Relazione geologico-tecnica

La ditta LIGURIA CAVE di Enrico Rivara, a fronte anche degli indirizzi della normativa (art. 208, D.Lgs. 152/2006 e ss.mm.ii), propone la creazione di un'impianto di Recupero di Rifiuti inerti, costituito da fasi meccaniche e tecnologicamente interconnesse di macinazione, vagliatura e separazione della frazione metallica e delle frazioni indesiderate in modo da ottenere un materiali inerti utilizzabili, come m.p.s. nell'edilizia.

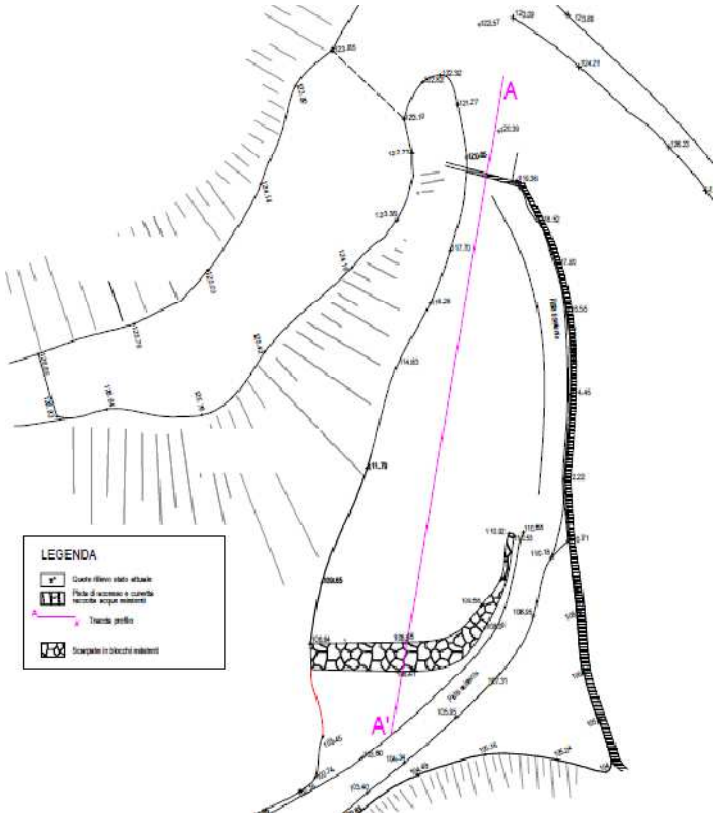
La realizzazione del progetto prevede l'utilizzo di aree a disposizione della ditta LIGURIA CAVE S.r.l., dove verranno ricavate tre diverse zone, per lo stoccaggio del materiale da trattare, per l'attività di trattamento e per lo stoccaggio delle m.p.s.

Le tipologie di rifiuti che potranno essere sottoposti al trattamento, sono sintetizzabili in:

- Inerti da demolizione e costruzione
- Scarifica da manto stradale
- Materiale lapideo da scavo

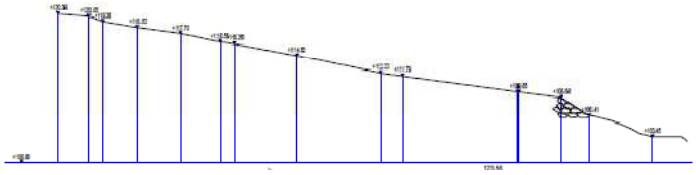
Localizzazione dell'area

L'area che si intende destinare alle operazioni di stoccaggio e lavorazione, si trova nel Comune di Ventimiglia, frazione Trucco, Località Ciapagni ed è individuata al foglio 13 del N.C.U. del Comune di Ventimiglia dalle particelle 118, 119, 120, 121, 212. (Carta n. 1)



Come si può osservare in tavola 1, l'area degrada leggermente ed è contornata da una pista d'accesso.

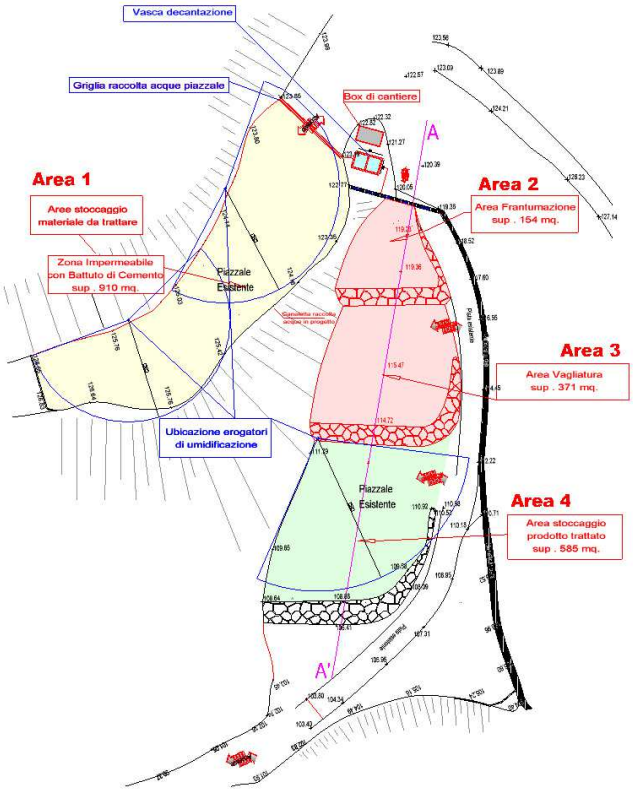
Il profilo attuale può essere così rappresentato:



L'intervento prevede di utilizzare l'area pianeggiante a monte (area 1) per lo stoccaggio del materiale da trattare e realizzare lungo l'intero dislivello tre diverse aree, a quote decrescenti, destinate ad ospitare gli impianti (aree 2 e 3) e lo stoccaggio del materiale lavorato (area 4).

Il piazzale superiore, destinato allo stoccaggio dei rifiuti inerti sarà impermeabilizzato tramite pavimentazione in battuto in cemento, mentre le aree 2, 3 e 4 saranno sistemate con uno strato di materiale stabilizzato, opportunamente rullato e ben compattato, dello spessore non inferiore a 10 cm, con sovrastante copertura in fresato di asfalto.

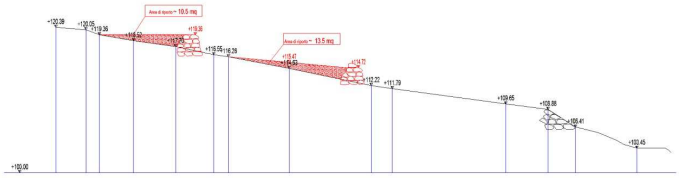
Stato di progetto in pianta a lato



La realizzazione delle aree 2 e 3 richiederà un quantitativo di materiale inerte pari a ca. 370 mc.

Le opere da realizzare comprendono anche la vasca di decantazione, le recinzioni e la posizione degli erogatori di umidificazione, e la posizione nella quale si intende installare un box prefabbricato ad uso cantiere.

In sezione:



A completamento dell'intervento la situazione dell'area risulterà quella rappresentata in TAV 3 di progetto, dove si evidenzia:

Area 1 – di superficie ca. 910 mq

Area 2 – di superficie ca. 154 mq

Area 3 – di superficie ca. 371 mq

Area 4 – di superficie ca. 585 mq

Nell'area **sono già presenti l'impianto di pesatura** del materiale **e** l'**impianto di lavaggio ruote autocarri** completo del sistema di trattamento (sedimentazione e disoleazione) dello scarico.

Inquadramento geologico

Il territorio in esame è caratterizzato da Unità di pertinenza paleouropa appartenenti al dominio paleogeografico del delfinese-provenzale.

La zona delfinese-provenzale costituisce la porzione strutturalmente più profonda della Alpi Liguri. Secondo i dati geofisici, durante il Neogene il massiccio dell'Argentera avrebbe subito anch'esso, come gran parte dei massicci cristallini elvetici, una traslazione verso l'esterno lungo un piano di taglio situato in profondità e debolmente inclinato verso est.

Il dominio delfinese-provenzale è costituito da un basamento precarbonifero superiore corrispondente all'antico continente paleoeuropeo che affiora nel Massiccio dell'Argentera-Mercantour.

Esso comprende diversi tipi di gneiss, anfiboliti e rocce granitoidi con una complessa storia tettonico-metamorfica iniziata prima del paleozoico e terminata con il ciclo ercinico.

Per quanto concerne la copertura, l'evoluzione strutturale è dominata da due fatti caratteristici: la presenza di un livello di scollamento pressoché generale in corrispondenza delle evaporiti del Trias superiore e la sovrapposizione di due fasi tettoniche principali: la "fase provenzale" (Cretacico superiore – Paleocene), con assi di piegamento E-O, e la "fase alpina" (Neogene), con assi all'incirca NO-SE.

I litotipi affioranti sul terreno sono:

- Calcescisti del Cretacico Delfinese (Cretacico superiore)
- Formazione a Microcodium s.s. (Cretacico superiore – Eocene medio)
- Calcari Nummulitici (Eocene medio)
- Marne Priaboniane (Oligoce - Eocene superiore)
- Flysch di Ventimiglia (Eocene)

La sedimentazione cratacico-eocenica si osserva sul versante in cui appaiono strati immergenti verso ESE costituiti da un'unità litologica centrale che separa due unità più rilevate: quella sottostante corrispondente ai Calcescisti del Cretacico Delfinese, quella soprastante formata dai Calcari Nummulitici.

L'unità litologica centrale è costituita dalla Formazione a Microcodium s.l. che corrisponde ad un episodio regressivo di notevole significato regionale, collocato nell'intervallo tra la parte più alta del Cretacico e l'Eocene medio.

I Calcescisti del Cretacico Delfinese sono costituiti da banchi di calcare debolmente marnosi di medio spessore, con resti di Echinidi ed Inocerami e con Globotruncane, ai quali si intercalano raramente strati decimetrici di calcareniti gradate, di colore verdastro per l'abbondante presenza di glauconite.

La Formazione a Microcodium s.s. inizia con conglomerati a frammenti di calcari cretacici e marne nodulari a chiazze rosate e giallastre, con *Microcodium* e bioturbazioni dovute a radici di piante: è questo il livello che testimonia la rapida regressione dall'ambiente marino pelagico all'ambiente continentale.

La parte superiore della Formazione presenta calcari marnosi scuri, con testimonianze fossilifere di *Cerithium diaboli*, Cirenidi, Millidi, Ostracodi, microfaune oligotipiche a *Discorbis* e *Bolivina*, che sono rappresentative di un ambiente lagunare salmastro.

Con i Calcari Nummulitici inizia la vera fase di trasgressione marina che passa dalle facies di piattaforma interna a quelle di piattaforma esterna, a quelle di scarpata (Marne Priaboniane) fino a quelle di conoide torbiditica alla base della scarpata (Flysch di Ventimiglia).

I Calcari Nummulitici sono costituiti da calcari scuri debolmente arenaci in cui compaiono spesse e massicce bancate fossilifere ove alle *Nummulites* si associano Lamellibranchi e Coralli individuali.

Il complesso prevalentemente marnoso, di colore grigio chiaro, rappresenta le Marne Priaboniane sulle quali si sovrappongono, con contatto leggermente tettonizzato, le sequenze torbiditiche del Flysch di Ventimiglia costituiti ivi da sottili livelli arenaceo-pelitici, corrispondenti a facies marginali della conoide.

Ben visibili inoltre sono molte forme sedimentarie di deposizione flyschioide tipo: graded bedding, impronte di strato sia di carico che di rotolamento, nonchè fenomeni dinamici tipo slumping e boudinage. I livelli di brecce intraformazionali, possono essersi originati sia per fenomeni dovuti a frane sottomarine, che per scorrimenti differenziali in seno alla formazione a seguito di movimenti tettonici successivi.

Inquadramento idrogeologico

L'assetto strutturale e tettonico delle varie unità descritto in precedenza vede la presenza di formazioni permeabili, semipermeabili ed impermeabili.

Appare evidente che il sistema Roia – Bevera ha risentito in modo determinante di attività tettoniche locali che si sono sovrapposte all’assetto strutturale regionale, attività che, peraltro, sembrano tuttora non del tutto quiescenti.

Nelle aree di affioramento del Flysch di Ventimiglia si sviluppa un'idrografia quasi esclusivamente di superficie, caratterizzata da un reticolo ad elevata densità di drenaggio, tendenzialmente dendritico, con incisioni brevi e numerose. Le emergenze idriche sono limitate e scarsamente produttive, legate ad accumulo in strutture di blande sinformi o, più spesso, all'esistenza di sistemi di fratture subverticali dotate di una certa estensione e continuità.

Le formazioni possono essere così distinte:

A) Formazioni e terreni permeabili prevalentemente per porosità

Appartengono a questo gruppo tutti i depositi quaternari di natura alluvionale, fluviali o fluvio-marini (am, ar), e le coperture detritiche

B) Formazioni e terreni permeabili per fessurazione e fatturazione

Appartengono a questo gruppo i Calcari a Nummuliti del dominio Delfinese Provenzale ed i Calcescisti del Cretacico delfinese rappresentato da calcari marnosi, talora selciferi.

C) Formazioni e terreni semipermeabili

Appartengono a questo gruppo le Marne Priaboniane ed il Flysch di Ventimiglia, sia nella facies "normale", sia in quella fortemente tettonizzata. Nel primo caso, si tratta di una permeabilità per modesta porosità, mentre per le unità litoidi la

permeabilità è per fessurazione/fratturazione, legata alle fratture e diaclasi presenti generalmente nel solo livello più superficiale e che però va via via diminuendo nell'ammasso roccioso

D) Formazioni impermeabili

Appartengono a questo gruppo la Formazione a Microcodium del dominio Delfinese Provenzale nella quale oltre alla bassissima porosità e permeabilità primaria della roccia, si associa un'elevata capacità di autosigillazione delle fratture e dei meati

MODELLAZIONE SISMICA / EFFETTI DI SITO

ZONA SISMOGENETICA

In ottemperanza all' Ordinanza P.C.M. 3274/03 l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (di seguito denominato INGV) ha realizzato una nuova zonazione sismogenetica del territorio italiano, chiamata ZS9, risultato di modifiche, accorpamenti ed elisioni delle numerose zone di ZS4 e dell'introduzione di nuove zone[1]. Il territorio comunale di Ventimiglia (IM) si trova collocato nella zona sismogenetica 910, ex area 22 di ZS4.

La zona 910 (22 in ZS4) è tuttora poco caratterizzata dal punto di vista sismo tettonico. Nonostante alcuni studi recenti (es. Eva et al. 2000, Larroque et al. 2001 e relativa bibliografia) ed il fatto che ad essa sia riferibile il forte terremoto del 1887 (Mw 6.29 in CPTI2). Dal punto di vista strutturale, essa è considerata (come il Vallese) l'area di svincolo che consente l'arretramento dell'arco alpino occidentale (Melletti et al., 2000). La zona 910 è peraltro

caratterizzata da una sismicità più elevata dei settori di arretramento. Tale aspetto impone che essa venga separata dalle zone adiacenti. Va ricordato che Jimenez et al. (2001) assumono una geo Fig. 7: Zonazione sismogenetica ZS9 del territorio italiano a cura dell'INGV

metria simile alla zona 22 di ZS4 (figg. 1,7) ora trasferita nella proposta di figura 7

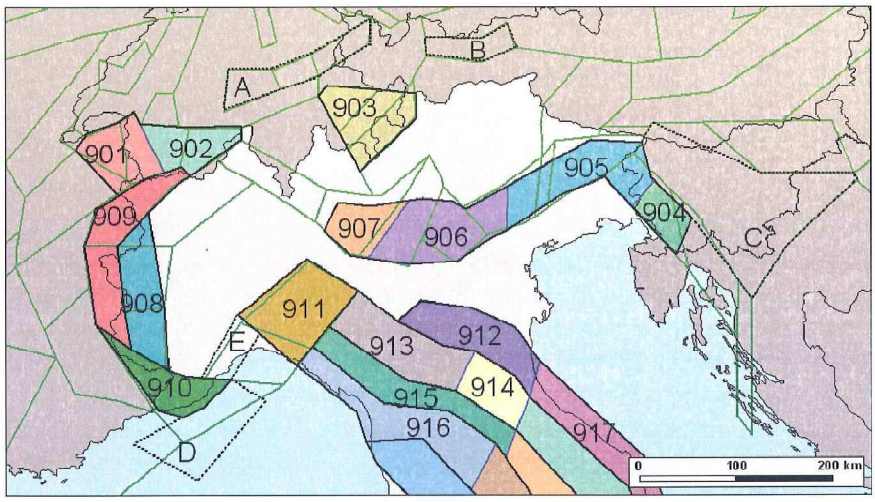


Figura 7 - Zonazione sismogenetica ZS9 per il Nord Italia (bordi in nero e blu) a confronto con la zonazione adottata dal progetto SESAME (bordi verdi, da Jiménez et al., 1991).

SISMICITA' STORICA E MACROSISMICA

L'individuazione della sismicità storica e macrosismica dell'area è definita rispettivamente dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI11) e dal Database Macrosismico Italiano (DBMI11), entrambi redatti dall'INGV.

DBMI11 contiene 86071 MDP (Macroseismic Data Points) relativi a 1684 terremoti il cui epicentro ricade all'interno della nuova

area CPTI (vedi CPTI11). I dati sono riferiti a 15416 località di cui 14150 in territorio italiano (Fig.1a).

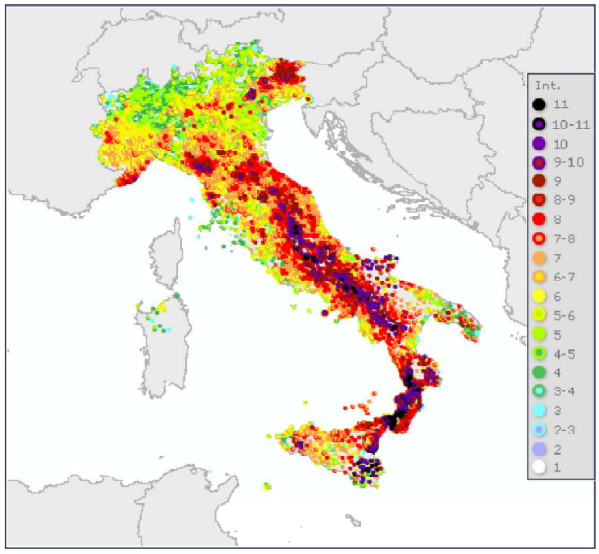


Fig. 1 – Plot delle intensità massime per le località italiane.

DBMI11 contiene dati di intensità relativi a 1681 terremoti che fanno parte di CPTI11 (Rovida et al., 2011), e in particolare relativi a:

a) 1484 terremoti i cui dati sono stati utilizzati per determinare i parametri che fanno parte di CPTI11;

b) 197 terremoti etnei, i cui dati non sono utilizzati per determinare i parametri che fanno parte di CPTI11, in quanto i relativi parametri sono stati adottati direttamente dal Catalogo Macrosismico dei Terremoti Etnei (CMTE; http://www.ct.ingv.it/ufs/macro; Azzaro et al., 2000; 2002; 2006; 2009).

I dati di intensità che contribuiscono a DBMI11 rappresentano un sostanziale avanzamento rispetto a quelli che hanno contribuito a DBMI04 (Stucchi et al., 2007). Oltre a questi ultimi, per la

compilazione di DBMI11 sono stati considerati i dati provenienti dagli studi rilasciati a tutto il 2007 appartenenti alle seguenti categorie (Appendice 1):

- CFTI4med (Guidoboni et al., 2007);
- studi storico-macrosismici e rilievi macrosismici di autori INGV;
- Catalogo Macrosismico dei Terremoti Etnei (CMTE);
- studi storico-macrosismici pubblicati da altri autori;
- selezione di dati del bollettino macrosismico INGV.

Le informazioni macrosismiche relative al Comune di Ventimiglia (IM) segnalano 11 osservazioni disponibili e riportate in fig. 2.

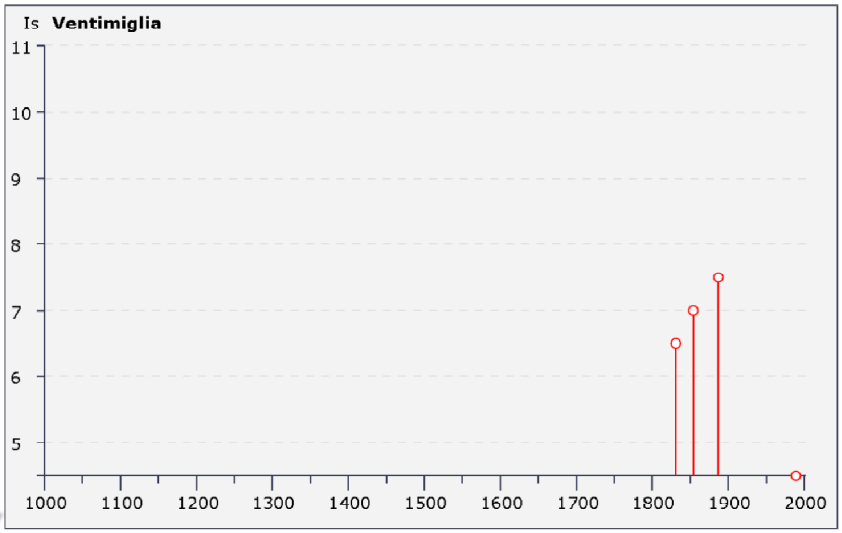
Nel diagramma della storia sismica limitatamente ai terremoti con intensità epicentrale uguale o superiore a 4-5 in fig. 3.

Fig. 2: Storia Macrosismica di Ventimiglia estratta dal DBMI11 a cura dell'INGV

Numero di eventi: 11

Effetti	In occasione del terremoto del:								
Is	**Anno**	**Me**	**Gi**	**Or**	**Mi**	**Area epicentrale**	**Np**	**Ix**	**Mw**
NC	1222	12	25	11		Basso bresciano	40	9	6.05
6-7	1831	05	26	10	30	Liguria occidentale	32	8-9	5.54
7	1854	12	29	01	45	Liguria occidentale	86	7-8	5.77
7-8	1887	02	23	05	21	Liguria occidentale	1515	10	6.29
4	1906	08	11	09	58	TAGGIA	82	5-6	4.56
4	1919	11	28	21	38	ALPI MARITTIME	24	5-6	4.95
4	1920	09	07	05	55	Garfagnana	638	10	6.48
3	1935	03	19	07	27	Alpi Cozie	170	7-8	5.30
4	1938	07	18	00	57	Alpi Cozie	259	7	5.24
3-4	1972	10	25	21	56	PASSO CISA	198	5	4.95
4-5	1989	12	26	19	59	MAR LIGURE	290	5-6	4.63

Fig. 3: Storia Macrosismica di Ventimiglia estratta dal DBMI11 a cura dell'INGV



PERICOLOSITA' SISMICA

Le NTC2008 adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle strutture nuove e alla verifica di quelle esistenti. Nei riguardi dell'azione sismica (definita al §3.2 NTC-08) l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base[5]", definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido di categoria A (§ 3.2.2 Tabella C.3.2.II NTC-08) con superficie topografica orizzontale T1 (§ 3.2.2 Tabella C.3.2.IV NTC-08) in condizione di campo libero, cioè in assenza di manufatti.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio (SLO e SLD) che ultimi (SLV e SLC), sono individuati

riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, non strutturali e gli impianti.

Ai quattro stati limiti sono stati assegnati diversi valori della probabilità di superamento $\mathbf{Pv_R}$ (§ 3.2.1 Tabella C.3.2.1 NTC-08): la pericolosità sismica sul reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito *http://esse1.mi.ingv.it/* (vedi fig.5 – mappa interattiva di pericolosità sismica); considerando Pv_R pari a 10% e valori corrispondenti al 50esimo percentile per il sito d'intervento (coordinate riferite al datum ED50: *lat.* 43,854163, *long.* 7,583775) si ottiene un valore di accelerazione massima del suolo $\mathbf{a_g}$ compresa tra 0.125÷0.175g.

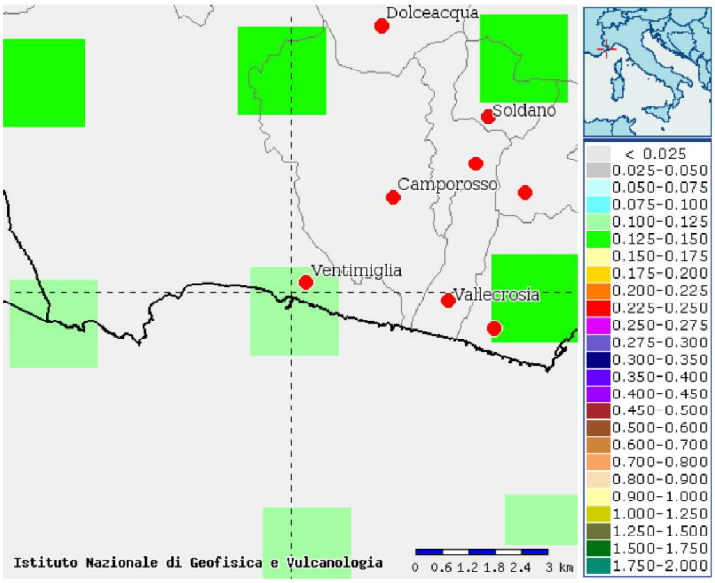


Fig. 5: Mappa interattiva di pericolosità sismica (http://esse1.mi.ingv.it/)

Infatti, poiché il sito non ricade in uno dei 10751 punti appartenenti alla maglia considerata nella pericolosità sismica di base, i valori di $\mathbf{a_g}$, così come i parametri $\mathbf{F_0}$ e $\mathbf{T^*_C}$ (definiti al §3.2

NTC-08), sono calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione contenuta nell'allegato A delle NTC-08.

CLASSIFICAZIONE SISMICA DELLA REGIONE LIGURIA

Il comune di Ventimiglia precedentemente classificato in zona 3 (pga= 0,150g) con D.G.R. 530/2003, ricade con la nuova normativa sismica in **zona 3 sottozona 3S** con **pga = 0,180g**;

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO – CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categoria del suolo di fondazione (§ 3.2.2 Tabella C.3.2.II NTC-08):

- **A -** *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s,*

Caratteristiche della superficie topografica (§ 3.2.2 Tabella C.3.2.IV NTC-08):

- **T2** Pendii con inclinazione media i > 15°

Per la valutazione dell'azione sismica, in relazione alla categoria di sottosuolo ed alle condizioni topografiche sopraelencate, si determinano i seguenti coefficienti di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.3.2.1 Tabella C.3.2.V NTC-08) e topografica (§ 3.2.3.2.1 Tabella C.3.2.VI NTC-08):

Coefficienti amplificazione stratigrafica

$\mathbf{S_S}$ = 1.00 , $\mathbf{C_C}$ = 1.00

Coefficiente amplificazione topografica

S_T = 1,2

PARAMETRI SISMICI

Utilizzando il software freeware *Geostru PS* sono stati determinati relativamente ai diversi stati limite (SLO, SLD, SLV e SLC) i parametri sismici a_g, F_0 e T^*_C necessari per la determinazione delle azioni sismiche e definiti i coefficienti sismici S_S, C_C, S_T.

Le coordinate geografiche espresse in questo file sono in ED50

Tipo di elaborazione: opere di sostegno

Sito in esame.
latitudine: 43,854163 [°]
longitudine: 7,583775 [°]
Classe d'uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Vita nominale: 50 [anni]
Tipo di interpolazione: Media ponderata



Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	19117	43,833800	7,526287	5136,4
Sito 2	19118	43,837290	7,595353	2093,4
Sito 3	18896	43,887170	7,590495	3709,5
Sito 4	18895	43,883680	7,521358	5984,0

Parametri sismici
Categoria sottosuolo: A
Categoria topografica: T2
Periodo di riferimento: 50 anni
Coefficiente cu: 1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,027	2,551	0,194
Danno (SLD)	63	50	0,039	2,624	0,207
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,140	2,446	0,291
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,189	2,484	0,306

Coefficienti Sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s²]	Beta [-]
SLO	1,000	1,000	1,200	0,007	0,003	0,323	0,200
SLD	1,000	1,000	1,200	0,009	0,005	0,459	0,200
SLV	1,000	1,000	1,200	0,049	0,024	1,652	0,290
SLC	1,000	1,000	1,200	0,066	0,033	2,222	0,290

PIANO DI BACINO

Il progetto è adeguato alla normativa di cui al Piano di Bacino dell'ambito n°1 "Roia" adottato dalla Provincia di Imperia con delibera n° 35 del 15.4.02., approvato con delibera D.C.P. n. 20 del

27.02.2003 ed adeguato al parere vincolante C.T.R. con D.G.P. n. 334 del 9/06/2004 e variante con DGP n° 54 del 02.02.2005.

Dalla Carta n. 5 - Estratto P.d.B. – si evince che i terreni in oggetto ricadono in Zona Pg2. Per il PUC è classificata come area a Discarica.

Norme relative all'ambito in esame

Art.16 Aree a diversa suscettività al dissesto

Nelle aree di cui alla lett. b), comma 2, dell'art. 12, nel rispetto delle prescrizioni del D.M.11/03/1988, valgono le seguenti norme.

- *Nelle aree a* ***suscettività al dissesto media (P_{g2}), bassa (P_{g1}) e molto bassa (P_{g0})*** *si demanda ai Comuni, nell'ambito della norma geologica di attuazione degli strumenti urbanistici o in occasione dell'approvazione, sotto il profilo urbanistico-edilizio, di nuovi interventi insediativi e infrastrutturali, la definizione della disciplina specifica di dette aree, attraverso indagini specifiche, che tengano conto del relativo grado di suscettività al dissesto. Tali indagini devono essere volte a definire gli elementi che determinano il livello di pericolosità, ad individuare le modalità tecnico-esecutive dell'intervento, nonché ad attestare che gli stessi non aggravino le condizioni di stabilità del versante.*
- *Le indagini e gli studi di cui ai commi precedenti devono tenere in debita considerazione eventuali aree a maggiore suscettività presenti nei pressi della zona di intervento, valutando anche possibili espansioni di movimenti gravitativi.*
- *In ogni caso sono consentiti gli interventi di realizzazione di opere di bonifica e di sistemazione dei movimenti franosi diretti alla messa in sicurezza degli edifici, delle strutture esistenti e delle aree in dissesto.*

INDIRIZZI PER UNA CORRETTA GESTIONE DEL TERRITORIO

Al fine di prevenire fenomeni di dissesto idrogeologico devono essere applicati i seguenti indirizzi:

- *vanno promosse le attività dirette a mantenere efficiente la rete scolante generale (fossi, cunette stradali) e la viabilità minore (poderale, interpoderale, forestale, sentieri, mulattiere e le carrarecce), che a tal fine deve essere dotata di cunette taglia acqua e di altre opere simili;*
- *qualora venga individuata, in occasione di scavi connessi alla realizzazione di interventi urbanistico-edilizi, la presenza di acque sotterranee, vanno eseguite opere dirette alla relativa intercettazione;*

- *vanno favoriti, nei territori boscati in abbandono e nelle zone arbustive e prative un tempo coltivate, sistematici interventi di recupero qualitativo dell'ambiente mediante l'introduzione di specie autoctone arboree ed arbustive;*
- ***in ogni caso devono essere rispettate le previsioni sulla gestione e miglioramento dei boschi e dei pascoli e sulle relative modalità di utilizzazione prevista dai Piani di assestamento e utilizzazione del patrimonio silvo - pastorale di cui all'art.19 della l.r. n. 4/99, se vigenti.***

Note geotecniche

In relazione all'entità dell'intervento, in questa fase le caratteristiche litostratigrafiche e geologico-tecniche del sottosuolo sono state riferite a prove geotecniche eseguite su aree contigue.

- livello vegetale a carattere marno-argilloso, privo di caratteristiche geotecniche apprezzabili,

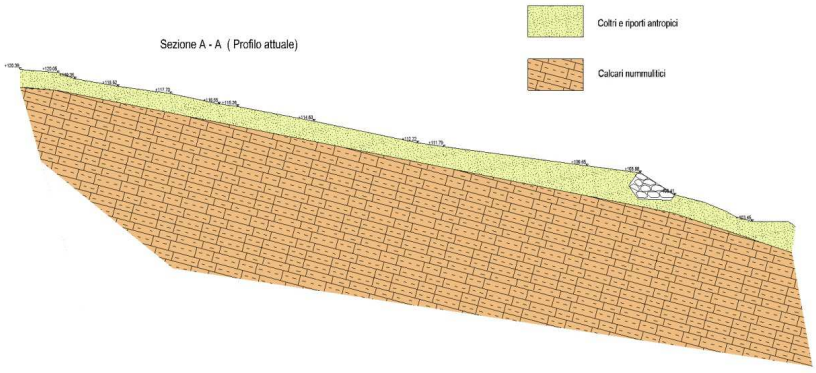
- corpo roccioso sub-affiorante o a diretto contatto con la coltre, fortemente alterato e fratturato, dotato di deboli caratteristiche geotecniche,

- substrato compatto, caratterizzato da alternanze di calcari e calcareniti compatte, in genere debolmente fratturato, con buone caratteristiche geotecniche (Cu= 1.5-2 Kg/cmq, φ' ' = 40°-45°)

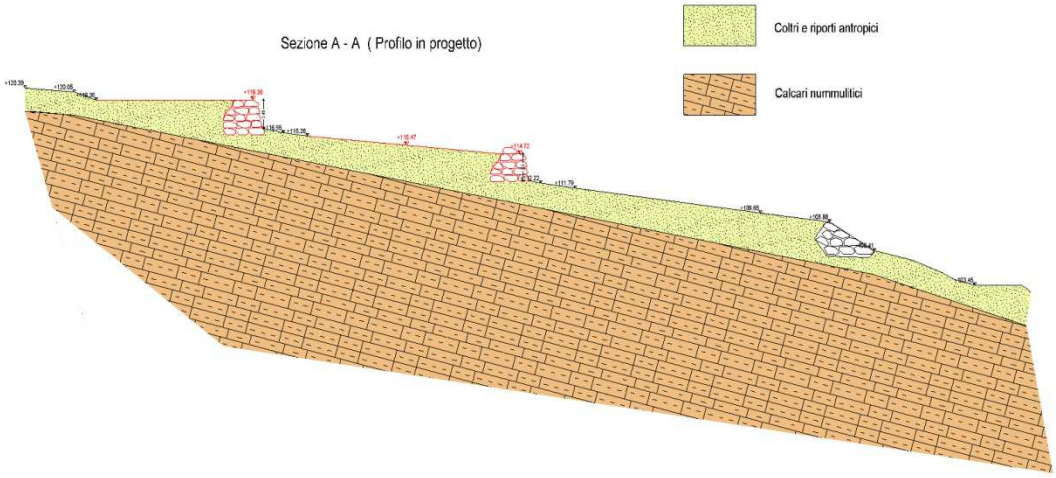
(carta 3 - Sezione geologica interpretativa)

L'intervento, come indicato in premessa, consiste essenzialmente nella realizzazione di due piccoli riporti in modo da ottenere due piazzole nell'area soprastante.

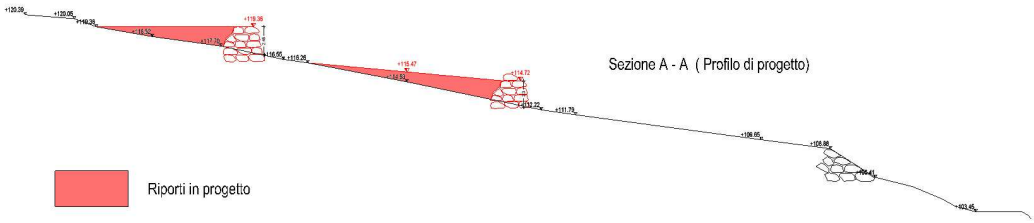
sezione geologica stato attuale



sezione geologica stato di progetto



Dalla tavola degli sterri e riporti si evince che l'intervento consiste nella realizzazione di due piccoli terrapieni nella zona sommitale come indicato in carta n. 4.



I riporti prevedono:

Zona Area 2 = 115 mc

Zona area 3 = 255 mc

Per un totale di 370 mc.

Per verificare le opere in progetto sono stati eseguite alcune verifiche di stabilità.

Verifiche di Stabilità - RELAZIONE DI CALCOLO

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

(a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (*c*) e angolo di resistenza al taglio (□), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (□) e confrontate con la resistenza disponibile ($\square_f$), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \square_f / \square$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a *n*, il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i

(n-1) forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;

(n-1) forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata *a* che individua il punto di applicazione delle E_i;

(n-1) valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza *F*.

Complessivamente le incognite sono *(6n-2)*.

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti *n*
Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale *n*
Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale *n*
Equazioni relative al criterio di rottura *n*
Totale numero di equazioni *4n*

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a *(n-2)* in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le *(n-2)* indeterminazioni.

Metodo di FELLENIUS (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

n valori delle forze normali N_i;

n valori delle forze da taglio T_i;

1 fattore di sicurezza.
Incognite (2n+1)

Le equazioni a disposizione sono:
n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
n equazioni relative al criterio di rottura;
1 equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\Sigma\{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos\alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan\varphi_i \}}{\Sigma W_i \times \sin\alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_v = 0$, $\Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan\varphi_i \} \times \frac{\sec\alpha_i}{1 + \tan\alpha_i \times \tan\varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin\alpha_i}$$

I valori di *F* e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di ***Bishop ordinario,*** gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di JANBU (1967)

Janbu estese il metodo di *Bishop* a superfici si scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan\varphi_i \} \times \frac{\sec^2\alpha_i}{1 + \tan\alpha_i \times \tan\varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \tan\alpha_i}$$

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{corretto} = f_o \, F$$

dove f_o è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

Metodo di BELL (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, *W*, le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali *X* e *Z* applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio Δ e Δagenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori *u* che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da *Taylor*.

In accordo con la legge della resistenza di *Mohr-Coulomb* in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell'i-esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan\phi_i}{F}$$

in cui
F = il fattore di sicurezza;
c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell'i-esimo concio;
Δ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;
L_i = la lunghezza della base dell'i-esimo concio;
u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell'i-esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos\alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:
$W_i \cos \Delta_i / L_i$ = valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci.

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi\left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0}\right)$$

Dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno K_z g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore (1 - K_z).

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F, sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3.

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza *F*. Il corretto valore di F può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

$$F = F(2) + \left(\frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)}\right)(F(2) - F(1))$$

dove i numeri in parentesi (1) e (2) indicano i valori iniziale e successivo dei parametri F e C_3.

Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di SARMA (1973)

Il metodo di **Sarma** è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica *Kc*) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in *n* strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;

L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;

L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos \square_i + T_i \sin \square_i = W_i - \square X_i$$

$$T_i \cos \square_i - N_i \sin \square_i = KW_i + \square\square_i$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\square\square E_i = 0$$

$$\square\square X_i = 0$$

dove *Eì* e *Xi* rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico *i*.

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel metodo di **Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:

$$*\sum \Delta X_i \cdot tg\left(\psi_i' - \alpha_i\right) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$**\sum \Delta X_i \cdot \left[\left(y_{mi} - y_G\right) \cdot tg\left(\psi_i' - \alpha'\right) + \left(x_i' - x_G\right)\right] = \sum W_i \cdot \left(x_{mi} - x_G\right) + \sum \Delta_i \cdot \left(y_{mi} - y_G\right)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di *K* (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione *K* corrispondente al fattore di sicurezza F = 1 , ossia l'*accelerazione critica*.

Si ha pertanto:

K = Kc *accelerazione critica* se F = 1

F = Fs *fattore di sicurezza in condizioni statiche* se K = 0

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne *Xi* ed *Ei* tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze *Xi*:

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot \left(Q_{i+1} - Q_i\right)$$

dove *Qi* è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla *i*-esima faccia del concio *i*, e □ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di *Kc*, □ e *F*, che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

Le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo □. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ $i = 1 \ldots n$

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione f(x) = 1.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s}(W\cos\alpha - \gamma_w hl\sec\alpha)\frac{tg\alpha}{F_s} - Wsen\alpha}{\cos(\alpha-\theta)\left[\frac{F_s + tg\varphi tg(\alpha-\theta)}{F_s}\right]}$$

forza d'interazione fra i conci;
R = raggio dell'arco di cerchio;
□ = angolo d'inclinazione della forza Qi rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum(Q_i\cos\theta) = 0 \quad \sum(Q_i sen\theta) = 0$$

Con l'assunzione delle forze Qi parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$\sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo □, considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia $F_{sm} = F_{sf}$.

Metodo di MORGENSTERN e PRICE

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo X = λ f(x)E, dove λ è un fattore di scala e f(x), funzione della posizione di E e di X, definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione f(x) è scelta arbitrariamente (costante, sinusoide, semisinusoide, trapezia, spezzata…) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E, X, il coefficiente di sicurezza $_{Fs}$, il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU.

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c'\sec^2\frac{\alpha}{F_s} + tg\varphi'\left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - tg\alpha\frac{dE}{dx} - \sec\alpha\frac{dU}{dx}\right) = = \frac{dE}{dx} - tg\alpha\left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx}\right)$$

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma\frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_H = K_o \cdot W$$
$$F_V = K_v \cdot W$$

Essendo:
F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
W: peso concio
K_o: Coefficiente sismico orizzontale
K_V: Coefficiente sismico verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_o e K_V in dipendenza di vari fattori:

$$K_o = \beta s \times (a_{max}/g)$$

$$K_V = \pm 0{,}5 \times K_o$$

Con

βs coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): 0.90 ≤Ss≤ 1.80; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica).

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1$(S_T = 1.0)$ ***T2***$(S_T = 1.20)$ ***T3***$(S_T = 1.20)$ ***T4***$(S_T = 1.40)$.

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$T_R = -V_R / \ln(1-PVR)$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale Ko e verticale Kv che interessano tutte le masse vengono calcolatati come:

$$K_o = S \cdot (a_g/g) \quad K_v = 0.5 \cdot K_o$$

S: fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

tipo A - S=1;

tipo B - S=1.25;

tipo C - S=1.25;

tipo E - S=1.25;

tipo D - S=1.35.

Per pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T:

$S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;

$S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media > 30°; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale Ko in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema: I Cat. Ko=0.1; II Cat. Ko=0.07; III Cat. Ko=0.04

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_o = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I: fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_o, e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_o$$

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m□n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Sono state eseguite tre verifiche lungo la sezione A - A, allo stato attuale a monte, a valle e globale ed allo stato finale

(condizioni drenate e soggette a sisma + sovraccarico dei cumuli); i dati ottenuti sono i seguenti: (sono riportati i dati più bassi) per superfici parziali risulta:

Stato attuale

– Condizioni sismiche

Pendio parte alta	MORGENSTERN- PRICE	FS >> 5
Pendio parte mediana	MORGENSTERN- PRICE	FS >> 5
Pendio parte bassa	MORGENSTERN- PRICE	FS >> 5

Stato di progetto

– Condizioni sismiche – Sovraccarico uniforme

Pendio parte alta	MORGENSTERN- PRICE	FS >> 5
Pendio parte medio - alta	MORGENSTERN- PRICE	FS >> 5
Pendio parte medio - bassa	MORGENSTERN- PRICE	FS >> 5
Pendio parte bassa	MORGENSTERN- PRICE	FS >> 5
Pendio completo	MORGENSTERN- PRICE	FS >> 5

Dalle verifiche si evince che l'intervento risulta ammissibile, ed non è prevedibile un collassamento generalizzato del pendio durante le fasi di realizzazione dei terrapieni, né durante le lavorazioni.

SCARICHI IDRICI

L'impianto non dà origine a scarichi idrici di processo. Trattandosi di un'area interamente scoperta sarà interessata a dilavamento di acque meteoriche che saranno convogliate all'esistente sistema di raccolta delle acque piovane. In particolare, le acque piovane dilavanti l'area di stoccaggio dei rifiuti vengono convogliate tramite apposita pendenza verso caditoia con griglia e da lì conferite al canale di scarico attraverso una vasca di accumulo dove si sviluppa il processo di sedimentazione.

E' stato previsto il solo trattamento di sedimentazione poiché, a fronte delle caratteristiche dei rifiuti stoccati, costituiti esclusivamente da inerti, con le acque di dilavamento possono essere trascinate unicamente materiali quali polveri e/o terra.

Per il dimensionamento, non potendo fissare una portata massima o media, è stato assunta, quale parametro di riferimento quanto prescritto dalla norma, ossia che l'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia sia in grado di trattare il corrispettivo di 5 mm di pioggia interessante la superficie scolante per un tempo di 15 minuti. Si è inoltre tenuto conto del fatto che una parte della superficie, pari a ca. 790 mq, risulta coperta dai cumuli di materiale inerte che assorbono parte dell'acqua piovana , mentre la restante parte, pari a ca. 120 mq, corrisponde agli spazi necessari per le operazioni di scarico e movimentazione dei materiali.

Le due superfici sono quindi caratterizzate da coefficienti di corrivazione diversi, valutabili in 0,3 per l'area coperta dai cumuli e pari ad 1 per l'area dedicata alla movimentazione. La quantità di acqua piovana da sottoporre a trattamento è quindi:

(120 x 1 + 790 x 0,3) x 0,005 = 1,78 mc in 15'

corrispondenti a 7,12 mc/h = 1,98 litri/sec

La vasca viene dimensionata sulla base della superficie di sedimentazione, determinata secondo la seguente formula

$$S = Q/V_a$$

Dove;

S = Area sedimentatore in mq

Q = Portata oraria in mc/h

V_a = Velocità ascensionale in m/h, assunta nel nostro caso in 0,8 m/h

Si ottiene:

$$S = 7,12/0,8 = 8,9 \text{ mq}$$

Fissato un tempo, t, di detenzione idraulica pari a 1,5 h, il volume necessario diventa

$$V = t \cdot Q = 1,5 \times 8,9 = 13,35 \text{ mc}$$

Con un'altezza pari a ca. 1,5 m le dimensioni della vasca sono quindi le seguenti:

lunghezza		m	4,00
larghezza		m	2,25
altezza	m	1,50	
superficie di sedimentazione		mq	8,9
volume di sedimentazione		mc	13,5

La costruzione dell'opera dovrà essere eseguita con un'assidua presenza e consulenza di tecnici competenti in materia.

Non si rilevano pertanto, in relazione alle condizioni sovraesposte, controindicazioni di natura geologico e tecnica per la realizzazione dell'opera in progetto e l'intervento in oggetto è assentibile e non contrasta con le norme di tutela del P.di B.

Bordighera 3.09.2013