0.000
3	2013.79	55.97	1668.87	0.54	35.00	0.000	0.000
4	2244.44	49.38	1703.67	0.47	35.00	0.000	0.000
5	2429.04	43.60	1675.14	0.42	35.00	0.000	0.000
6	2580.95	38.34	1600.97	0.39	35.00	0.000	0.000
7	2707.42	33.44	1491.86	0.36	35.00	0.000	0.000
8	2812.87	28.80	1355.19	0.35	35.00	0.000	0.000
9	2900.25	24.37	1196.52	0.33	35.00	0.000	0.000
10	3044.59	20.08	1045.36	0.32	35.00	0.000	0.000
11	2357.60	15.91	646.33	0.31	35.00	0.000	0.000
12	830.83	11.83	170.28	0.31	35.00	0.000	0.000
13	860.29	7.80	116.79	0.31	35.00	0.000	0.000
14	878.04	3.82	58.45	0.30	35.00	0.000	0.000
15	883.63	-0.15	-2.31	0.30	35.00	0.000	0.000
16	877.13	-4.12	-62.98	0.30	35.00	0.000	0.000
17	825.15	-8.11	-116.34	0.31	35.00	0.000	0.000
18	736.43	-12.13	-154.79	0.31	35.00	0.000	0.000

19	692.34	-16.22	-193.42	0.32	35.00	0.000	0.000
20	634.58	-20.40	-221.20	0.32	35.00	0.000	0.000
21	562.09	-24.70	-234.84	0.33	35.00	0.000	0.000
22	473.42	-29.14	-230.56	0.35	35.00	0.000	0.000
23	366.49	-33.80	-203.87	0.36	35.00	0.000	0.000
24	238.29	-38.72	-149.06	0.39	35.00	0.000	0.000
25	84.21	-44.02	-58.51	0.42	35.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 34805.92$  [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 13682.86$  [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 19872.79$  [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$  [kg]

Sollecitazioni parete

### Combinazione n° 1

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

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

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.15	114.37	12.71	174.16
3	0.30	232.46	51.37	353.75
4	0.45	354.29	116.78	538.76
5	0.60	479.85	209.73	729.19
6	0.75	609.13	331.01	925.03
7	0.90	742.15	481.43	1126.29
8	1.05	878.90	661.76	1332.97
9	1.20	1019.38	872.81	1545.06
10	1.35	1163.59	1115.37	1762.57
11	1.50	1311.53	1390.23	1985.49
12	1.65	1463.20	1698.20	2213.84
13	1.80	1618.61	2040.05	2447.59
14	1.95	1777.74	2416.58	2686.77
15	2.10	1940.60	2828.60	2931.36
16	2.25	2107.20	3276.89	3181.36
17	2.40	2277.52	3762.24	3436.78
18	2.55	2451.58	4285.46	3697.62
19	2.70	2629.36	4847.32	3963.88
20	2.85	2810.88	5448.64	4235.55

21            3.00                    2996.13                    6090.20                    4512.63

**Sollecitazioni fondazione**

**Combinazione n° 1**

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.17	94.31	1092.50
3	0.34	365.64	2082.51
4	0.51	796.56	2970.00
5	0.68	1369.64	3755.00
6	0.85	2067.45	4437.50
7	1.02	2872.58	5017.49
8	1.19	3767.59	5494.98
9	1.36	4735.06	5869.97
10	1.53	5757.57	6142.45
11	1.70	6817.68	6312.43

**Armature e tensioni nei materiali delle pareti**

**Combinazione n° 1**

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

B        base della sezione espressa in [cm]  
H        altezza della sezione espressa in [cm]  
 $A_{fs}$     area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]  
 $A_{fv}$     area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]  
 $\sigma_c$     tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]  
 $\tau_c$         tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]  
 $\sigma_{fs}$     tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]  
 $\sigma_{fv}$     tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]

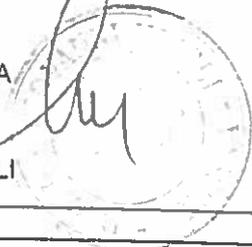
Nr.	Y	B	H	$A_{fs}$	$A_{fv}$	$\sigma_c$	$\tau_c$	$\sigma_{fs}$	$\sigma_{fv}$
1	0.00	100.00	30.00	8.04	8.04	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.15	100.00	31.00	8.04	8.04	0.12	0.07	0.92	-1.00
3	0.30	100.00	31.99	8.04	8.04	0.47	0.14	10.95	-5.00
4	0.45	100.00	32.99	8.04	8.04	1.03	0.21	31.76	-11.00

5	0.60	100.00	33.99	8.04	8.04	1.76	0.27	62.35	-19.0
6	0.75	100.00	34.98	8.04	8.04	2.64	0.34	102.03	-28.0
7	0.90	100.00	35.98	8.04	8.04	3.65	0.40	150.25	-39.0
8	1.05	100.00	36.97	8.04	8.04	4.78	0.45	206.52	-51.0
9	1.20	100.00	37.97	8.04	8.04	6.02	0.51	270.42	-64.0
10	1.35	100.00	38.97	8.04	8.04	7.35	0.57	341.55	-79.0
11	1.50	100.00	39.96	8.04	8.04	8.77	0.62	419.59	-94.0
12	1.65	100.00	40.96	8.04	8.04	10.27	0.68	504.24	-111.0
13	1.80	100.00	41.96	8.04	8.04	11.84	0.73	595.21	-128.0
14	1.95	100.00	42.95	8.04	8.04	13.48	0.78	692.28	-146.0
15	2.10	100.00	43.95	8.04	8.04	15.18	0.83	795.22	-165.0
16	2.25	100.00	44.94	8.04	8.04	16.93	0.88	903.84	-185.0
17	2.40	100.00	45.94	8.04	8.04	18.74	0.93	1017.95	-206.0
18	2.55	100.00	46.94	8.04	8.04	20.59	0.98	1137.40	-227.0
19	2.70	100.00	47.93	8.04	8.04	22.49	1.03	1262.03	-249.0
20	2.85	100.00	48.93	8.04	8.04	24.43	1.07	1391.71	-271.0
21	3.00	100.00	49.93	8.04	8.04	26.41	1.12	1526.32	-294.0

**COMUNE DI MESSINA**  
**Direzione Generale Staff "O"**  
**UNITA' DI PROGETTO "PROGRAMMI COMPLESSI"**

**PROGETTO ESECUTIVO**  
**DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA DEL P.I.P.**  
**INSEDIAMENTI ARTIGIANALI IN LOCALITA' LARDERIA**

Tav./ Elab. <b>A.2</b>	RELAZIONE IDROLOGICA	Data: Luglio 2004
Perizia di aggiornamento prezzi redatta ai sensi dell'art. 18 ter della Legge 109/94 così come modificato dalla L.R. 20/2007 e s.m.e i.		Aggiornamento: MAGGIO 2009
Approvazioni:		
IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Dott. Arch. Luciana REALE		
PROGETTISTI Dott. Ing. Vincenzo BENECCHI (Capogruppo delegato) Dott. Ing. Bruno DE COLA Dott. Ing. Giovanni MICELI Dott. Ing. Lorenzo DEODATO Dott. Ing. Antonino PAGANA		



## **1. IDROGEOLOGIA E REGIMENTAZIONE DELLE ACQUE**

<b>1.1. Idrologia</b>	<b>pag.</b>	<b>2</b>
<b>1.2. Regimentazione</b>	<b>pag.</b>	<b>3</b>
<b>1.3. Determinazione delle portate di massima piena</b>		
<b>1.3.1. Generalità</b>	<b>pag.</b>	<b>5</b>
<b>1.3.2. Confronto sui contributi unitari <math>q_{max}</math></b>	<b>pag.</b>	<b>7</b>
<b>1.3.3. Formula di Pagliaro</b>	<b>pag.</b>	<b>8</b>
<b>1.3.4. Curva inviluppo</b>	<b>pag.</b>	<b>8</b>
<b>1.3.5. Formula razionale di Ramser, Norton, Ellison</b>	<b>pag.</b>	<b>9</b>

## **1. IDROLOGIA**

### **1.1. IDROLOGIA**

L'area interessata dalle opere di urbanizzazione primaria del P.I.P. -- insediamenti artigianali è situata nella zona ionica del Comune di Messina, tra i Villaggi di Larderia e Mili (Fig. 1 – Inquadramento territoriale 1:100.000).

Essa è posta nelle vicinanze del Torrente Larderia che solca il versante Sud Ovest dei Peloritani, e sfocia direttamente nello Jonio, tra Mili M. e Tremestieri,

Data la zona e la limitatezza di bacino, (ovviamente il corso d'acqua in questione ha un regime prettamente torrentizio, con prolungate "secche" estive ed improvvise, pur se modeste, piene invernali), si riscontra la totale assenza di un tratto medio-vallivo, in quanto si passa dai primi tratti collinari, fortemente incisi e pendenti, ad un tratto terminale a lieve pendenza, con divagazioni e depositi di materiale detritico alluvionale.

Ai fini dello studio in oggetto, si considera il bacino interessato dalle opere e si determinano le portate di massima piena che saranno poste alla base di calcolo del dimensionamento idraulico e di verifica delle varie sezioni dei canali e delle condotte della fognatura pluviale.

Le portate di massima piena dovranno risultare inferiori a quelle che le varie condotte e canali possono convogliare a sezione piena.

La superficie interessata dal bacino è pari a circa 30 Ha e di questi circa 17,6 Ha interessano le sistemazioni connesse con le opere in oggetto.

Dal punto di vista idrologico, nel nostro caso, più che i dati di piogge di lunga durata, utili per valutare la progressiva saturazione del suolo, sono

importanti le piogge critiche di breve durata e forte intensità, per il dimensionamento delle opere idrauliche di smaltimento e regimentazione.

Dal punto di vista meteorologico, solo a livello orientativo, dai dati e dalle informazioni acquisite per la zona, attesa la modestia della superficie ed il tipo di intervento, si può considerare cautelativo per l'intensità delle piogge critiche un valore medio intorno ai 40 mm/h.

## **1.2 REGIMENTAZIONE**

La circolazione idrica nell'area interessata avviene in superficie, si prevedono quindi, valutando i volumi di ruscellamento che potrebbero fluire al sito e dal sito, in accordo con il disposto di cui al punto I del D.M. LL.PP. 11-03-1988, tutte le opere di raccolta necessarie per la canalizzazione delle acque meteoriche ruscellanti, utilizzando valori con tempo di ritorno di almeno 10 anni.

Si prevede, inoltre, che a lavori ultimati il terreno superficiale presenti elevata compattazione, ciò eviterà successivi fenomeni di instabilità superficiale.

Come già citato, il sistema idrografico attuale del sottobacino, è costituito dal reticolo di sinistra del Torrente Larderia. Esso è inevitabilmente destinato ad essere parzialmente modificato nelle zone oggetto di sistemazione.

In linea generale, dal punto di vista idraulico, si può affermare preliminarmente che le modifiche che verranno apportate saranno senz'altro migliorative, in quanto tendono essenzialmente ad una "sistemazione intensiva di tipo diviso", con profili a ripiani il cui obiettivo è quello di provvedere anche a contrastare l'erosione idrica con una ottimale regimentazione delle acque che

verranno incanalate in canali e/o condotte organizzati plano-altimetricamente, integrando sistemi di difesa vegetale, in modo da contrastare il ruscellamento disordinato.

Dal punto di vista teorico, si tenderà a conseguire lo scopo principale di interrompere la "lunghezza libera della pendice" stessa, suddividendola in tratti e riducendo la velocità e quindi l'aggressività del vettore idraulico.

In dettaglio, si prevederà la sistemazione di un cunettone esistente che avrà il compito di far defluire la portata proveniente dal Vill. Larderia tramite condotta interrata con diametro da 1000 mm, la realizzazione di cunette intercettatrici, costituite, nei casi più semplici, da modesti scavi a sezione.

La regimentazione a rete avverrà tramite due collettori principali che si snodano lungo le strade perimetrali Nord e Sud dell'area in argomento ed una serie di collettori secondari che vengono collocati lungo le strade di collegamento trasversali a servizio dei singoli lotti.

Le condotte saranno interrate e verranno collocate in adiacenza a quelle della rete delle acque nere ma a quota più alta.

I collettori secondari confluiranno le loro acque nei due collettori principali che a loro volta confluiscono in due diversi pozzetti.

Il collettore principale a Sud è costituito da due tratti; il tratto più a monte si troverà in prossimità e a quota del torrente Larderia e quindi tale tratto scaricherà nel suddetto torrente. Il tratto a valle continuerà fino ad un pozzetto di raccolta e da esso proseguirà per circa 100 metri tramite un apposito canale in calcestruzzo fino a raggiungere il tombino della strada comunale in

prossimità del vicino cimitero di Larderia; da tale tombino (oggetto di adeguamento e sistemazione del presente intervento) le acque verranno scaricate nella esistente rete comunale posta subito a valle.

Il collettore principale a Nord, si congiungerà con il canale esistente di smaltimento delle acque del Villaggio Larderia (anch'esso oggetto di sistemazione ed adeguamento del presente intervento) e dopo un tratto di circa 150 metri che verrà realizzato in condotta, raggiungerà il tombino stradale precedentemente summenzionato per quindi scaricare le acque nella rete comunale.

L'intera rete verrà realizzata con tubazioni in PEAD di diametro variabile secondo le portate effluenti del singolo tratto; i diametri, individuabili negli appositi elaborati grafici, avranno dimensione minima pari a mm 200 per tratti di collettori secondari, mentre la massima dimensione, per tratti dei collettori principali sarà pari a mm 800.

Lungo il tracciato della rete verranno posizionati un numero adeguato di caditoie per la raccolta delle acque

### **1.3. DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA**

#### **1.3.1. Generalità**

Alla base del dimensionamento idraulico delle opere di regimentazione delle acque meteoriche, atteso quanto specificato in premessa, vi è la determinazione della porta di massima piena  $Q_{max}$ .

Attese le caratteristiche e la modesta superficie del bacino interessato, per la determinazione delle  $Q_{max}$  basterebbe ricorrere all'uso di formule

empiriche, delle quali nella tabella seguente si paragonano i contributi unitari di piena in funzione della superficie, integrate da un controllo per mezzo della "curva involuppo".

Tuttavia, per una verifica più affinata ed un maggiore grado di sicurezza, si verificano ulteriormente le portate max piena con l'utilizzo della formula "razionale" di Ramser, Norton, Ellison. Tale formula tiene conto, non solo della superficie di bacino, ma, in una certa misura, anche della topografia, morfologia e pedologia del terreno, del tempo di ritorno (indirettamente dell'intensità di pioggia) e di un coefficiente di deflusso.

All'uopo appare appena il caso di ricordare, che, a vantaggio di sicurezza, le superficie assunte a base dei calcoli comprendono tutte le aree idraulicamente afferenti le sezioni considerate.

### 1.3.2. Confronto sui contributi unitari $q_{max}$

Tab. 1-

CONTRIBUTI UNITARI DI PIENA  $q_{max}$  (mc/s\*Kmq) IN FUNZIONE DELLA SUPERFICIE S (Kmq)

( N.B.: 1 ha = 0,01 Kmq)

S (Kmq)	BOCCI	PAGLIARO	FORTI <sup>(1)</sup>	FORTI <sup>(2)</sup>	FORTI <sup>(3)</sup>
0,01	10,20	32,22	14,00	9,90	29,00
0,10	3,36	32,19	13,99	9,89	28,98
0,50	1,61	32,04	13,95	9,86	28,90
1,00	1,20	31,87	13,90	9,83	28,81
2,00	0,91	31,52	13,80	9,75	28,62
5,00	0,65	30,53	13,50	9,54	28,08
10,00	0,52	29,00	13,04	9,20	27,22
20,00	0,42	26,36	12,21	8,60	25,69
50,00	0,34	20,71	10,29	7,21	22,14
100,00	0,30	15,26	8,22	5,72	18,33
500,00	0,24	4,92	3,60	2,38	9,80
1000,00	0,23	2,66	2,44	1,54	7,67

(1) Per precipitazione max nelle 24 h di 400 mm

(2) Per precipitazioni ma nelle 24 h di 200-250 mm

(3) Per precipitazioni max in 12 H di 400 mm ed area fino a qualche centinaio di kmq  
(vedi colombo pag. 302)

### **1.3.3. Formula del Pagliaro**

Come si è visto, tranne quelle del Forti, le citate formule empiriche tengono conto solo della superficie del bacino.

Tra esse si sceglie la formula empirica del Pagliaro, molto usata nelle nostre zone, che oltre ad essere alquanto cautelativa, appare abbastanza attendibile.

Tramite l'espressione:

$$q_{\max} = 2900/(90+S) \text{ (mc/s*Kmq)}$$

si ricava il contributo unitario di piena e quindi la portata massima  $Q_{\max}$ , per le tre sezioni considerate.

I risultati sono riportati nella tabella riepilogativa di confronto delle  $Q_{\max}$ .

### **1.3.4. Curva inviluppo**

Se si tiene conto della "Curva Inviluppo", elaborata dall'Ufficio Idrografico sulla scorta dei valori massimi di precipitazione, che, pur non rivestendo caratteristiche di generalità tali da poter essere applicata a tutti i casi, conduce spesso a risultati più attendibili e cautelativi delle varie formule empiriche riportate dai trattati di idraulica, nel caso in oggetto, purtroppo, causa le modeste superfici in gioco si verificano non poche difficoltà di lettura in quanto ci si muove nel tratto di curva pressoché verticale.

Per le superfici in questione appare molto cautelativo apprezzare un contributo unitario pari a:

$$q_{\max} = 32 \text{ mc/s*Kmq}$$

Tale portata conferma conferma quella calcolata con la formula del Pagliaro

Anche in questo caso, si ricava il contributo unitario di piena e quindi la portata massima  $Q_{max}$  riportando i risultati nella tabella riepilogativa di confronto.

### **1.3.5. Formula razionale di Ramser, Norton, Ellison**

Per una verifica più raffinata ed un maggiore grado di sicurezza, si verificano ulteriormente le portate di massima piena con l'utilizzo della formula "razionale" di Ramser, Norton, Ellison:

$$q_{max} = \phi * i \quad (mc*s/kmq)$$

Come già accennato, tale formula esprime la porta unitaria  $q_{max}$  in funzione della superficie del bacino, delle sue caratteristiche topografiche, morfologiche e pedologiche, del tempo di ritorno, della intensità di pioggia  $i$  (mm/ora) e di un coefficiente di deflusso  $\phi$ .

Nel caso in esame, i presupposti per la sua applicazione (superficie del bacino minore di 4 kmq, intensità di pioggia  $i$  costante sull'intera superficie e per un tempo  $t_p$  pari almeno al tempo di corrivazione  $t_c$ ), appaiono soddisfatti.

Per le superfici considerate ed assumendo, cautelativamente, i seguenti parametri:

- Tempo di corrivazione = tempo di pioggia
- Tempo di ritorno  $T_r$  pari a 10 anni
- Coefficiente di deflusso  $\phi = 0,80$

Si interpolano le intensità di pioggia, in inches/ora e quindi espresse in mm/ora, e si ottengono i valori di  $Q_{max}$ .

TAB. A – TEMPO MINIMO DI CORRIVAZIONE FUNZIONALE DELL'AREA DEL BACINO

S (acri)	S (Ha)	Tc (min)
1	0,40	1,4
3	1,21	3,0
5	2,02	3,5
10	4,05	4,0
20	8,10	4,8
30	12,15	8,0
50	20,24	12,0
100	40,48	17,0
200	80,97	23,0
500	202,43	41,0
1000	404,86	75,0

TAB. B – COEFFICIENTE DI DEFLUSSO  $\phi$ 

Topografia/Vegetazione		Tessitura del terreno		
		T. leggeri	T. medi	T. compatti
<b>FORESTE:</b>				
T. pianeggiante	(0 - 0,5%)	0,10	0,30	0,40
T. in pendio	(5 - 10%)	0,25	0,35	0,50
T. collinari	(10 - 30%)	0,36	0,50	0,60
<b>PASCOLI:</b>				
T. pianeggiante	(0 - 0,5%)	0,10	0,30	0,40
T. in pendio	(5 - 10%)	0,16	0,36	0,55
T. collinari	(10 - 30%)	0,22	0,42	0,60
<b>COLTIVAZIONI:</b>				
T. pianeggiante	(0 - 0,5%)	0,30	0,50	0,60
T. in pendio	(5 - 10%)	0,40	0,60	0,70
T. collinari	(10 - 30%)	0,52	0,72	0,82
<b>LOC. URBANE:</b>				
T. pianeggiante	(0 - 0,5%)	0,40	0,55	0,65
T. in pendio	(5 - 10%)	0,50	0,65	0,80

Nella tabella che segue si rappresentano, per le sezioni considerate, i valori delle  $Q_{max}$ , determinate con la Formula del Pagliaro, con quella "razionale" di Ramser, Norton, Ellison e con la Curva Inviluppo.

Per la verifica idraulica della sezione, si ricorre alla formula di Chezy:

$$V = X \sqrt{RJ}$$

Adottando per X l'espressione di Bazin:

$$X = 87 \sqrt{R} / (R + \beta)$$

Si verifica facilmente che la portata convogliabile dalla sezione di deflusso stabilita, è maggiore di tutte le  $Q_{\max}$  determinate per il bacino sotteso, con un buon franco idraulico.



# COMUNE DI MESSINA

## PIANO REGOLATORE GENERALE

### VARIANTE PARZIALE DI TUTELA AMBIENTALE

ELABORATO:

**RELAZIONE GEOLOGICA DI  
COORDINAMENTO CON IL PIANO DELLA  
PROTEZIONE CIVILE**

ALLEGATO:

**1B**

SCALA:

DATA: **GIUGNO 2015**

AGGIORN.: **FEBBRAIO 2017**

REDAZIONE:

COMUNE DI MESSINA  
UFFICIO DEL PIANO REGOLATORE GENERALE  
*(Istituito con Det. del S.G.D.G. n° 254 del 06/12/2016)*

Il Geologo  
(Dott. Paolo Pino)



IL R.d.P.  
(Dott. Placido Accolla)

IL DIRIGENTE  
(Arch. Vincenzo Schiera)

L'ASSESSORE  
ALL'URBANISTICA  
(Ing. Sergio De Cola)



# Relazione di coordinamento dello studio di pericolosità, rischio idraulico e da frana, ai fini del Piano di Protezione Civile del Comune di Messina con gli studi geologici e le previsioni della “Variante parziale di tutela ambientale”

## **1. Premessa**

In riferimento all’incarico conferito con D.D. n. 153 del 16/12/2016, trasmessa con nota prot. n. 17913 del 23/01/2017 e su richiesta del Dipartimento Politiche del territorio (nota prot. n. 14913 del 19/01/2017), si chiede allo scrivente geol. Paolo Pino, già redattore dello studio geologico per l’aggiornamento e adeguamento del Piano di Protezione Civile Comunale di Messina, di seguito denominato anche Piano, relativamente ai rischi idraulico e da frana (D.D. n. 115 del 10/11/2015 prot. n. 263583), di provvedere alla stesura di una relazione di coordinamento del predetto Piano con gli studi geologici e le previsioni della “Variante parziale di tutela ambientale”. Tale esigenza, prevista dall’art. 3 c. 6 della L. n. 225/92 e s.m.i., nasce dalla necessità di raccordare e recepire le nuove conoscenze acquisite sul territorio in termini di pericolosità e rischio idrogeologico, da frana e idraulico, emerse a seguito del predetto aggiornamento del Piano di Protezione Civile.

Il Piano di Protezione Civile Comunale ha valore di piano territoriale di settore e rappresenta lo strumento conoscitivo e di pianificazione mediante il quale l’Amministrazione Comunale pianifica e programma le azioni e le norme d’uso finalizzate alla salvaguardia delle popolazioni, degli insediamenti, delle infrastrutture.

Il Piano viene redatto ai sensi del Manuale operativo per la predisposizione di un piano comunale o intercomunale di protezione civile (ex O.P.C.M. 3606) emanato nell’ottobre 2007 dal Dipartimento Nazionale di Protezione Civile, delle Linee Guida per la predisposizione dei Piani di Protezione Civile Provinciali e Comunali in tema di rischio idrogeologico (vers. 2010 - Dipartimento Regionale della Protezione Civile) e tenuto conto del Rapporto preliminare sul rischio idraulico e ricadute nel sistema di protezione civile (vers. 5/2015 del Servizio CFDMI Dipartimento Regionale della Protezione Civile).

Di seguito vengono esplicitati, obiettivi, significati concettuali e ricadute delle nuove valutazioni e ripermetrazioni di aree a differente pericolosità e rischio, effettuate per finalità di protezione civile, sulle politiche di utilizzo del territorio.

## **2. Finalità e obiettivi del Piano e della relazione di coordinamento**

L'aggiornamento del Piano di Protezione Civile Comunale risponde anche all'esigenza di coordinamento tra le previsioni in materia di protezione civile e il Piano Urbanistico Comunale. Infatti, se per un verso il Piano di Protezione Civile ha come obiettivo la gestione del rischio e dell'emergenza, individuando un insieme di aree geografiche potenzialmente a rischio, le stesse, che appartengono al territorio, sono, pertanto, oggetto di previsione e trasformazione urbanistica. Il fine, dunque, è quello di assicurare una armonizzazione tra quanto previsto in sede di Piano di Protezione Civile e lo strumento urbanistico comunale.

Tale raccordo è espressamente previsto dalla L. n. 225/92, in materia di Protezione Civile, successivamente modificata dalla L. n. 100/2012.

Gli scopi principali delle norme di coordinamento volte al raccordo tra la materia di protezione civile e quella urbanistica sono:

- evidenziare i requisiti minimi da garantire, affinché le risultanze degli studi geologici condotti nel Piano di Protezione Civile vengano acquisite dallo strumento urbanistico e le nuove aree di emergenza e vie di esodo vengano mantenute nel tempo; a tal fine, è auspicabile l'inserimento, all'interno degli strumenti urbanistici, dell'insieme delle risorse (aree di attesa, di accoglienza ed ammassamento) di Protezione Civile, con la loro specifica identità e funzione, in modo che divengano uno degli elementi strutturali del Piano Urbanistico;
- assicurare il recepimento dei punti critici individuati (*c.d.* nodi idraulici e da frana) al fine di evidenziare la potenziale insorgenza di condizioni di rischio e una maggiore attenzione nell'individuazione di nuove previsioni urbanistiche; quindi, porre in essere misure di risanamento e potenziamento dei sistemi di difesa spondale nonché di quelli per la riduzione del rischio da frana.
- prevedere una specifica disciplina urbanistica per le aree a pericolosità idraulica e da frana, individuate nell'ambito del Piano di Protezione Civile comunale.

Le finalità del Piano sono perseguite mediante:

- l'adeguamento degli strumenti urbanistici e territoriali;
- la definizione del rischio idrogeologico in relazione ai fenomeni di dissesto e alluvionali considerati;
- la costituzione di prescrizioni, norme comportamentali e procedurali nell'ambito della pianificazione d'emergenza per scopi di protezione civile, di destinazioni d'uso del suolo in relazione al diverso livello di rischio e pericolosità;

- l'approntamento di adeguati sistemi di presidio e controllo territoriale delle criticità individuate.

Le norme di coordinamento derivanti dalle perimetrazioni del Piano non sostituiscono eventuali norme più restrittive previste dalla legislazione statale in materia di beni culturali e ambientali e di aree naturali protette, negli strumenti di pianificazione territoriale regionali, provinciali e comunali, ovvero in altri piani di tutela del territorio ivi compresi i piani paesistici.

Le attività espletate nella fase di aggiornamento del Piano di Protezione Civile Comunale, relativamente al rischio idrogeologico, idraulico e da frana, sono focalizzate, principalmente, sull'individuazione delle aree geologicamente pericolose e sulla definizione degli scenari di evento atteso e dei conseguenti possibili rischi derivanti, in particolare, per la popolazione e per il tessuto urbano-infrastrutturale.

Le mappe degli scenari di evento atteso consentono di associare alla pericolosità idraulica e da frana il tipo di "elemento" esposto, permettendo l'immediata percezione del rischio a cui tale elemento o gruppi di elementi (edificato e/o infrastruttura) possono essere soggetti.

Il Piano è volto ad individuare il rischio, laddove, nell'ambito delle aree in frana e di quelle esterne, ma interferenti con le dinamiche evolutive franose, o delle zone inondabili, si rileva la presenza di elementi esposti.

Le situazioni di rischio vengono raggruppate, ai fini della pianificazione dell'emergenza, con indicazioni delle azioni non strutturali di auto-protezione o di evacuazione, misure di contrasto preventivo o di programmazione di interventi di mitigazione del rischio.

La definizione degli scenari di rischio soddisfa almeno due dei tre obiettivi cardini perseguiti in ambito di protezione civile e di salvaguardia della popolazione: la previsione e la prevenzione (art. 3 della L. 225/92). La previsione scaturisce dall'elaborazione di vari scenari ipotetici, spesso del tutto plausibili, ossia dalla proiezione in una realtà presunta ma verosimile che consente di fornire una anticipazione dei pericoli geologici che si possono attivare e verificare in determinate condizioni territoriali, nonché meteo-climatiche, e degli elementi esposti che potrebbero essere coinvolti. Pertanto, si può affermare, almeno preliminarmente, che il Piano mira a fornire le risposte su "quale" pericolo geologico (es. tipologia di frane, fenomeno torrentizio), *alias* fenomeno naturale, si può presentare (*previsione tipologica*) e "dove" (in quale zona di territorio di Messina) tale fenomeno si può manifestare (*previsione spaziale*).

Le suddette perimetrazioni degli scenari di evento attesi sono la sintesi di numerose attività propedeutiche basate, oltre che sugli estesi rilievi di campo, su vari studi, per es. sulla conoscenza delle aree dissestate mappate da fonti ufficiali, tra cui il Piano Stralcio di Assetto idrogeologico

(PAI), sugli studi specialistici geomorfologici condotti dall'ENEA e idraulici, nell'ambito di alcuni bacini idrografici interni al territorio comunale, eseguiti dal Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Messina. L'esatta o, quanto meno, probabile individuazione del nesso eziologico tra una causa e determinati effetti, che certi episodi alluvionali possono indurre sul territorio esaminato, contribuisce, certamente, alla possibilità di intraprendere pratiche precauzionali di salvaguardia della vita e delle attività economico-sociali. Solo la reale conoscenza delle problematiche e delle criticità può favorire lo sviluppo di azioni strutturali e non strutturali volte, tanto alla mitigazione e prevenzione dei rischi quanto, talvolta, anche alla risoluzione definitiva dei problemi.

La conoscenza della vocazione naturale del territorio all'insorgere e sviluppo dei pericoli geologici, dei meccanismi e delle dinamiche evolutive deve dare avvio a consequenziali percorsi virtuosi costruiti su misure di salvaguardia preventive a tutela della pubblica e privata incolumità; percorsi, questi ultimi, che rientrano nell'ambito di competenza amministrativa dell'urbanistica e della protezione civile e che devono proiettarsi alla logica della prevenzione, non della riparazione di un danno, spesso evitabile. Tale stato informativo-conoscitivo risulta, pertanto, essenziale, cruciale, basamento imprescindibile, su cui impostare la pianificazione d'emergenza, tarando le dovute azioni volte alla salvaguardia e alla protezione (terzo obiettivo) della popolazione potenzialmente a rischio.

Il Piano, dunque, rappresenta verosimili scenari, nella logica previsionale, dinamica e non statica, di ciò che può succedere nella realtà, fornendo una indicazione di come un'alluvione o un fenomeno franoso può svilupparsi, pur con ampi e inevitabili margini di incertezza. Innumerevoli, infatti, sono le concause che possono incidere sull'intensità dell'evento (piogge localizzate, cedimento delle strutture, ostruzioni e restringimenti pregressi o forzosi e transitori delle sezioni d'alveo, traffico veicolare e presenza di automezzi, impedimenti dovuti ai materiali flottanti e altro ancora), delle quali è difficile prevedere *ex ante* gli sviluppi e, spesso, anche governarne le conseguenze.

Tale logica dinamica permette di considerare il verificarsi di fenomeni di dissesto idrogeologico di neoformazione; in sostanza, lo scopo è quello di allargare lo spettro osservazionale e previsionale dei possibili eventi dannosi, anche in zone storicamente "silenti", ma potenzialmente soggette a mutazioni.

Al riguardo, un aspetto che merita particolare attenzione è quello relativo alle aree attigue ai letti torrentizi, in relazione alle quali emerge una peculiare criticità dovuta, spesso, al carattere mutevole ed incerto dei sistemi di difesa spondale, nonché alla posizione sfavorevole rispetto alle dinamiche torrentizie.

Per questa ragione, durante i sopralluoghi e i rilievi di campo, gli assetti plano-altimetrici dei luoghi e la presenza di punti di debolezza o inefficienza nel sistema di protezione e difesa spondale (assenza di argini, varchi, argini bassi o ammalorati strutturalmente, sottoescavazioni per erosione di sponda laterale, ecc.) sono stati oggetto di attente verifiche. Inoltre, è stata prestata attenzione anche alle condizioni locali di vulnerabilità degli esposti rispetto all'attuale dinamica fluviale (ad es. gomiti fluviali, strozzature e restringimenti naturali o antropicamente indotti delle sezioni di deflusso) e, quindi, alla posizione del sistema edilizio-infrastrutturale in relazione alla direzione di deflusso o ad una eventuale tracimazione/esondazione di una piena.

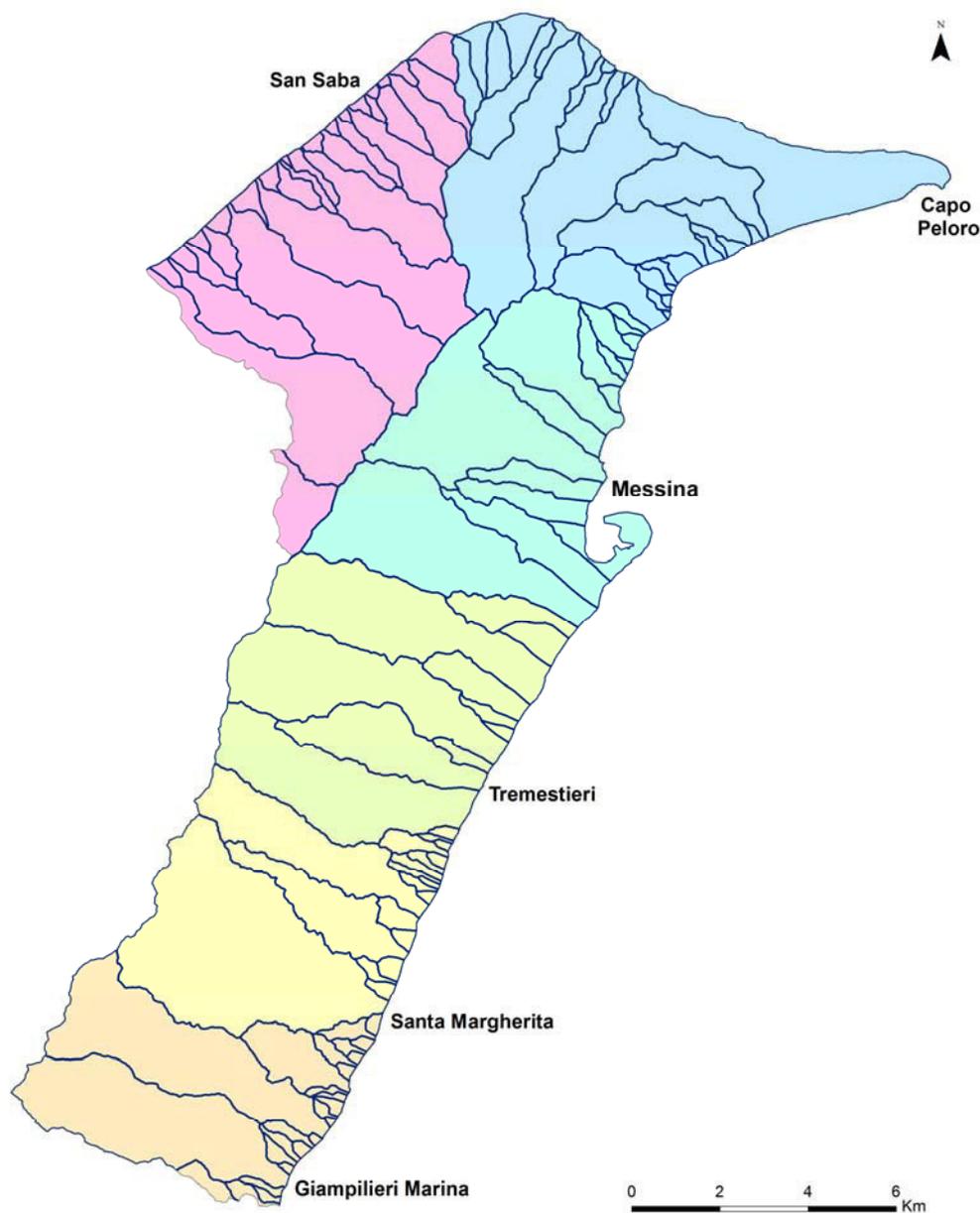
Pertanto, dallo studio emergono diffusi assetti con quote al di sotto dei letti fluviali indicativi di una posizione sfavorevole ad eventuali fenomeni di piene torrentizie, spesso, del tutto verosimili nel panorama cittadino.

### **3. Ambito territoriale di intervento**

L'analisi effettuata riguarda, in particolare, gli ambiti *intra* ed *extra* comunali, interferenti con le aree più densamente urbanizzate del territorio, con quelle suburbane e con la rete viaria principale. Vengono trascurate, invece, le zone più spiccatamente montuose e peri-montuose del crinale peloritano, allo stato delle conoscenze non popolate e comunque non interessate da residenze stabili o da addensamenti abitativi.

È stato condotto un lavoro, seppur prevalentemente, a carattere speditivo, quasi capillare e comunque estensivo su un territorio di per sé vasto e problematico (si rammenta l'estensione totale del territorio comunale è pari a 213 Km<sup>2</sup>); anche se spesso, ai casi storicamente problematici o a quelli "silenti", poi rivelatisi, a parere dello scrivente, potenzialmente delicati, è stato riservato un maggiore approfondimento, compatibile con i tempi di consegna del lavoro stesso e delle molteplici criticità esistenti.

Il territorio comunale, per comodità rappresentativa e operativa, è stato suddiviso in sei macroaree, vincolando i confini interni agli spartiacque dei bacini idrografici, mentre i confini esterni coincidono con quelli amministrativi. Tale suddivisione è raffigurata nella seguente figura.



- Macroarea 1: dal Torrente Divieto-Cuturi (Capo Scaletta) al Torrente Santo Stefano escluso
- Macroarea 2: dal Torrente Santo Stefano al Torrente Larderìa escluso
- Macroarea 3: dal Torrente Larderìa al Torrente Zaera escluso
- Macroarea 4: dal Torrente Zaera al Torrente Pace escluso
- Macroarea 5: dal Torrente Pace al Torrente Muto
- Macroarea 6: dal Torrente Muto escluso al Torrente Gallo

All'interno di ogni macroarea e ambito territoriale sono individuate e riportate cartograficamente, in scala 1:10.000, le aree a pericolosità idraulica (fasce di territorio esondabili) e a pericolosità da frana (aree di versante in frana e suscettibili al dissesto di nuova generazione), le aree immediatamente sottomesse che possono essere potenzialmente interessate dalle dinamiche di propagazione dei fenomeni franosi stessi e le aree con elementi di criticità idraulica e da frana.

Attraverso l'individuazione delle suddette aree e la relativa regolamentazione, viene definita, nelle sue linee generali, l'ossatura dell'assetto idraulico e di versante, nonché i potenziali effetti al suolo. Censiti e classificati i dissesti, anche quelli di altre fonti (Tavv. RI.CD.01-06 del Piano), valutate le pendenze d'inesco entro cui possono generarsi i principali dissesti ad evoluzione rapida (Tavv. RI.CA.01-06 del Piano), tenuto conto delle informazioni contenute nel PAI Sicilia (Tavv. RI.PAI.01-06 del Piano) e dallo Studio ENEA, di tutte le analisi e osservazioni di campo di tipo geologico e geomorfologico e della personale esperienza sui danneggiamenti verificatesi a seguito dei recenti eventi alluvionali (25/10/2007, 01/10/2009 e 01/03/2011), si è potuto esprimere una prima, ma ponderata e cautelativa valutazione della pericolosità e del rischio idraulico e da frana e, pertanto, della definizione degli scenari di evento atteso (Tavv. RI.SE.01-06). Tale valutazione potrà essere rideterminata con studi specialistici di tipo quantitativo e sito-specifici, basati su indagini approfondite di sottosuolo non eseguibili e richiesti nel presente incarico.

In assenza di approfondimenti e studi specialistici, lo scenario di riferimento è definito su base osservazionale geomorfologica, sull'assetto plano-altimetrico dei luoghi, sull'individuazione di evidenze sul terreno connesse a movimenti di versante, quali fenditure, lesioni, rigonfiamenti, avvallamenti, improvvise rotture di pendio occulte, disarmonie della superficie topografica e sulla base degli effetti e danneggiamenti pregressi notori sia essi recenti che storici.

Vengono proposti due livelli di scenari di rischio. Il primo, di riferimento, ossia di base, è basato sulle aree a più elevata pericolosità, perimetrata per i tempi di ritorno più bassi ( $\leq 50$  anni). A tale primo quadro di riferimento, segue un secondo livello di scenari di rischio corrispondenti a tempi di ritorno superiori a carattere straordinario (secolare) per i quali si prevedono scenari più catastrofici.

Per il Comune di Messina, alla luce delle perimetrazioni PAI (Tavv. RI.PAI.01-06 del Piano) e degli effetti degli ultimi eventi calamitosi, considerato il livello attuale di estrema vulnerabilità geomorfologica ed idraulica del territorio, si assumono entrambi gli scenari di riferimento, corrispondenti ad eventi ordinari (anche non particolarmente intensi) e straordinari, produttori di livelli di criticità molto elevata, diffusa o circoscritta. Lo scenario di riferimento rappresenta (Tavv. RI.SE.01-06) un utile supporto per le attività di monitoraggio e vigilanza, di presidio territoriale, di avviso e informazione (strumentale e non) alla popolazione, ma anche per programmare e razionalizzare ogni intervento sul territorio volto alla mitigazione e gestione del rischio.

#### 4. Contenuti del Piano

Il Piano è elaborato sulla base degli studi di seguito indicati:

- rilievi geomorfologici di campo, analisi e verifiche *in situ* degli assetti plano-altimetrici;
- dati e notizie storiche di eventi alluvionali passati;
- Piano stralcio per l'assetto idrogeologico e proposte di aggiornamento (PAI Sicilia, 2010-2014);
- Studio ENEA (2013);
- Studio geologico e relative cartografie a corredo del P.R.G. del Comune di Messina;
- Studio sulla "Valutazione della pericolosità idraulica nel territorio Comunale di Messina, dei torrenti/fiumare: Galati, Mili, Larderia, Zafferia, San Filippo, Cumia-Bordonaro, Bisconte-Cataratti e Papardo" (2013), effettuato dal Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Messina.

Il Piano si articola in:

- attività conoscitiva, formulazione di specifiche direttive per l'adozione delle misure di protezione civile connesse al Piano;
- rilevamenti e censimenti delle criticità idrauliche e da frana e relativa schedatura con metodologia DRPC (Dipartimento Regionale di Protezione Civile);
- valutazioni sul campo delle condizioni di pericolo e di rischio, in base all'assetto plano-altimetrico e ai condizionamenti geologici locali;
- perimetrazioni di nuove forme geomorfologiche di interesse come aree in frana con differente grado di certezza, aree a differente livello di pericolosità, vulnerabilità e rischio;
- limitazioni che si applicano alle aree soggette a rischio e/o pericolose e altre misure di salvaguardia di tipo non strutturale.

Il Piano consta di una relazione metodologica-illustrativa degli studi sul rischio idrogeologico da frana e idraulico condotti per le finalità di Protezione Civile, nonché di n. 54 elaborati cartografici a vario tematismo e fattore di scala (1:10.000; 1:25.000), in formato pdf e shapefile. Il Piano infittisce e riscrive il reticolo idrografico, individua le zone con le pendenze d'innescamento potenziale di fenomenologie franose ad evoluzione rapida di versante, assembla l'inventario dei dissesti derivanti da studi pregressi e di nuova perimetrazione, contiene il censimento dei nodi critici, idraulici e da frana, gli scenari di pericolosità e di rischio idraulico e da frana, le aree urbanizzate a rischio per il censimento della popolazione, la pianificazione di emergenza con l'individuazione delle aree di attesa, di ricovero e di ammassamento, la viabilità di esodo, le aree da evacuare e i cancelli da posizionare in caso di evento per la regolamentazione del traffico veicolare. Contiene, inoltre, la

cartografia aggiornata della pericolosità e rischio PAI comprensiva delle più recenti proposte di aggiornamento (2012-2014), un elaborato di sintesi relativo alle zone e luoghi interessati storicamente da fenomeni alluvionali e di dissesto idrogeologico. Infine, costituiscono parte integrante del Piano n. 2005 schede di censimento delle criticità da frana e idrauliche redatte secondo la nuova metodologia, in fase sperimentale, del Dipartimento Regionale di Protezione Civile.

## **5. Assetto geomorfologico e idraulico**

Le caratteristiche orografiche spiccatamente montane del territorio comunale di Messina delineano un quadro franoso conclamato e di propensione al dissesto diffuso e preoccupante. In particolare, lo dimostrano gli eventi calamitosi del recente passato (Giampilieri 25 ottobre 2007, 1 ottobre 2009 e 1 marzo 2011), allorquando a seguito di intensi episodi piovosi si attivarono numerosissimi fenomeni franosi ad evoluzione rapida di versante di nuova generazione, riferibili principalmente alla tipologia delle colate detritico-fangose e degli scivolamenti planari superficiali. Sicchè, appare, quasi del tutto, ovvio comprendere la spiegazione di tale fragilità e peculiarità geomorfologica del territorio di Messina, che, purtroppo, tante volte è stato vulnerato dalle predette fenomenologie franose e potrà esserlo ancora per le specifiche caratteristiche e condizionamenti geologico-geomorfologici, se non verranno adottati gli interventi preventivi idonei.

A complicare e rendere più elevato il livello di vulnerabilità generale, contribuisce un assetto urbanizzato ad elevata densità e articolato in un centro urbano concentrato lungo la spianata costiera, senza soluzione di continuità, ramificato a pettine lungo i numerosi fondovalle torrentizi, spesso fino ai bordi dei letti di magra, talvolta più o meno totalmente tombinati nel loro tratto terminale. Anche nel centro cittadino, l'urbanizzato, non solo ad impianto storico, si abbarbica su versanti brevi e acclivi delle prime propaggini collinari che si affacciano sulla spianata costiera, formando un tutt'uno con il centro cittadino rivierasco. Su tale assetto gravitano numerosi villaggi e borgate satelliti collinari, indipendenti, collegati alla costa tramite diramazioni stradali, spesso uniche vie di accesso. Molti dei villaggi e del tessuto urbano peri-costiero, ricadono nei fondovalle dei torrenti principali, subito ai bordi o allo sbocco del fitto intreccio di aste drenanti e valloni prominenti di rango minore, rivestendo condizioni altamente sfavorevoli dal punto di vista della vulnerabilità sia al pericolo idraulico, che da frana. Molino, Altolia o Briga Superiore, Santo Stefano di Briga, Mili San Pietro e Mili San Marco, San Filippo Superiore, ad esempio, sono tagliati da valloni in cui storicamente si canalizzano colate detritico-fangose e si sviluppano piene torrentizie ad elevato carico solido e flottante (tronchi d'alberi e legname vario). Settori depressi

abitati, addirittura, risultano sottomessi alle quote attuali dei letti torrentizi, la cui salvaguardia e protezione è sospesa dalla tenuta di antichi grossi muri d'argine, eretti e rinforzati nel tempo (caso di San Filippo Superiore, Larderia Inferiore, Santo Stefano Medio, Mili San Marco, San Michele, ecc.). Altre zone densamente abitate riferibili a contesti di fondovalle risultano sostanzialmente alla stessa quota del letto torrentizio.

Situazioni di urbanizzato concentrato lungo aste torrentizie cementate ed asfaltate, trasformate in strade-alveo, non a caso, a futura memoria e allo scopo di monito, spesso denominate Via Vallone, Via Burrone o Via Torrente, si rinvencono lungo e allo sbocco di alcuni valloni, accidentati e storicamente sede di flussi torrentizi e di colate detritico-fangose (Mili San Pietro, Mili San Marco, Giampileri Superiore, Catarratti, ecc).

Altri abitati come Castanea, Gesso o Massa San Giorgio, Tipoldo, Larderia Superiore, per esempio, avendo una posizione di culminazione topografica, risultano, se non ai loro bordi, esenti da coinvolgimenti torrentizi o da dinamiche franose.

## **6. Aree a pericolosità idraulica e da frana**

Premesso quanto sopra, occorre soffermarsi sul contenuto degli elaborati cartografici che costituiscono il perno del Piano di Protezione Civile e, quindi, incidono sulle scelte urbanistiche.

Per ogni elaborato cartografico-conoscitivo vengono indicati i significati delle varie perimetrazioni e suggerite le direttive per l'adozione delle misure di protezione civile connesse al Piano. Sono, soprattutto, le sotto elencate perimetrazioni quelle che si ritengono meritevoli di recepimento ai fini dell'adeguamento dello strumento urbanistico.

Le aree soggette a pericolosità da frana e idraulica sono oggetto di specifica disciplina e rappresentano l'ambito territoriale di elezione per gli interventi di prevenzione del rischio e riduzione dell'esposizione.

Le aree interessate da tali pericolosità sono individuate e contenute, in particolare, in alcuni elaborativi cartografici del Piano (Tavv. RI.SE.01 fino a RI.SE.06, RI.CD.01 fino a RI.CD.06, RI.NC.01 fino a RI.NC.06).

1) Relativamente agli scenari di evento atteso e di rischio idraulico e da frana si descrivono le aree perimetrate e ritenute significative:

**56° - 90°**

**Aree di versante con acclività superiori a 33°**, ad elevata propensione all'innescò e sviluppo di fenomeni franosi di nuova generazione locali e/o diffusi a dinamica veloce e ampia propagazione spaziale del tipo crolli (classe clivometrica con range 56°-90°), scivolamenti planari in roccia e detrito (classi clivometriche con range 49°-55° e 34°-48°) e/o colate detritico-fangose (classe clivometrica con range 34°-48°);

**49° - 55°**

**34° - 48°**

Nell'intervallo clivometrico rientrano i fenomeni molto rapidi (crolli *s.l.*), generalmente imprevedibili e improvvisi, senza evidenti segni incipienti e precursori. Tali fenomenologie franose possono verificarsi a seguito di piogge brevi e intense oppure in assenza di pioggia per continuo deterioramento fisico dell'ammasso roccioso fratturato, o indotte da sismi. A seguito di prolungati periodi piovosi possono innescarsi dissesti con superfici di rottura profonde, specie nei terreni metamorfici fortemente tettonizzati e in quelli molassici conglomeratico-sabbiosi.

Ai restanti campi di acclività appartengono le frane ad innescò di pioggia che, pertanto, possono essere previste con un certo grado di affidabilità una volta sussistenti le condizioni predisponenti e determinate le relazioni dirette che intercorrono tra altezze pluviometriche e inneschi storici. Sono frane quasi-istantanee, che non mostrano segni premonitori, esaurendosi in brevissimo tempo, proprio a causa della loro rapidità d'evoluzione. Molto raramente si attivano nel medesimo sito, da ciò deriva l'impossibilità di prevedere l'ubicazione esatta di un possibile innescò e ci si deve limitare all'individuazione delle aree suscettibili e delle zone morfologicamente vincolate in cui questo tipo di frane si può canalizzare.

**Aree sottomesse a versanti con acclività superiori a 33°** suscettibili di frane ad evoluzione rapida, storicamente interessate da convogli detritico-fangosi di frana. Tali aree risultano, pertanto, potenzialmente esposte al pericolo frana e alle dinamiche evolutive connesse. Si tratta della perimetrazione delle aree potenzialmente interessate da dinamiche di frana ad evoluzione rapida di versante (zone di transito e di invasione) con rischio e danneggiamento indotto per i beni esposti non quantificabile su base osservazionale, se non con studi specifici di dettaglio. Tutti i manufatti ricadenti all'interno di tali aree sono da ritenere, in caso di condizioni meteo avverse, da evacuare totalmente o parzialmente, con riferimento ai residenti ai piani terreni e anche a quelli ai piani più elevati posti a livello del prospiciente versante.



Aree in frana storicamente o potenzialmente caratterizzate da deformazioni e movimenti gravitativi profondi lenti, manifestati solitamente dalla riattivazione e talora dall'ampliamento di antichi quadri fessurativi a carico dell'urbanizzato, da avvallamenti, spancamenti e fuori piombo di muri e strutture rigide. La velocità di movimento è tale da essere solitamente percepita tramite segnali precursori (scricchiolii e lesioni degli edifici, inclinazione di pali e alberi, distacco tra marciapiedi esterni e caseggiati), permettendo una completa evacuazione. Localmente il preesistente quadro fessurativo o quello di neo-formazione a carico dell'edificato potrebbe degenerare producendo danni strutturali seri fino a collassi parziali e/o totali. Avvertito il pericolo sulla base di valutazioni e verifiche dei Presidi Territoriali o del personale comunale, occorre procedere tempestivamente all'abbandono delle abitazioni.



Aree di stretta pertinenza fluviale frequentemente inondabili e caratterizzate da significativo trasporto solido e flottante, associato a fenomeni di erosione di sponda laterale e sovra-incisioni di fondo alveo, anche a seguito di eventi alluvionali ordinari. Rischio idraulico molto elevato in cui ogni insediamento e/o infrastruttura è da ritenersi incompatibile. In caso di condizioni meteo avverse, si dispone la sospensione di tutte le attività e l'evacuazione di tutti i frequentatori e di tutta la popolazione eventualmente ivi residente. Traffico veicolare impedito in caso di evento, anche non particolarmente intenso.

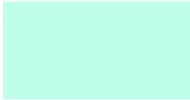
Le zone classificate dal PAI come Sito di Attenzione idraulico vengono recepite allo stesso modo di quelle ad elevata pericolosità idraulica P3 o R4, in quanto aderenti con le suddette aree di stretta pertinenza torrentizia.



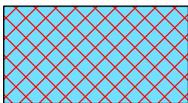
Aree a pericolosità idraulica da moderata a bassa, storicamente inondate e potenzialmente inondabili a seguito di eventi alluvionali straordinari e/o per collasso e/o mancanza di muri d'argine e/o per la presenza di ostruzioni al normale deflusso idraulico, individuate con criteri geomorfologici e sulla base di riscontro puntuale di campo.

Rischio idraulico da elevato a molto elevato, in caso di accadimento, tale da comportare, per le aree urbanizzate e le infrastrutture coinvolte, l'evacuazione dei residenti ai piani terreni e, comunque, di quelli ai piani sottomessi alle quote dei rispettivi letti fluviali di pertinenza, sulla base di valutazioni espresse dai Presidi Territoriali e/o all'aggravarsi della situazione nei punti critici monitorati a vista e/o al superamento di soglie riferite a sistemi di allertamento locale, ove presenti.

Disagi e rischio sopportabile, invece, per la popolazione residente ai piani più alti rispetto alle quote degli alvei fluviali. Traffico veicolare impedito in caso di evento. Si dovrà valutare, tuttavia, l'opportunità di eventuali evacuazioni preventive a carico della popolazione più vulnerabile (allettati, persone non autosufficienti, ecc.).



Aree a pericolosità idraulica da bassa a molto bassa, potenzialmente inondabili a seguito di eventi alluvionali estremi e/o per eventuali collassi dei muri d'argine, per i quali non si hanno notizie storiche. Rischio idraulico da elevato a molto elevato, in caso di accadimento, tale da comportare, per le aree urbanizzate e le infrastrutture coinvolte, l'evacuazione dei residenti ai piani terreni e comunque anche di quelli ai vani abitativi sottomessi alle quote dei rispettivi letti fluviali di pertinenza, sulla base di valutazioni espresse dai Presidi Territoriali e/o all'aggravarsi della situazione nei punti critici monitorati a vista e/o al superamento di soglie riferite a sistemi di allertamento locale, ove presenti. Disagi e rischio sopportabile, invece, per la popolazione residente ai piani più alti rispetto alle quote dei predetti alvei fluviali. Traffico veicolare impedito in caso di evento.



Aree esposte a rischio idraulico e a dinamiche franose nelle quali possono riversarsi e formarsi conoidi detritico-fangose miste da colata rapida e torrentizia, generalmente allo sbocco di valloni e piccoli rii. Tutti i manufatti ricadenti all'interno di tali aree, sono da ritenere, in caso di condizioni meteo avverse, o da evacuare totalmente o parzialmente, con riferimento ai residenti ai piani terreni.



Aree urbanizzate morfologicamente depresse, frequentemente allagate e potenzialmente allagabili, fondamentalmente durante eventi piovosi intensi anche non particolarmente prolungati, per sofferenza e crisi del reticolo idrografico minore e/o del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche in ambito urbano. Danni da allagamento simili a quelli causati da inondazione a bassa velocità, senza immediato danneggiamento strutturale (solo raramente finestre e porte abbattute), con tiranti idrici dal piano campagna e stradale compreso generalmente tra 0,5 e 1,5 metri, solo occasionalmente e nei punti più depressi anche 2,0 metri. Localizzati allagamenti di locali interrati e talvolta di quelli posti a piano terreno, unitamente a temporanee interruzioni della viabilità in prossimità di piccoli impluvi o canali (sottopassi, tunnel, avvallamenti stradali, ecc.) sono possibili anche in caso di criticità Ordinaria (allerta Gialla). Criticità elevata con verosimile pericolo di vita per i frequentatori temporanei e/o i residenti i vani abitativi di fabbricati, locali e/o di strutture adibite a deposito ed attività commerciali-artigianali, sottomessi alle quote di calpestio della viabilità prospiciente potenzialmente interessata da deflussi idrici.

I frequentatori/residenti, potenzialmente coinvolti, in caso di pioggia intensa, devono procedere, con assoluta immediatezza all'abbandono dei locali sottomessi (garages, cantinati, semi-interrati, ecc.) e portarsi a riparo, per lo meno a livello della quota strada lato monte, o meglio ancora a quote più elevate. Rischio grave per la popolazione più vulnerabile (allettati, persone non autosufficienti, bambini, ecc.) residente a livello o sotto quota strada allagabile (piani terra e semi-interrati), sopportabile, invece, per quella residente ai piani più alti. Si dovrà valutare, di volta in volta, l'opportunità di

evacuazioni preventive a carico della popolazione esposta più vulnerabile e non autosufficiente.

Per quanto concerne le perdite potenziali dovute ai danni da inondazione dei beni contenuti negli edifici, si evidenzia come già ad altezze d'acqua di 0,5 m le perdite in termini di "beni interni" si aggirano intorno al 50%, mentre ad altezze di 1,0 m il danno raggiunge l'80% (fonte: *Natural Hazards Research Centre*).



Aree sprovviste di viabilità di accesso sicuro, a rischio evolutivo idraulico e da frana da moderato ad elevato per interessamento, anche indiretto, da dinamiche franose e torrentizie. Le persone a rischio incolumità sono quelle che si trovano fuori dalle abitazioni e ai piani bassi (in particolare piani interrati e piani terreni).



Danneggiamenti ai fabbricati sono possibili, anche al loro interno, tuttavia, senza immediato danno strutturale. Rischio accettabile per la popolazione residente ai piani alti (pari e/o superiori al primo piano o 2<sup>a</sup> elevazione fuori terra), purchè non prospicienti e accostati a versanti acclivi. Per la popolazione residente ai piani terreni o ancor peggio a quelli più bassi (cantinati, seminterrati, ecc.), senza possibilità di trovare ospitalità o riparo sicuro alternativo, si dovranno considerare evacuazioni precauzionali.

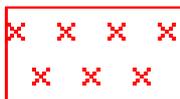


Viabilità principale a rischio da elevato a molto elevato, sottomessa a versanti particolarmente vulnerati o suscettibili di frane, ad elevata probabilità di essere attraversata e/o seppellita da convogli franosi detritico-fangosi e/o da massi rocciosi, localmente anche in occasione di eventi di pioggia non particolarmente intensi attribuibili a condizioni di criticità ordinaria.

Una problematica apparsa essere diffusa riguarda proprio l'elevata vulnerabilità di gran parte della viabilità principale, talora unica via di collegamento con villaggi e borgate, utilizzata come via di fuga. A tal proposito, al fine di rendere efficace e funzionale qualsiasi piano di evacuazione e operazioni di assistenza e soccorso, occorre pianificare la messa in sicurezza dei tratti più critici delle rete stradale.

2) All'interno dell'elaborato cartografico RI.CD.01-06 del Piano sono assemblate e collazionate le aree in frana già conosciute, le cui perimetrazioni derivano da varie fonti (PAI, IFFI, ENEA, Cartografie geologiche ufficiali, PRG, pubblicazioni scientifiche), e quelle tracciate *ex-novo* in via transitoria nell'ambito dei rilievi e delle analisi effettuate direttamente sul campo o a tavolino su base foto-interpretativa e sulla lettura della topografia a vario fattore di scala. In particolare, proprio in conseguenza degli studi e rilievi geologico-geomorfologici effettuati nell'ambito della redazione del Piano, si richiama l'attenzione sulle nuove aree in frana cartografate ed elencate di seguito. Si

osserva, in particolare per il carattere speditivo delle indagini, giustificato dai tempi, dai mezzi e risorse in possesso (materiali, strumentali e umani) e dall'estensione territoriale investigata, che l'effettiva sussistenza e gravità dei fenomeni franosi sospetti o interpretati censiti dovrà essere quantificata e certificata a seguito di studi sito-specifici, rilievi e indagini di dettaglio, anche con il supporto di indagini geognostiche.



Aree di versante caratterizzate da segni evidenti di instabilità



Frane sospette su base geomorfologica e foto interpretativa



Conoidi miste attive (di origine torrentizia e da colata detritico-fangosa) in rapporto con la morfologia attuale

Il buon senso, l'esperienza personale e la casistica, inducono a segnalare, nel presente lavoro, anche le situazioni di criticità non contemplate nel PAI o negli strumenti urbanistici, desunte sulla base di osservazioni geomorfologiche in sito e dati storici disponibili. Così, sono stati registrati, censiti e mappati i dissesti più significativi (Tavv. RI.CD.01-06) e le problematiche idrauliche in area urbana. Nella carta dei dissesti (Tavv. RI.CD.01-06) sono anche tracciate zone del territorio geomorfologicamente sospette, talora anche senza segni evidenti precursori di dissesto incipiente (fenditure e slabbrature del terreno, rigonfiamenti e avvallamenti del suolo, tilting degli alberi, ecc.), di cui si ritiene opportuno, almeno per le aree urbane direttamente influenzabili, effettuare approfonditi studi specialistici e particolareggiati.

3) Localizzazione dei punti critici idraulici e da frana (*c.d.* nodi) e relative schedatura di censimento con restituzione della classe di rischio DRPC (Dipartimento Regionale della Protezione Civile)

Nelle cartografie allegare al Piano, sono riportati i nodi idraulici e le zone a criticità da frana (Tavv. RI.NC.01 fino a RI.NC.06) censiti sul campo, sulla base di notizie storiche e del Rapp. 5/2015 del DRPC (Tav. RI.NC.0A), la cui attivazione si ritiene possa determinare, con ragionevole prevedibilità, l'interruzione momentanea della viabilità primaria e secondaria, oltre che la seria minaccia per l'incolumità della popolazione residente od occasionalmente presente nelle aree in rapporto altimetrico e morfologico sfavorevole, anche non necessariamente strettamente limitrofe.

La rappresentazione cartografica di tali nodi critici è uno strumento utile per approfondire le concause e le conseguenze, anche indotte, di un fenomeno franoso o idraulico sul contesto socio-ambientale. I nodi sono distinti con cromatismo differente a seconda del differente livello di rischio potenziale riferibile ai disagi conseguenti (vedi le due Figg. a seguire). Si passa dal verde (Rischio Basso), al giallo (Rischio Moderato), arancione (Rischio Elevato) fino al rosso (Rischio Molto Elevato). Il simbolismo distingue con i triangoli i nodi frana, coi pallini i nodi idraulici.

<b>Nodi idraulici</b> Livello di rischio		<b>Nodi frana</b> Livello di rischio	
	<b>Basso</b>		<b>Basso</b>
	<b>Moderato</b>		<b>Moderato</b>
	<b>Elevato</b>		<b>Elevato</b>
	<b>Molto Elevato</b>		<b>Molto Elevato</b>

Nella Tav. RI.NC.0A sono riportati i nodi idraulici (quadrati) censiti e classificati dal DRPC Sicilia (Rapp.5/2015) nel modo che segue:

 non classificati     molto elevato     elevato     moderato

Gli stessi sono stati oggetto, nell'ambito degli studi, di riesame e riclassificazione del rischio DRPC. Come è possibile osservare negli elaborati cartografici (Tavv. RI.NC.01-06, RI.NC.0A e RI.SE.01 fino a RI.SE.06), numerose e diffuse (n. 2008 nodi in totale) sono le occasioni di potenziale rischio idraulico o da frana a carico dell'edificato e anche del traffico veicolare. Sono compresi tra gli elementi critici tutte le intersezioni che si verificano, in particolare, tra le traiettorie franose o tra la rete drenante e sistema urbano-infrastrutturale, nonché dove si osservano attraversamenti e tombinature mal funzionanti e/o non adeguati a smaltire il trasporto solido e flottante.

Tale assetto giustifica le differenze significative, in termini di tipologia di fenomeno idrogeologico, che esistono all'interno del territorio comunale e che sono, proprio, riconducibili al differente contesto orografico-geomorfologico e idraulico.

Così, a seguito di eventi piovosi, anche non consistenti, sia per durata che per intensità, è possibile riscontrare due tipi di pericolosità idrogeologiche: una di tipo idraulico legata all'azione impetuosa dei deflussi idrici (esondazioni torrentizie, erosioni di sponda, alluvionamenti, rigurgiti urbani da rete di smaltimento acque meteoriche); la seconda, invece, di tipo geomorfologico, legata a processi gravitativi di versanti, ossia alle frane.

Ai pericoli geologici suddetti, alla loro severità e alla loro frequenza, corrispondono differenti livelli e tipi di rischio, allorquando essi interferiscono con il tessuto urbanizzato. Come dimostrano gli ultimi eventi calamitosi, si evidenziano rischi idraulici nelle zone di fondovalle strettamente pertinenti agli alvei di piena ordinaria e straordinaria e, nella spianata costiera, prima dello sbocco a mare delle aste torrentizie, ad opera principalmente di cospicui deflussi urbani lungo la viabilità e a carico di un urbanizzato ad elevata densità abitativa. Risulta chiaro, pertanto, come il rischio idraulico sia presente nelle zone di fondovalle, a causa dell'azione impetuosa dei deflussi torrentizi, dell'apertura di varchi lungo gli argini naturali e/o artificiali (erosione di sponda laterale), di fenomeni di sovralluvionamento ed esondazione dagli argini e delle acque di tracimazione. Ai fenomeni naturali idraulici si sovrappongono spesso, quelli legati ai rigurgiti del sistema urbano fognario e di smaltimento delle acque di pioggia.

## **7. Pianificazione degli ambiti interessati da pericolosità da frana e idrauliche**

Le aree interessate da tali pericolosità idrauliche e da frana sono individuate e contenute, in particolare, in alcuni elaborativi cartografici del Piano (Tavv. RI.SE.01 fino a RI.SE.06, RI.CD.01 fino a RI.CD.06, RI.NC.01 fino a RI.NC.06).

Le suddette aree sono distinte in “aree a pericolosità elevata” e “aree a pericolosità molto elevata”:

- le aree di stretta pertinenza torrentizia tematizzata in blu e le aree di pendio con acclività  $> 33^\circ$  (colorate con varie tonalità di grigio), altamente suscettibili e vocate all'innescio di fenomenologie franose di neo-generazione per lo più rapide del tipo colate detritico-fangose, scivolamenti planari da superficiali a sub-superficiali e crolli, riportate nel Piano (Tavv. da RI.SE.01 a RI.SE.06), sono equiparabili alle aree a pericolosità elevata e molto elevata, P3 e P4 del PAI e dello studio ENEA;
- le aree di conoide mista attiva allo sbocco di valloni (retinato a punti rossi) e le aree in frana con segni evidenti di instabilità geomorfologica (retinato con x rosse) contenute nella Carta dei dissesti del Piano (Tavv. RI.CD.01 fino a RI.CD.06), integrano il panorama esistente dei dissesti conosciuti e delle aree morfogeneticamente attive;
- le aree in frana storicamente o potenzialmente caratterizzate da deformazioni e movimenti gravitativi profondi, lenti, manifestati solitamente dalla riattivazione o talora dall'ampliamento di

antichi quadri fessurativi a carico dell'urbanizzato, come nel caso degli abitati di Altolia e Pezzolo (vedi puntinato rosso nelle Tavv. da RI.SE.01 a RI.SE.06 del Piano), sono da ascrivere ad aree a pericolosità P3. Per queste aree non sono ammessi aumenti di superficie e volume, nè mutamenti di destinazione d'uso che comportino aumento di carico urbanistico;

- aree esposte a rischio idraulico e a dinamiche franose da colata rapida e torrentizia, interferenti con lo sbocco di valloni e piccoli rii (retinato a rombi rossi su campo azzurro delle Tavv. da RI.SE.01 a RI.SE.06 del Piano).

In tutte le citate aree non sono ammissibili interventi di nuove edificazioni.

Per le aree di versante acclive o in frana sono vietati scavi, riporti e movimenti di terra e tutte le attività che possono esaltare il livello di rischio e/o pericolo, a meno che non siano supportati da studi specialistici quantitativi e accompagnati da opere permanenti o provvisorie atte a contrastare qualsiasi disequilibrio dello stato dei luoghi. Inoltre, in tali aree deve essere salvaguardata la copertura vegetale consolidante (cespugli, piante e ceppaie) e, in particolare, la macchia mediterranea, nonché regimentare le acque superficiali e mantenere la rete di sgrondo ove esistente.

Per tutte le aree soggette a pericolosità idrogeologica, da frana e idraulica sono fatte salve le prescrizioni contenute nelle NTA della Relazione Generale al PAI (2004), relativamente alle aree P3 e P4.

Nell'ambito delle aree soggette a pericolosità da frana e idraulica, si distinguono quelle con necessità di studi tecnici approfonditi per la valutazione della pericolosità.

- Nelle aree inondabili in condizioni straordinarie o per cedimento di protezioni spondali (tematismo celeste e verde chiaro delle Tavv. da RI.SE.01 a RI.SE.06 del Piano), laterali agli alvei attuali, specialmente se caratterizzate da un assetto plano-altimetrico sfavorevole, di soggiacenza rispetto alle dinamiche torrentizie, non sono consentite nuove previsioni insediative senza l'esito positivo di una verifica di compatibilità idraulica e idrogeologica, consistente nella valutazione quantitativa della congruità della specifica previsione urbanistica in rapporto al livello di pericolosità idraulica riscontrato. Le modellazioni idrauliche analitiche devono fornire le attribuzioni delle classi di pericolosità idraulica P4, P3, P2, P1, secondo gli indirizzi richiamati dalla Direttiva Alluvioni 2007/60/CE e dal D.lgs 23/02/2010, n. 49, o secondo altra metodologia riconosciuta da parte degli enti territoriali competenti. Tale verifica deve essere basata su uno studio geologico e idraulico di dettaglio, da estendersi ad un ampio intorno significativo, prestando attenzione all'eventuale presenza e influenza di punti critici censiti nell'ambito del Piano (Tavv. RI.NC.01 fino a RI.NC.06). In queste aree non è consentita in ogni caso la realizzazione di locali

sotterranei e/o seminterrati ad uso abitativo e commerciale. Al fine di minimizzare e meglio gestire il rischio residuo, si dispone l'impianto dei piani abitabili ad una quota di 2,5 metri sopra l'attuale piano campagna, comunque non inferiore alle quote dei letti torrentizi pertinenti. Per i motivi di cui sopra e soltanto nei casi in cui i livelli di pericolosità calcolati non comportano danneggiamenti strutturali degli edifici, sono privilegiate le sopraelevazioni dei fabbricati esistenti ad uso abitativo e commerciale costituiti solo da piano terra, al fine di consentire l'applicazione di misure di auto-protezione in caso di allagamento. Tuttavia, ogni trasformazione deve essere eseguita nel rispetto del D.M. LL.PP. 11/03/1988 e delle NTC08.

- Nel caso di destinazioni o previsioni d'uso in zone immediatamente contermini e anche ubicate a distanza, a valle dei nodi idraulici e da frana critici rilevati (specialmente se contraddistinti da una classe di rischio molto elevata, elevata e moderata), è necessario il controllo e la verifica dell'efficacia di tali nodi di debolezza o di qualsivoglia situazione o condizione strutturale precaria che possa dare origine o favorire ripercussioni e coinvolgimenti nelle aree di nuova destinazione urbanistica. La suscettività d'uso è condizionata alla risoluzione delle criticità mediante opere di difesa e/o di bonifica. L'area di influenza del nodo non è necessariamente da considerarsi ristretta al suo intorno, in quanto potrebbe interessare anche zone ampie e ben distanti in relazione all'assetto plano-altimetrico dei luoghi, all'assetto urbano e viario, oltre che alla magnitudo dell'evento alluvionale. In linea di principio, il "raggio di azione" di un nodo idraulico e da frana, con riferimento al solo danneggiamento diretto, non dovrebbe essere maggiore di un centinaio di metri a monte e lateralmente, mentre a valle tale distanza potrebbe aumentare notevolmente.

- Nelle aree sprovviste di viabilità di accesso sicuro (vedi guadi, strade-alveo e in alveo o interferenti con dinamiche franose o versanti instabili) non sono ammissibili nuove edificazioni, fatte salve le prescrizioni di cui agli ultimi due punti trattati, se non successivamente alla realizzazione di infrastrutture alternative esenti da pericoli o all'adeguamento e/o messa in sicurezza di quelle esistenti.

- Le aree sottomesse a versanti acclivi maggiori di 33° e alle scarpate (tematizzate in rosa negli elaborati da RI.SE.01 a RI.SE.06 del Piano), potenzialmente attraversate da convogli di frana ad evoluzione rapida e ampia propagazione spaziale, sono ascrivibili ai siti di attenzione geomorfologica del PAI, fatta eccezione per le perimetrazioni diversamente classificate dallo stesso PAI, coincidenti anche in parte con queste aree.

Nelle aree di attenzione geomorfologica, in mancanza di studi di dettaglio, ai fini della tutela preventiva, valgono le stesse prescrizioni vigenti nelle aree a rischio R4 del PAI. Devono essere, inoltre, redatti appositi studi specialistici di dettaglio volti alla caratterizzazione e verifica di

stabilità globale degli ammassi rocciosi e alla definizione delle traiettorie e gittate di crolli (D.D.G. n° 1067 del 25/11/2014). Mentre altri studi specifici devono essere redatti per la valutazione quantitativa della colata di progetto, in termini di volumi mobilizzabili e distanze di propagazione. Per quanto sopra si fa riferimento allo studio ENEA, riportato in stralcio nell'art. 30 bis commi 3.1 e 3.2.

Nelle appena citate aree rientrano anche le “fasce di rispetto” di 20 metri da considerare intorno ai perimetri di frana storiche (puntinato rosso nelle Tavv. RI.SE.01-06 del Piano) a cinematiso lento (così come disposto dal D.P.R.S. n. 109 del 15/05/2015) e le frane sospette (retinato con x azzurre nelle Tavv. RI.CD.01 fino a RI.CD.06 del Piano), censite *ex-novo* in via transitoria su base geomorfologica e foto-interpretativa, la cui effettiva sussistenza e gravità deve essere accertata e quantificata a seguito di studi, rilievi di dettaglio, approfondimenti geognostici e di monitoraggio strumentale. Detti approfondimenti devono verificare, altresì, la compatibilità degli interventi insediativi con la situazione di pericolosità geomorfologica precedentemente riscontrata.

- Le aree urbanizzate morfologicamente depresse (grigliato celeste nelle Tavv. da RI.SE.01 a RI.SE.06 del Piano), frequentemente allagate e potenzialmente allagabili, per sofferenza e crisi del reticolo idrografico minore e/o del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche; fondamentalmente durante eventi piovosi intensi, anche non particolarmente prolungati, possono formarsi tiranti idrici a bassa energia, compresi tra 0,5 e 1,5 metri, e, solo occasionalmente, nei punti più depressi anche 2,0 metri. In queste aree non è consentita la realizzazione di locali sotterranei e/o seminterrati ad uso abitativo e commerciale; inoltre, al fine di minimizzare il rischio residuo, si dispone l'adozione di opportuni accorgimenti tecnico-costruttivi che consentano di inibire ed allontanare eventuali adduzioni idriche esterne, nonché l'impianto dei piani abitabili a quote sopra la viabilità attigua, sede di deflussi concentrati, di almeno 1,0 metri.

Per quanto non approfondito o trattato nella presente relazione si rimanda agli elaborati relativi al rischio idraulico e da frana redatti per l'aggiornamento del Piano di Protezione Civile Comunale.

Spadafora, febbraio 2017

Il Geologo  
Dott. Paolo Pino



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

COMUNE DI MESSINA  
DIPARTIMENTO LL.PP.

PROGRAMMA DI RIQUALIFICAZIONE URBANA  
E DI SVILUPPO SOSTENIBILE DEL TERRITORIO

- MESSINA PER IL 2000 -

STAFF TECNICO DI PROGETTAZIONE

Arch. S. Arena, Arch. A. Leotta, Arch. G. Scipilliti

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. V. Leotta

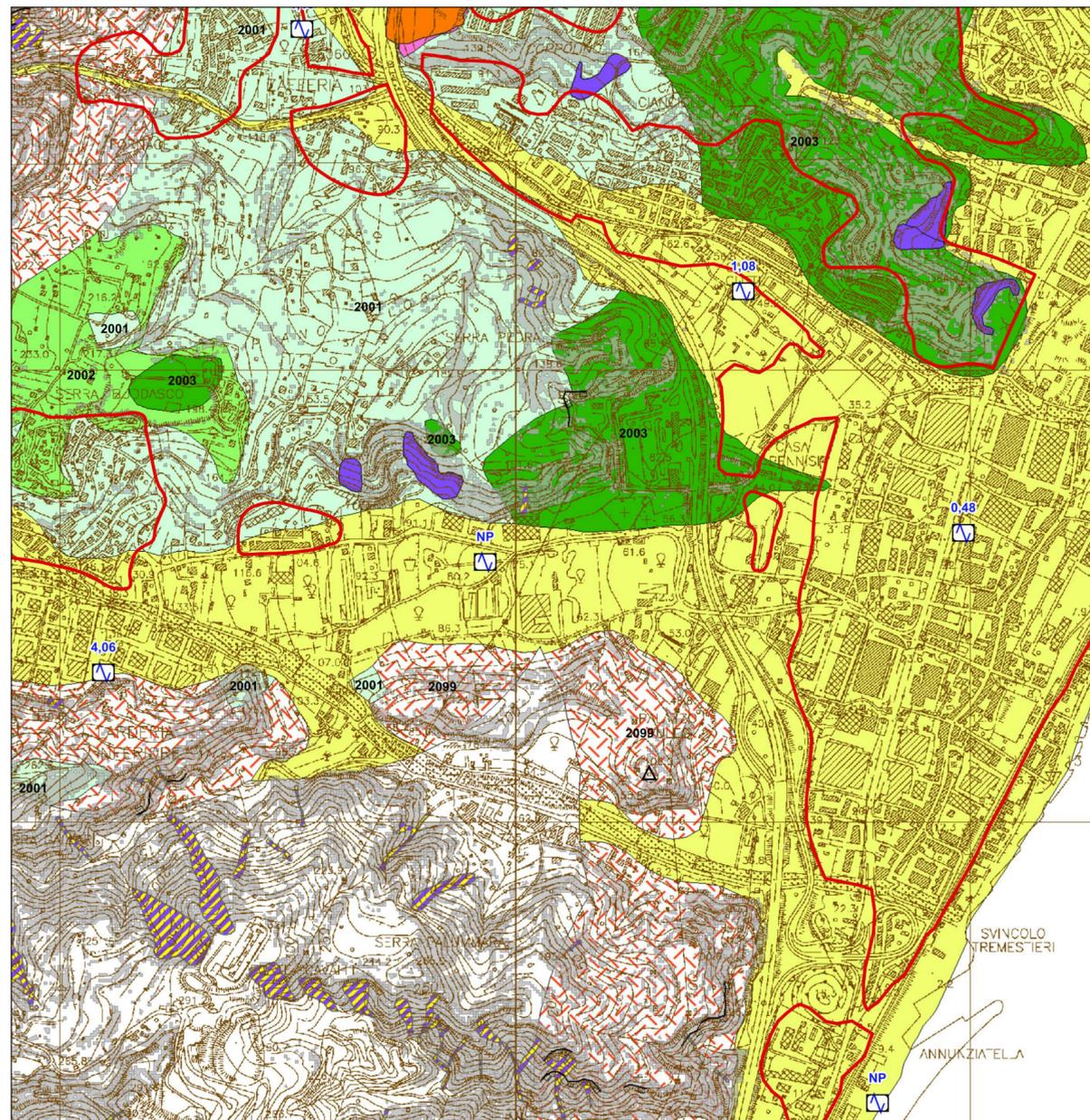
Piano Particolareggiato per gli insediamenti produttivi  
in località Lardereria

PROGETTO DI VARIANTE

Elaborato: MICROZONAZIONE SISMICA - Tav. 2/2  
Stralcio carta delle microzone omogenee in prospettiva  
sismica comprensiva dello studio ENEA e delle aree in  
frana (Agg. 2014)

Revisione: Agosto 2017

STRALCIO CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA COMPRENSIVA DELLO STUDIO ENEA E DELLE AREE IN FRANA



scala 1:10.000

Legenda

- Punti di misura di rumore ambientale  
Punto di misura di rumore ambientale con indicazione del valore di FO
- Aree di studio
- Forme di superficie e sepolte
- Falgie attive e capaci
- Zone suscettibili di instabilità
- Aree Studio Enea (2013)
- Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali
- Instabilità di versante: Attiva
  - Instabilità di versante: Quiescente
  - Instabilità di versante: Inattiva
  - Instabilità di versante: Non definita
  - Instabilità di versante: Agg. Luglio 2014
- Instabilità di versante per scorrimento traslativo: stato di attività non definito
  - Instabilità di versante per scorrimento rotazionale: stato di attività non definito
  - Instabilità di versante per crollo: stato di attività non definito
  - Instabilità di versante per colata rapida: stato di attività non definito
  - Zone suscettibili di instabilità per crollo, scorrimento e colata rapida
- Zona 0 - Substrato rigido molto fratturato. Terreni del substrato cristallino dell'Unità di Mandanici e dell'Aspromonte, caratterizzati da un esteso sistema di fratturazione. Le indagini HVSR suggeriscono una profondità del bedrock sismico compresa fra 4 e 23 m compatibili con la stratigrafia dei sondaggi
  - Zona 1 (2001) - Terreni del substrato ascritti alle Formazioni di San Pier Niceto, del Tripoli, delle Argille di Spadafora e di San Corrado. Le indagini HVSR mostrano due distinti intervalli che suggeriscono la profondità del bedrock compresa fra 100 - 180 m per l'intervallo 0,4 - 0,75 Hz e fra 10 - 66 m per l'intervallo 1,13 - 10 Hz, quest'ultimo coerente con le risultanze geogostiche
  - Zona 2 (2002) - Depositi della Serie Gessoso Solifera, Trubi e Formazione di Rometta. I valori delle misure HVSR suggeriscono una profondità del bedrock variabile tra 5 - 130 m in conformità con i dati geologici di superficie
  - Zona 3 (2003) - Depositi marini terrazzati sovrapposti alla Formazione di Messina ed ai depositi classificati come substrato. I dati delle misure HVSR suggeriscono una profondità del bedrock compresa tra 10-250 m
  - Zona 4 (2004) - Depositi alluvionali terrazzati sovrapposti ai terreni classificati come substrato. I valori di autofrequenze ottenuti non sono sufficienti a fornire ulteriori caratterizzazioni di dettaglio
  - Zona 5 (2005) - Depositi alluvionali recenti e di spiaggia sovrapposti ai terreni classificati come substrato. I valori delle misure HVSR suggeriscono una profondità del bedrock compresa tra 6 - 250 m
  - Zona 6 (2006) - Materiali derivati dalle movimentazioni antropiche. I dati di rumore sismico acquisiti non permettono caratterizzazioni di dettaglio
- Limite Comunale

Attuazione dell'articolo 11 dalla legge 24 giugno 2009, n.77

MICROZONAZIONE SISMICA  
Carta delle microzone omogenee  
in prospettiva sismica  
comprensiva dello studio ENEA  
e delle aree in frana (Agg. 2014)

scala 1:10.000 Tav. 2/2

Regione Sicilia  
Comune di Messina

Il Direttore di Sez. Tecnica  
Geol. Carmelo GIOÈ



Regione  
Soggetto realizzatore: Comune di Messina per  
Aggiornamento Aree  
in frana Luglio 2014  
Data



# COMUNE DI MESSINA

## PIANO REGOLATORE GENERALE

### VARIANTE PARZIALE DI TUTELA AMBIENTALE

ELABORATO:

**CARTA SCENARI DI EVENTO ATTESO (PERICOLOSITÀ)  
RISCHIO IDRAULICO E DA FRANA – MICROAREA 3**

*(Il presente documento riproduce l'elaborato RI.SE.03 del Piano di Protezione Civile Comunale)*

ALLEGATO:

**03-PPC-RI-SE**

SCALA:

DATA: **GIUGNO 2015**

AGGIORN.: **FEBBRAIO 2017**

REDAZIONE:

COMUNE DI MESSINA

UFFICIO DEL PIANO REGOLATORE GENERALE

*(Istituito con Det. del S.G.D.G. n° 254 del 06/12/2016)*

Il Progettista del Piano P.C.  
(Ing. Antonio Rizzo)

IL R.d.P.

(Dott. Placido Accolla)

IL DIRIGENTE

(Arch. Vincenzo Schiera)



L'ASSESSORE

ALL'URBANISTICA  
(Ing. Sergio De Cola)



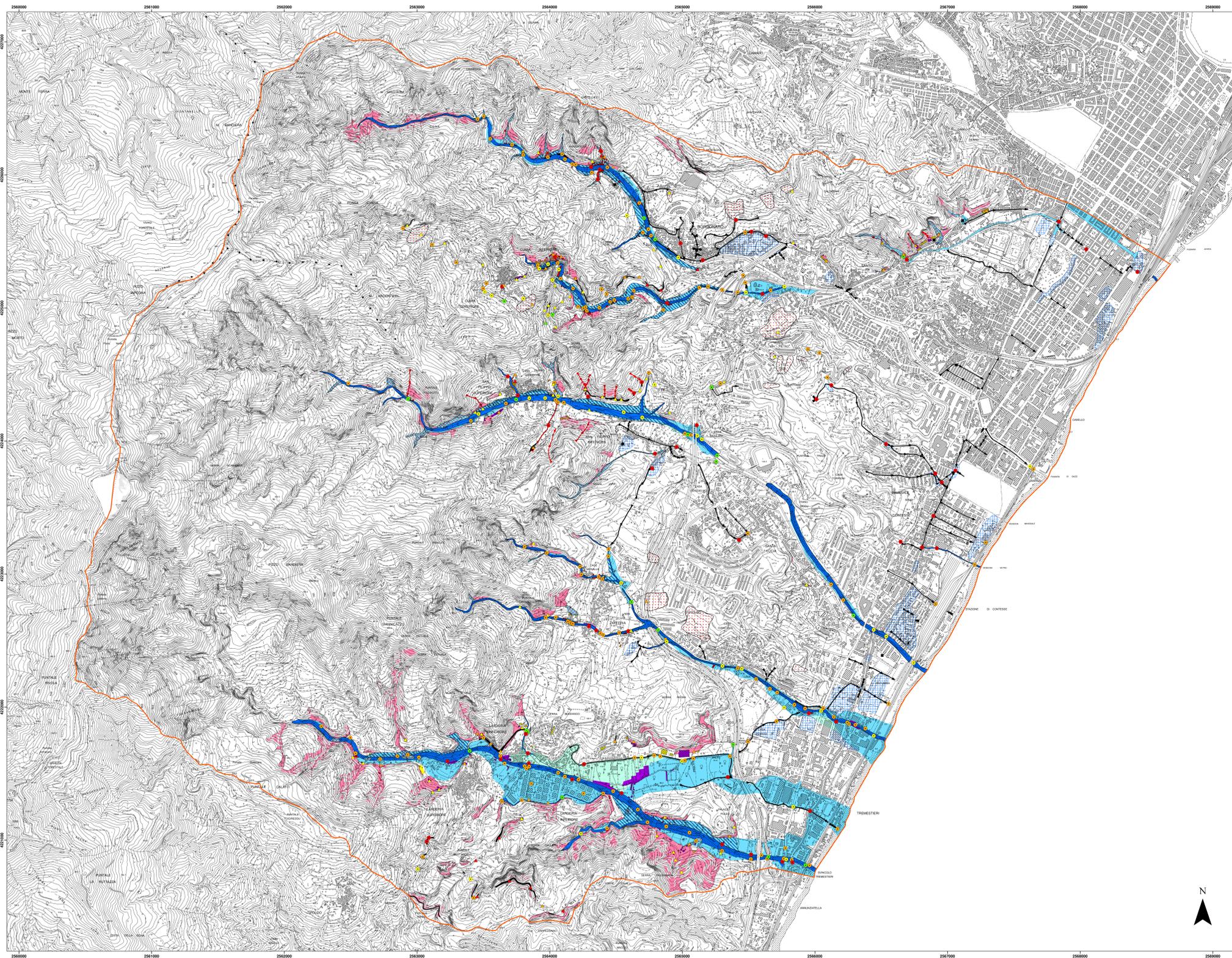
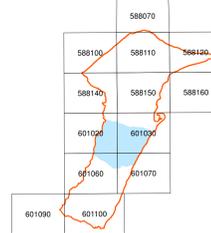
# CARTA DEGLI SCENARI DI EVENTO ATTESO (PERICOLOSITA') E DEL RISCHIO IDRAULICO E DA FRANA

## MACROAREA 3

Scala 1:10.000



Quadro d'unione CTR e ubicazione della macroarea di interesse



### LEGENDA

#### Scenari di pericolosità

**55° - 90°** Aree di versante con acclività superiori a 33°, ad elevata propensione all'innescio e allo sviluppo di fenomeni franosi locali e/o diffusi a dinamica veloce e ampia propagazione spaziale del tipo colli (classe 1), sconvolgimenti planari in roccia e detrito (classi 2 e 3) e/o colate detritico-fangose (classe 3). Tutte le abitazioni ricadenti all'interno di tali aree, sono da ritenersi, in caso di condizioni meteo avverse, o da evacuare totalmente o parzialmente, con riferimento quantomeno ai piani terreni e anche a quelli più elevati posti allo stesso livello del prospiciente versante. Per la viabilità dovrà essere valutata la completa chiusura o se possibile l'utilizzo parziale e controllato, anche mediante la predisposizione di opere provvisoriale.

Aree sottomesse a versanti con acclività superiori a 33° suscettibili di frane ad evoluzione rapida, storicamente interessate da corroni detritico-fangosi di frana. Tali aree risultano, pertanto, potenzialmente esposte al pericolo frana e alle dinamiche evolutive connesse. Tutti i manufatti ricadenti all'interno di tali aree, sono da ritenere, in caso di condizioni meteo avverse, o da evacuare totalmente o parzialmente, con riferimento ai residenti ai piani terreni e anche a quelli anche più elevati posti a livello del prospiciente versante.

Aree di stretta pertinenza fluviale frequentemente inondabili e caratterizzate da significativo trasporto solido, associato a fenomeni di erosione di sponda laterale e sovra-incisioni di fondo alveo, anche a seguito di eventi alluvionali ordinari. Rischio idraulico molto elevato in cui ogni inondamento è/o infrastrutturale e da ritenersi incompatibile. Sospensione di tutte le attività ed evacuazione di tutti i frequentatori e di tutta la popolazione eventualmente ivi residente. Traffico veicolare impedito in caso di evento, anche non particolarmente intenso.

Aree a pericolosità idraulica da moderata a bassa, storicamente inondate e potenzialmente inondabili a seguito di eventi alluvionali straordinari e/o per eventuali collassi e/o manufatti di muri d'argine e/o per la presenza di costruzioni al normale deflusso idraulico, individuate con criteri geomorfologici e sulla base di riscontro puntuale di campo. Rischio idraulico da elevato a molto elevato, in caso di evento, tale da comportare, per le aree urbanizzate e le infrastrutture potenzialmente coinvolte, l'evacuazione, sulla base di valutazioni espresse dai Presidi Territoriali e/o all'aggravarsi della situazione nei punti critici monitorati a vista e/o al superamento di soglie riferite a sistemi di allertamento locale, ove presenti, dei residenti ai piani terreni e comunque di quelli ai piani sottomesse alle quote dei rispettivi letti fluviali di pertinenza. Disagi e rischio sopportabile, invece, per la popolazione residente ai piani più alti rispetto alle quote degli alvei fluviali. Traffico veicolare impedito in caso di evento. Si dovrà valutare, tuttavia, l'opportunità di eventuali evacuazioni preventive a carico della popolazione più vulnerabile (aletti, persone non autosufficienti, ecc.).

Aree a pericolosità idraulica da bassa a molto bassa, potenzialmente inondabili a seguito di eventi alluvionali estremi e/o per eventuali collassi dei muri d'argine, per i quali non si hanno notizie storiche. Rischio idraulico da elevato a molto elevato, in caso di evento, tale da comportare, per le aree urbanizzate e le infrastrutture coinvolte, l'evacuazione, sulla base di valutazioni espresse dai Presidi Territoriali e/o all'aggravarsi della situazione nei punti critici monitorati a vista e/o al superamento di soglie riferite a sistemi di allertamento locale, ove presenti, dei residenti ai piani terreni e comunque di quelli ai piani abitativi sottomesse alle quote dei rispettivi letti fluviali di pertinenza. Disagi e rischio sopportabile, invece, per la popolazione residente ai piani più alti rispetto alle quote dei predetti alvei fluviali. Traffico veicolare impedito in caso di evento.

Aree esposte a rischio idraulico e a dinamiche franose nelle quali possono riversarsi e formarsi conoidi detritico-fangose miste da colata rapida e torrenziale, generalmente allo sbocco di valloni e piccoli ni. Tutti i manufatti ricadenti all'interno di tali aree, sono da tenere, in caso di condizioni meteo avverse, o da evacuare totalmente o parzialmente, con riferimento ai residenti ai piani terreni.

Aree urbanizzate morfologicamente depresse, frequentemente allagate e potenzialmente allagabili, fondamentalmente durante eventi piovosi intensi anche non particolarmente prolungati, per sofferenza a crisi del rischio idraulico minore e/o del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche in ambito urbano. Danni da allagamento simili a quelli causati da inondazione a bassa velocità, senza immediato danneggiamento strutturale (solo raramente finestre e porte abbattute), con frangenti d'acqua dal piano campagna e stradale compreso generalmente fra 0,5 e 1,5 metri, solo occasionalmente e nei punti più depressi anche 2,0 metri. Localizzati allagamenti di locali interrati e lavolta di quelli posti a pian terreno, unitamente a temporanee interruzioni della viabilità in prossimità di piccoli impluvi o canali (sottopassi, tunnel, avvallamenti stradali, ecc.) sono possibili anche in caso di criticità Ordinaria (allerta Gialla). Criticità elevata con versante pericolo di vita per i frequentatori temporanei e/o i residenti i vani abitativi di fabbricati, locali e/o di strutture adibite a deposito ed attività commercial-artigianali, sottomesse alle quote di calpestio della viabilità prospiciente a vie potenzialmente interessate da deflussi d'acqua. I frequentatori/residenti, potenzialmente coinvolti, dovranno, pertanto, procedere, in caso di pioggia intensa, con assoluta immediatezza all'abbandono dei locali sottomesse (gragres, cantinati, semi-interrati, ecc.) e portarsi a riparo, per lo meno a livello della quota strada lato monte, o meglio ancora a quote più elevate. Rischio grave per la popolazione più vulnerabile (aletti, persone non autosufficienti, bambini, ecc.) residente a livello o sotto quota strada allagabile (piani terra e semi-interrati), sopportabile, invece, per quella residente ai piani più alti. Si dovrà valutare l'opportunità di evacuazioni preventive a carico della popolazione esposta più vulnerabile e non autosufficiente.

Aree in frana storicamente o potenzialmente caratterizzate da deformazioni e movimenti gravitativi profondi lenti, manifesti solitamente dalla riattivazione e lavoro dall'ampliamento di antichi quadri fessurativi a carico dell'urbanizzato, da avvallamenti, spianamenti e fuori piombo di muri e strutture rigide. La velocità di movimento è tale da essere percepita tramite segnali precursori permettendo una completa evacuazione.

Linee di deflusso idrico urbano preferenziale e scorrimento di acque non controllate su tratti stradali con velocità e battenti tali da trascinare larve soppellicili, rifiuti abbandonati, far cadere un adulto e far perdere il controllo di una piccola auto oltre che dei motocicli. Scenario possibile e registrato storicamente all'occorrenza di eventi piovosi intensi, anche di breve durata, amplificato localmente da inefficienza del sistema urbano di raccolta e smaltimento acque meteoriche e da rigurgiti fognari.

Tragitti potenziali di frana del tipo colata rapida detritico-fangosa.

#### Nodi idraulici

**Livello di rischio**  
**Basso** Punti/aree di potenziale crisi idraulica a diverso grado di rischio DRPC: zone di intersezione/interferenza tra reticolo drenante e tessuto urbano (strade/edifici), zone con possibile inaccensione/insolazione spesso legata alla inadeguatezza e/o per insufficienza della capacità di deflusso delle sezioni idrauliche; mancanza di protezioni originali; dissesti arginali; erosioni spondali; costruzioni ed occupazioni in alveo; attraversamenti a guado; strade-alveo e strade in alveo; insufficienza del sistema di smaltimento delle acque meteoriche e zone depresse morfologicamente. L'area di influenza del nodo non è necessariamente da considerarsi ristretta al suo intorno, al contrario potrebbe interessare anche zone ampie e ben distanti in relazione all'assetto piano-altimetrico dei luoghi all'assetto urbano e viario, oltre che alla magnitudo dell'evento alluvionale. Attivazioni e crisi idrauliche dei punti a maggiore criticità (elevata e molto elevata) sono potenzialmente verificabili anche in occasione di eventi di pioggia non particolarmente intensi e/o attribuiti a condizioni di criticità Ordinaria (allerta Gialla).

#### Nodi frana

**Livello di rischio**  
**Basso** Punti e/o aree a criticità geomorfologica in cui è possibile l'interferenza tra le dinamiche franose e il tessuto urbano-infrastrutturale, con variabile livello di rischio DRPC per il tessuto antropico esposto.  
**Moderato**  
**Elevato**  
**Molto Elevato**

#### Nodi idro classificati dal DRPC Sicilia (Rapp.5/2015)

**Livello di rischio**  
**Elevato**  
 Nodi idro DRPC (Rapp.5/2015) ancora non classificati, in attesa di ulteriori approfondimenti e valutazioni al momento non effettuate per inaccessibilità dei luoghi (disesto viabilità di accesso, proprietà private), per scarsa visibilità e/o per assetto urbano piuttosto articolato e complesso tale da non permettere un'immediata ed esaustiva valutazione delle problematiche idrauliche

#### Scenari di rischio

**E1** Fabbricati e aree fruite anche non stabilmente, ubicati in aree a particolare pericolosità geologica di pertinenza fluvio-torrenziale (idraulica) o di frana (geomorfologica), la cui viabilità di accesso risulta insicura (es. case in alveo il cui unico accesso comporta l'attraversamento a guado del torrente), per i quali sono da prevedere evacuazioni precauzionali, anche se non si è in presenza di situazioni di urgenza; si preannuncia di condizioni meteo avverse, ascrivibili alle fasi operative di preallarme (criticità Moderata: livello di allerta Arancione) o allarme (criticità Elevata: livello di allerta Rossa), o sulla base di valutazioni espresse dai Presidi Territoriali. Sono inclusi anche i manufatti particolarmente vulnerabili, posti in aree nelle quali la carenza di strutture (es. muri precari, arginature discontinue) e/o l'inadeguatezza delle infrastrutture (es. strade-alveo e sezioni idrauliche insufficienti) possono incrementare le condizioni locali di pericolo geomorfologico e/o idraulico e l'esposizione. In tali aree le persone sono a rischio di incolumità sia dentro che fuori le abitazioni. Danneggiamento parziale fino a compromissione strutturale dei fabbricati e delle infrastrutture è possibile (specie quelli in muratura antica e/o non intalati). In caso di fenomeni temporaleschi intensi ad evoluzione rapida e locale, riferibili a scenari di criticità Ordinaria (livello di allerta Gialla), si dovrà valutare, ove prevedibili, anche sulla base di indicazioni fornite dai Presidi Territoriali, l'opportunità di evacuazioni mirate e tempistiche, specie nei siti a maggiore vulnerabilità idrogeologica e, sempre, entro margini di sicurezza.

**E2** Residenze a rischio elevato dotate di viabilità alternativa con rischio accettabile per le quali, al perdurare dell'evento meteo avverso e/o sulla base di valutazioni espresse dai Presidi Territoriali e/o all'aggravarsi della situazione nei punti critici monitorati a vista e/o al superamento di soglie riferite a sistemi di allertamento locale, ove presenti, è consigliabile l'evacuazione.

Edificio su corpi di frana quiescenti con attivazione, generalmente a cinematica lenta, anticipata e accompagnata da segni di preavviso di solito percepibili dall'uomo (scricchioli e lesioni degli edifici, inclinazione di pali e alberi, distacco tra marciapiedi esterni e casellati). Localmente il preesistente quadro fessurativo o quello di neo-formazione a carico dell'edificio potrebbe degenerare producendo danni strutturali seri fino a collassi parziali e/o totali. Avvertito il pericolo o sulla base di valutazioni e verifiche dei Presidi Territoriali o Tecnici Comunali, procedere tempestivamente all'abbandono delle abitazioni.

**PA - F.1** Aree sprovviste di viabilità di accesso sicuro a rischio evoluto idraulico e da frana da moderato ad elevato per interessamento anche indiretto da dinamiche franose e torrenziali. Persone a rischio incolumità fuori dalle abitazioni e ai piani bassi (in particolare piani interrati e piani terreni). Danneggiamenti ai fabbricati sono possibili, anche al loro interno, tuttavia, senza immediato danno strutturale. Rischio accettabile per la popolazione residente ai piani alti (piani e/o superiori al primo piano o 2a elevazione fuori terra), purché non precipitino e accostati a versanti attivi. Per la popolazione residente ai piani terreni o ancor peggio a quelli più bassi (cantinati, seminterrati, ecc.), senza possibilità di trovare ospitalità o riparo sicuro alternativo, si dovranno considerare, evacuazioni precauzionali.

**PA - F.2** Al perdurare dell'evento meteo avverso e/o sulla base di valutazioni espresse dai Presidi Territoriali e/o all'aggravarsi della situazione nei punti critici monitorati a vista e/o al superamento di soglie riferite a sistemi di allertamento locale, ove presenti, è consigliabile l'evacuazione anche delle residenze ai piani terreni dotati di viabilità alternativa con rischio accettabile.

**PA - L.2** Viabilità principale a rischio da elevato a molto elevato, sottomesse a versanti particolarmente vulnerati o suscettibili di frane, ad elevata probabilità di essere attraversata e/o seppellita da corroni franosi detritico-fangosi e/o da massi rocciosi, localmente anche in occasione di eventi di pioggia non particolarmente intensi attribuiti a condizioni di criticità ordinaria.

Limite della macroarea

### CITTA' DI MESSINA

Dipartimento Protezione Civile e Difesa Suolo

---

**PIANO COMUNALE DI PROTEZIONE CIVILE**

---

**PIANO DI EMERGENZA**

Il Sindaco  
Prof. Renato  
**ACORINTI**

Assessore  
Protezione Civile  
Cap. Sebastiano  
**PIZZO**

Dirigente Dipartimento  
Protezione Civile  
Ing. Antonio  
**CAROLA**

Progettista Piano P.C.  
Ing. Antonio  
**PIZZO**

Collaboratore  
Geol. Paolo  
**PIVCO**

Elaborato

**CARTA SCENARI DI  
EVENTO ATTESO  
(PERICOLOSITA')  
RISCHIO IDRAULICO E  
DA FRANA**

**MACROAREA 3**

N. Elaborato **RI. SE. 03**

Aggiornamento  
Giugno 2016

- MESSINA PER IL 2000 -

STAFF TECNICO DI PROGETTAZIONE

Arch. S. Arena, Arch. A. Leotta, Arch. G. Scipilliti

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

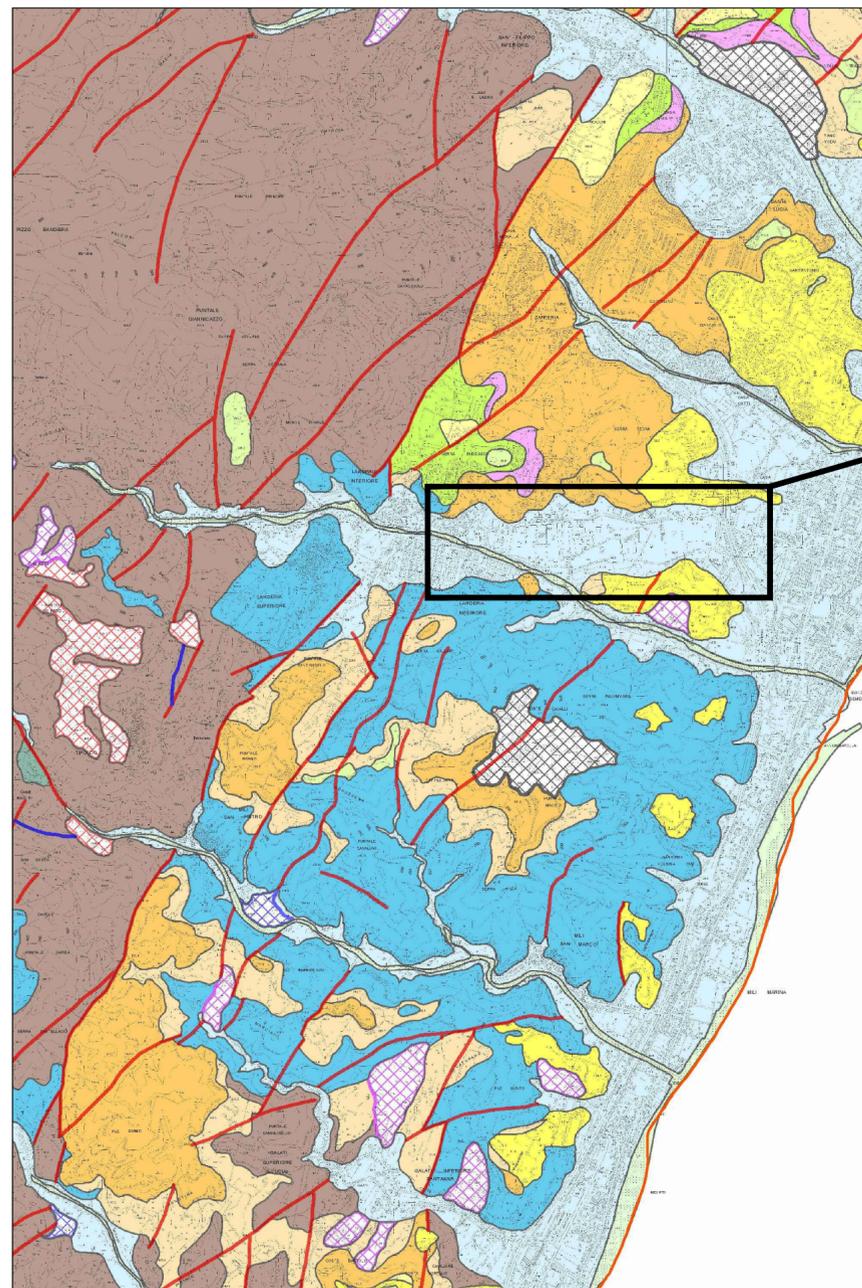
Ing. V. Leotta

Piano Particolareggiato per gli insediamenti produttivi  
in località Larderìa

PROGETTO DI VARIANTE

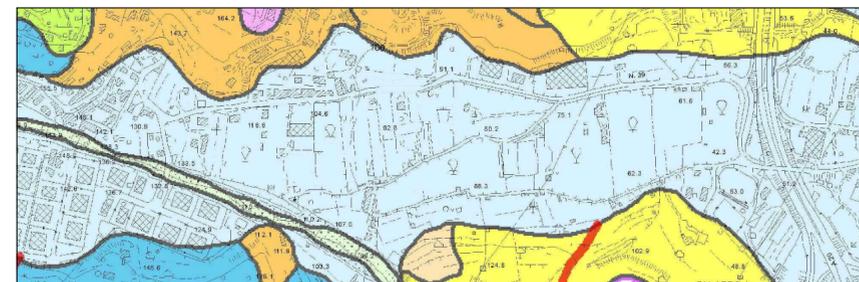
Elaborato: Stralcio carta degli affioramenti litologici in prospettiva  
sismica del Comune di Messina

Revisione: Agosto 2017



scala 1:25.000

STRALCIO CARTA DEGLI AFFIORAMENTI LITOLOGICI IN PROSPETTIVA  
SISMICA DEL COMUNE DI MESSINA - AREA IRSAP, LARDERIA



scala 1:10.000

NOTA BENE

La classificazione degli affioramenti litologici nelle diverse categorie di sottosuolo è stata effettuata sulla base delle indicazioni generali contenute nella relazione geologica a corredo della variante parziale di tutela ambientale. Tali risultanze scaturiscono da numerose indagini geognostiche eseguite nel territorio comunale a supporto di attività di progettazione pubblica e di pianificazione. I valori di accelerazione attesa al suolo ag contenuti nel presente elaborato non contemplano effetti topografici per i quali si devono applicare i criteri indicati al § 3.2.2 o al § 7.11.3 (D.M. 14 gennaio 2008).

Non si escludono a livello locale complessità geologiche non inquadrabili nelle categorie di sottosuolo (Tab. 3.2.II) per le quali l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi (es. Cat. S1 e S2 della Tab. 3.2.III), valutando l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 (D.M. 14 gennaio 2008).

I tempi di ritorno considerati di 475 anni e 949 anni si riferiscono a costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti (Classe d'uso II), aventi una vita utile rispettivamente di 50 anni e 100 anni.

Le valutazioni delineate nel presente elaborato sono da intendersi di primo indirizzo generale, utile all'individuazione delle scelte di base nell'ambito della progettazione urbanistica del territorio comunale di Messina. Il carattere generale dell'elaborato non può sostituire studi approfonditi e caratterizzazioni locali, ovvero consentirne l'utilizzo nell'ambito della progettazione di singole opere di nuova edificazione, di demolizione e ricostruzione e di miglioramento e adeguamento sismico.

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni")	Accelerazione orizzontale massima attesa al suolo a <sub>g</sub> (g)	
	T <sub>ritorno</sub> = 475 anni	T <sub>ritorno</sub> = 949 anni
B	0,296 g	0,366 g
C	0,341 g	0,411 g
D	0,378 g	0,392 g
E	0,339 g	0,369 g

LEGENDA

- a Alluvioni attuali e spiagge: ghiaie e sabbie limose depositi litorali. Età Olocene. (Cat. C - D - E)
- ar Alluvioni recenti e piano litorali: limi, sabbie e ghiaie talora terrazzati. Età Olocene. (Cat. C - D - E)
- lf Terrazzi fluviali: ghiaie, sabbie ciottolose e limi, in vari ordini. Età Pleistocene medio-superiore. (Cat. E - C - B)
- lm Terrazzi marini: sabbie ghiaie ocre talora ghiaiose, limi o areniti rossastre. Età Pleistocene medio-superiore. (Cat. E - C - B)
- Og "Ghiaie e sabbie di Messina": sabbie ghiaie e conglomerati fluvo-deltici. Età Pleistocene medio. (Cat. C - B)
- Ogji "Conglomerati di Alburne": conglomerati poligenici a clastofonometri suborizzontali Età Pleistocene medio. (Cat. C - B)
- Qa Argille marnose fossilifere, talora sabbiose, grigio azzurre. Età Pliocene superiore - Pleistocene medio. (Cat. C - E)
- PQ Calcareniti a stratificazione inorciata o piano parali e subordi: sabbie organogene. Età Pliocene superiore - Pleistocene medio. (Cat. C - B)
- P Alternanza di marne e sabbie passanti a sabbie e calcareniti; limi di argille grigio nere. Età Pliocene inferiore medio. (Cat. C - B)
- PI "Trubi": marne e calcari marnosi bianco crema con intercalazioni di limi sabbiose. Età Pliocene inferiore. (Cat. C - B)
- MC Calcare esaportico, generalmente brecciato. Età Messiniano. (Cat. B)
- Mj Gessi e argille gessose. Età Messiniano. (Cat. C - B)
- Maa Depositi litorali Palorini: marne argillose grigie con sottili intercalazioni di arenarie. Età Serravalliano inf. - Messiniano inf. (Cat. C - B)
- Mac Conglomerati poligenici ad elementi eterometrici cristallini, calcarei o quarzarenitici. Età Serravalliano inf. - Messiniano inf. (Cat. B - C)
- Mar Alternanza di arenarie medio grossolane, silt argillose e argille marnose. Età Serravalliano inf. - Messiniano inf. (Cat. B - C)

- AS Argille Scagliose Anticlidali. Età Cretaceo sup. (Cat. C - B)
- UAgi Gneiss occhiadri e paragneiss passanti a micascisti. Età Paleozoico. (Cat. B - E)
- UA Metariboliti, metamabbellidi, metaperidotiti in lenti intercalate a paragneiss. Età Paleozoico. (Cat. B - C - E)
- UAc Marmi impuri a grana media a lenticolare massiva intercalati a paragneiss e micascisti. Età Paleozoico. (Cat. B - A)
- UM Filati passanti a metareniti, quarziti, metabasiti e porfirodi. Età Paleozoico. (Cat. C - B - E)
- UMmi Marmi grigio scuri in grossi banati, felati e a grana minuta. Età Paleozoico. (Cat. B - A)
- arlr riporto antropico, cava, discarica
- con corridoio di deiezione. (Cat. C - D - E)
- det falda detritica, coltre eluvio-colluviale. (Cat. C - E)
- fra accumulo di frana

ELEMENTO TETTONICO

- faglia
- thrust
- Limite comunale

COMUNE DI MESSINA  
PIANO REGOLATORE GENERALE

VARIANTE PARZIALE DI TUTELA AMBIENTALE

ELABORATO: CARTA DEGLI AFFIORAMENTI IN PROSPETTIVA SISMICA  
DEL COMUNE DI MESSINA

ALLEGATO:  
00-PPC-CA

SCALA: DATA: GIUGNO 2015 AGGIORN.: FEBBRAIO 2017

REDAZIONE: COMUNE DI MESSINA  
UFFICIO DEL PIANO REGOLATORE GENERALE  
(Istituito con Det. del S.G.D.G. n° 254 del 06/12/2016)

IL GEOLOGO  
(Dott. Paolo Piro)



IL R.d.P. (Dott. Placido Accolla) IL DIRIGENTE (Arch. Vincenzo Schiera) L'ASSESSORE ALL'URBANISTICA (Ing. Sergio De Cola)

