COMUNE DI VENTIMIGLIA

Provincia di Imperia

RELAZIONE GEOLOGICA

ADEGUAMENTO TECNICO

(DEL PROGETTO APPROVATO CON D.G.P. N. 260 DEL 30.10.2014)

IMPRESA LIGURIA CAVE

DISCARICA DI RIFIUTI INERTI

Loc. Ciapagni - fraz. Trucco
Comune di Ventimiglia (IM)



Firmato digitalmente da: AMPELIO VERRANDO
Data: 29/06/2022 17:23:11

Studio di Geologia

Ampelio VERRANDO – GEOLOGO
C.so Italia n.26 – 18012 BORDIGHERA (IM)
335/22.74.09
e_mail:geoverrando@gmail.com

1.0 Premessa

Su incarico dell' Impresa Liguria Cave di Rivara Enrico, si predispone la seguente relazione in merito agli aspetti geologici relativamente all'Adeguamento Tecnico del progetto approvato con D.G.P. n.° 260 del 30/10/2014 dalla Provincia di Imperia.

Il suddetto adeguamento si colloca nel medesimo ambito dell'attuale discarica di rifiuti inerti sita in località Ciapagni, Fraz. Trucco del Comune di Ventimiglia (IM).

Prima dell'analisi dettagliata in materia, risulta doveroso riassumere brevemente le modifiche più significative che tale adeguamento comporta.

Nel Progetto approvato non era prevista alcuna pista; l'eventuale accesso alla discarica per ipotetici interventi legati alla post gestione, risultava legato solo alla via d'acqua che in caso di necessità, in linea puramente teorica, poteva essere usata per accedere ai luoghi d'intervento.

Con l'adeguamento tecnico viene introdotta una pista di accesso e di servizio che dipartendo dal piede della discarica si snoda tramite alcuni tornanti a largo raggio nella parte dove le pendenze risultano più pronunciate, per poi giungere alla parte più a monte in modosub parallelo all'andamento dei gradoni.

Tale pista permette, di raggiungere con maggior sicurezza tutti i gradoni della discarica e rimarrà nel tempo permettendo:

- Maggiore sicurezza per gli operatori durante il completamento della discarica e nelle opere di rivegetazione dell'area.
- Possibilità di eseguire degli eventuali interventi di post gestione o manutenzione della via d'acqua.
- la futura fruibilità delle aree dei piazzali realizzati sopra la discarica.

Nell'adeguamento tecnico è prevista una leggera modifica delle quote e del tracciato del canale a cielo aperto che corre sul fianco sinistro

della discarica. Tale modifica, permette di ridimensionare in maniera considerevole gli sbancamenti per la realizzazione della via d'acqua stessa nelle sezioni più a monte.

La tecnica costruttiva rimarrà la stessa del progetto approvato nel quale è prevista la base su roccia affiorante. L'obiettivo è quello di evitare ingenti sbancamenti della parete rocciosa garantendo una maggior conservazione del territorio ed effettuando modifiche limitate dello stato attuale.

Conseguenza dell'innalzamneto del tracciato della via d'acqua sarà una parziale sovraelevazione dell'ultimo gradone, con una lieve estensione verso monte. Si evidenziano di seguito quali sono i vantaggi derivanti dalla modifica plano altimetrica della via d'acqua:

- Viene rispettata la prescrizione della via d'acqua con fondo basato su roccia; inoltre si rammenta che il versante sinistro dove si sviluppa la via d'acqua è caratterizzato dalla presenza di roccie dotate di modeste caratteristiche geotecniche, fortemente alterate e fratturate.
- La riduzione degli sbancamenti necessari per la realizzazione della via d'acqua permette di "snaturare" il meno possibile l'area in esame evitando interventi con grosse opere di contenimento e preservando parte delle essenze autoctone presenti nel versante in oggetto.

  La parziale sovraelevazione dell'ultimo gradone, con una lieve estensione verso monte permette l'accesso diretto all'ambito della via d'acqua, permettendo ai mezzi meccanici di accedere alla parete rocciosa ed eseguire lo scavo necessario in condizioni di nassima sicurezza.

Di seguito si svolgono alcune considerazioni dal punto di vista geologico, esaminando le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche dell'area in esame.

In particolare viene analizzata la natura e le caratteristiche di permeabilità del terreno, la posizione della falda acquifera, la stabilità delle scarpate.

Inquadramento geologico

Il territorio in esame è caratterizzato da Unità di pertinenza paleoeuropea 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 geomorfologico

La discarica si trova sulla sponda orografica sinistra del fiume Roja e affluente in sponda destra del Rio Bocche .

Tutto il territorio è un susseguirsi di alti e bassi morfologici con dislivelli anche sensibili, con incisioni torrentizie assai numerose e variamente orientate rispetto alle strutture esistenti, ma con una netta prevalenza di quelle sinclinaliche dirette verso i quadranti meridionali.

Tale configurazione è essenzialmente da imputarsi all'assetto strutturale della zona in esame, dove lo stile a pieghe (per lo più strizzate) viene ulteriormente articolato dalla presenza di faglie, prevalentemente subverticali.

L'evoluzione geomorfologica recente è legata alle principali fasi dell'attività neotettonica che si sono succedute, separate da intervalli di relativa stabilità di durata assai diversa, con intensità generalmente decrescente. Una vivace fase neotettonica (collocabile a circa 1,65 Ma) segnerebbe la separazione tra il Pliocene e il Quaternario, mentre altre due distinte fasi neotettoniche marcherebbero la conclusione del Pleistocene antico (0,7 Ma) e l'inizio dell'Olocene (18 mila anno or sono).

I calcari marnosi del Cretaceo sono caratterizzati, a causa della loro maggiore erodibilità, da pendii più uniformi, con copertura di alterazione di

varia potenza. Le morfologie di corrosione superficiale sono assai rare: si tratta, per lo più, di solchi di corrosione, poco estesi in corrispondenza di leptoclasi e di piccole forme di erosione selettive, specie in corrispondenza dei noduli di pirrotina.

Le bancate dei calcari Nummulitici sono molto compatte e determinano la formazione di scarpate dovute ad erosione selettiva e/o strutturale. Le morfologie di corrosione superficiale sono molto sviluppate.

Morfologie aperte e con minor acclività caratterizzano i depositi dell'Eocene medio e quelli del Flysch di Ventimiglia, e le rare e poco potenti bancate affioranti sono incise da forme di corrosione poco marcate. Nelle zone a prevalenza arenacee si rinvengono nicchie di disfacimento

Per la realizzazione della carta geomorfologica allegata è stato di fondamentale importanza l'ausilio del rilevamento fotointerpretativo, eseguito su tutto il territorio in esame, con le foto aeree della Regione Liguria e si è avvalsi dello studio fatto dalla Regione Liguria nella realizzazione delle carte tematiche relative allo stato e all'uso del territorio, dalle quali sono state rilevate le aree in paleofrana; le aree interessate da erosione; e le aree dove lo spessore di coltre superficiale è rilevante tanto da assumere significato stratigrafico. Questi dati sono stati integrati con ulteriori informazioni desunte dalle indagini geologiche allegate agli strumenti urbanistici generali dei vari comuni, e da una indagine diretta sul territorio.

Si sono evidenziate perciò le seguenti tipologie:

A) <u>Roccia affiorante R</u>

Si tratta di aree in cui si rileva il substrato roccioso affiorante o subaffiorante, cioè coperto da una debole copertura, ove lo spessore della coltre è compreso fra 0 ÷ 1 m.con giacitura a reggipoggio.

La roccia, oltre al favorevole assetto giaciturale, possiede buone caratteristiche geomeccaniche e presenta una limitata fratturazione subparallela alle principali lineazioni.

B) Roccia affiorante R_S

Si tratta di un substrato costituito da roccia affiorante o subaffiorante con giacitura a franappoggio, con modeste coperture con spessori variabili fra 0 ÷ 1 m., interessata da limitati fenomeni di fratturazione subparalleli alle principali lineazioni.

C) Roccia affiorante R_F

Substrato roccioso in scadenti condizioni di conservazione, alterato e/o particolarmente fratturato rispetto al pendio, sempre intendendo la possibilità di avere una coltre detritica di copertura ma pur sempre con spessori compresi fra 0 ÷ 1.

D) Coltri, coperture detritiche e depositi eluvio colluviali

In questa classe vengono definite le coltri detritiche poco potenti di natura eluvio colluviale, derivano dall'alterazione della roccia in posto con scarso rimaneggiamento.

Presentano una certa coesione, che può variare anche in relazione alla frazione organica del detrito. Sono generalmente in equilibrio di stabilità. Si suddividono in base alla granulometria della coltre e si hanno le seguenti differenziazioni.

Le coltri detritiche potenti, di origine prevalentemente colluviale, sono un insieme poligenico costituito da detriti di diversa natura derivante dalla litologia da cui prendono origine.

Si tratta generalmente di accumuli che sorgono al piede dei versanti o lungo i pendii a bassa acclività, generati dal trasporto e dall'accumulo ad opera del ruscellamento diffuso della roccia alterata

E) *Depositi alluvionali* che vengono suddivisi in:

- **Alluvioni antiche e recenti terrazzate**, depositi costituiti essenzialmente da ghiaie e ciottoli arrotondati la cui composizione litologica rispecchia le formazioni rocciose più compatte presenti nel bacino, quali calcari marnosi e arenarie e sono generalmente ricoperti da suolo vegetale. Sono costituite da ghiaie e ciottoli arrotondati immersi in una matrice sabbioso-siltosa talvolta ferrettizzata nelle alluvioni antiche. Questo complesso risulta generalmente debolmente cementato ma in buone condizioni di stabilità.
- **Alluvioni mobili attuali**, depositi costituiti essenzialmente da ghiaie e ciottoli arrotondati la cui composizione litologica rispecchia le formazioni rocciose più compatte presenti nel bacino, quali calcari, arenarie e marne. Le dimensioni dei clasti sono variabili a seconda della loro ubicazione lungo i corsi d'acqua; si va da alcuni millimetri nelle zone prossime al mare o comunque nelle aree di attuale deposizione nel tratto pianeggiante dove la velocità della corrente diminuisce fortemente, sino a diversi decimetri nella parte alta dei bacini. I limiti precisi di tali depositi hanno un carattere temporaneo, dato il carattere di mobilità e di modifiche a cui sono soggetti per effetto delle variazioni stagionali e pluriennali del deflusso delle acque.

F) *Movimenti franosi* che vengono suddivisi in due grandi categorie a seconda del grado di acclività o di quiescenza:

- **Frane in roccia**: Vengono cartografate le più evidenti frane in roccia presenti nell'ambito del bacino. Tali frane sono da considerarsi attive: sono aree instabili con mobilitazione di masse in fase evolutiva, dovuti a collassi di elementi lapidei. Si possono distinguere delle frane di crollo e/o di scivolamento (rif.Carta della franosità reale); le prime consistono nel distacco di masse rocciose da pareti ripide o strapiombanti, le seconde si sviluppano lungo piani di discontinuità inclinati, ad esempio piani di strato (franappoggio) specialmente in situazioni di livelli argillosi che determinano lo scivolamento dei livelli superiori. In entrambi i casi

agiscono sia la componente giaciturale del complesso, che le lineazioni ed i piani di fratturazione.

- **Frane in detrito**: Vengono cartografate le più evidenti frane recenti presenti nell'ambito di bacino. Tali frane sono da considerarsi attive: sono aree instabili con mobilitazione di masse in fase evolutiva, dovuti a fluitazione di materiali di origine gravitativi per elevata acclività dei pendii, scalzamento al piede o perdita di coesione da parte delle coltri. Generalmente si impostano per instabilità incipiente e successivo collassamento ai margini delle aree di paleoaccumulo. La causa di queste frane è spesso imputabile ad una non corretta gestione delle acque di falda emergenti e delle acque di ruscellamento o scorrimento superficiale.

Nella carta geomorfologica sono stati cartografati anche i seguenti fenomeni morfologici:

- Rotture di pendio: vengono ricondotti in tale classe le brusche rotture di pendio derivate da erosione progressiva o da cause tettoniche.
- Frane non cartografabili in coltre o detrito: fenomeni franosi di modesta entità in coltre e/o detrito.
- Frane non cartografabili in roccia: fenomeni franosi di modesta entità in roccia.
- Erosione di fondo: si sviluppa ove l'asta fluviale presenta una forte acclività unita specialmente alla presenza di lineazioni preferenziali e la natura litologica determina vie preferenziali di erosione generando fossi e solchi d'erosione.
- Ruscellamento diffuso: si instaura su coltri e rocce tenere per la mancanza di copertura vegetale cagionando un'area di denudazione molto estesa.
- Calanchi: sono particolari forme di erosione determinati dall'azione dell'acqua ruscellante su formazioni tenere quali le argille, essi sono disposti a gruppi ed organizzati in sistemi di vallecole minutissime confluenti in alvei maggiori, il fenomeno si riscontra esclusivamente nelle zone dove affiorano livelli argillosi.

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.

In tavola 2G è illustrata la carta idrogeologica che, per grado di permeabilità decrescente, distingue i seguenti gruppi:

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

Verifiche di Stabilità

Nelle applicazioni Geologico-Tecniche è spesso necessario valutare il grado di stabilità di un pendio naturale in terreni sciolti o di opere in terra rispetto a potenziali movimenti gravitativi. Tali valutazioni vengono usualmente condotte tenendo conto sia delle condizioni attuali che di quelle prevedibili o probabili nel futuro. Generalmente tali verifiche vengono realizzate, una volta che siano note le caratteristiche lito-stratigrafiche, idrogeologiche, geomeccaniche del pendio, con procedure di calcolo lunghe, ripetitive e talvolta assai complesse.

Per questo motivo da più di tre decenni trovano largo impiego in questo campo codici di calcolo automatico che consentono di ridurre tempi e costi, oltre a permettere, proprio per la loro velocità ed efficienza, di ottenere risultati più attendibili, perché basati su un numero di verifiche maggiore.

Il Programma SSAP nasce dall' attività di ricerca svolta nello sviluppo di algoritmi che consentono di ottenere una ottimale modellizzazione della configurazione geomeccanica e litostratigrafica dei pendii in terreni sciolti. Infatti, per valutare correttamente il grado di stabilità di un pendio, oltre che eseguire una corretta caratterizzazione geolitologica dell'area, è

necessario tener conto delle eventuali disomogeneità presenti nella massa del pendio, soprattutto nei casi di marcata variabilità delle caratteristiche del terreno, quali ad esempio disomogeneità costituite da strati e lenti di materiali aventi diverse caratteristiche geomeccaniche, livelli di falda variabili, topografie irregolari, elementi stabilizzanti (muri, palificate, tiranti, geogriglie, geosintetici ecc.). Da un punto di vista geologico infatti tutti gli elementi di discontinuità costituiscono parte caratterizzante del pendio e come tali non possono essere trascurati a priori da operazioni di eccessiva generalizzazione del profilo stratigrafico e geomeccanico ricavato da campagne geognostiche. Talvolta invece per deficienze insite nei codici di calcolo esistenti o a causa dei tempi di calcolo, gli elementi di discontinuità rilevati vengono trascurati o semplificati eccessivamente, con conseguenze sulla attendibilità finale del processo di verifica. In questo contesto un modello di pendio e la sua verifica di stabilità è un processo complesso ricco di componenti e interazioni.

Di conseguenza il codice SSAP è stato sviluppato mirando ai seguenti obbiettivi primari:

1. Possibilità di rappresentare adeguatamente tutte le discontinuità presenti nei pendii naturali o artificiali.
2. Evitare tutte le eccessive assunzioni semplificative sulla stratigrafia, sul profilo della falda, sulle superfici di scorrimento.
3. Seguire gli attuali standard di lavoro e le normative nelle verifiche di stabilità nei pendii in terreni sciolti e ammassi rocciosi fratturati;
4. Implementare nel software una serie di strumenti di calcolo tra i più avanzati e originali nell'ambito dei modelli di calcolo per le verifiche all'equilibrio limite.

Per ovviare in parte alla complessità insita nella effettuazione di verifiche di stabilità in materiali sciolti, sono state stabilite specifiche convenzioni riguardanti le unità di misura, il formato dei files dei dati di ingresso, la rappresentazione geometrica del pendio e dei parametri geomeccanici dei materiali che compongono il pendio stesso. Lo scopo è quello di definire un modello geometrico e meccanico del pendio semplice e nello stesso

tempo il più realistico. Per ovviare in parte alla complessità insita nella effettuazione di verifiche di stabilità in materiali sciolti, sono state stabilite specifiche convenzioni riguardanti le unità di misura, il formato dei files dei dati di ingresso, la rappresentazione geometrica del pendio e dei parametri geomeccanici dei materiali che compongono il pendio stesso. Lo scopo è quello di definire un modello geometrico e meccanico del pendio semplice e nello stesso tempo il più realistico possibile, al fine di poter effettuare, con tempi di calcolo accettabili, verifiche di stabilità attendibili.

Metodi di Calcolo

SSAP2010 è caratterizzato dalla presenza di **7 metodi di calcolo rigorosi** che operano nell'ambito della metodologia della verifica della stabilità dei pendii mediante il metodo dell'equilibrio limite. Gli algoritmi base di calcolo, rispetto alle versioni precedenti, sono stati ricodificati interamente utilizzano la notazione unificata di che deriva dall'algoritmo proposto da Zhu et al (2005) per il solo metodo di Morgestern & Price (1965). **il metodo di ZHU et al. (2005) è stato ampliato e ulteriormente sviluppato** per permettere la applicazione nei più importanti metodi Rigorosi per applicazione del metodo dell'equilibrio limite:

a) Janbu rigoroso(1973);
b) Spencer (1973)
c) Sarma I (1973);
d) Morgenstern & Price (1965);
e) Chen& Morgestern (1983)
f) Sarma II (1979)
g) Borselli (2016)

Possibilità di caratterizzare geomeccanicamente gli ammassi rocciosi fratturati mediante il criterio di rottura di Hoek et al. (2002,2006), e eseguire verifiche di stabilità allo scivolamento in pendii costituiti, del tutto o in parte, da ammassi rocciosi fratturati. Il criterio di rottura Hoek et al. è

da questa versione presente in una modalità completamente non lineare seguendo l'algoritmo proposto di Carranza-Torres (2004), la implementazione dell'algoritmo lei et al. (2016) e quella semi analitica approssimata di Lee & Petruszczak.(2017), tutti incentrati con l'obbiettivo della stima dei valori di c' e equivalenti locali che seguono la curva di inviluppo non lineare nel grafico (tau-sigma). Tutti i nuovi metodi proposti sono un'importante sviluppo della metodologia approssimata originale proposta da Hoek et al. (2002). Questi metodi sono presenti in pochissimi software commerciali pur essendo gli unici veri strumenti che fino ad adesso esistono per la stima dei valori locali di resistenza al taglio in un ammasso roccioso considerato isotropo.

Possibilità di integrare il criterio di rottura JRC (Barton & Bandis, 1990, Barton, 2013) con il criterio Hoek –GSI in uno stesso masso roccioso caratterizzato da discontinuità orientate..

Possibilità di combinare in uno stesso pendio sia strati, o lenti, caratterizzati come terreni sciolti, sia strati, o lenti, caratterizzati come ammassi rocciosi fratturati usando il criterio di rottura di Hoek-GSI (o GSI+BARTON JRC)

Mappe a colori del Fattore FS locale e dell' OSR (Over stress Ratio). Ogni mappa di Fs locale è una mappa a colori di un campo scalare (Valori di FS o OSR) locali che possono essere generati secondo diversi algoritmi presenti.

I 4 tipi di nuove mappe a colori tutte basate su un innovativo sistema quasi-FEM sono:

- mappa – qFEM con algoritmo quasi Gauss integration e analisi geostatistica non parametrica, basato su sistema FEM di Schofield & p. Wroth(1968) e Griffith al. 1999 (vedasi figura 1.3)
- mappa – SRM con algoritmo quasi Gauss integration e geostatistica non parametrica basato su sistema Strength Reduction Method(SRM), (Bing et al. 2014, Borselli , 2017).
- mappa –OSR (Over stress ratio) con algoritmo quasi Gauss integration e geostatistica non parametrica basato su sistema FEM di Farias & Naylor a 1998

- mappa –LEM, basata sulla assegnazione di un valore costante di FS lungo ogni superficie , secondo le convenzioni del Limit Equilibrium Method (LEM)

  Possibilità di inserire direttamente strutture di sostegno tipo palificate e valutare l'incremento del fattore di sicurezza indotto, attraverso un modello di calcolo e progettazione derivato da quello Ito e Matsui(1981) e Hassiotis et al (1997), Kumar & Hall (2006). A questa si aggiunge una innovativa e originale procedura per il calcolo automatico della forza di reazione effettivamente mobilizzata dalla palificata, integrata nel metodo di calcolo per la risoluzione rigoroso del valore di Fs.(fig. 1.4)

  Metodo completo e rigoroso per considerare la resistenza offerta da sistemi di Tiranti (attivi,Passivi) e con distribuzione di resistenza lineare o non lineare;

  Metodo completo e rigoroso per considerare la resistenza offerta da sistemi di geogriglie/geosintetici, in particolare per l'effetto di resistenza al pullout.

  Metodo completo e rigoroso per considerare la reazione passiva offerta da sistemi di rinforzo costituito da Reti in aderenza ancorate con Chiodi/Tiranti..

  Metodo di calcolo con esplorazione dello spazio di inizializzazione di parametri (lambda0,Fs0) per un incremento della accuratezza e stabilità numerica nella ricerca della superficie con minor Fs.

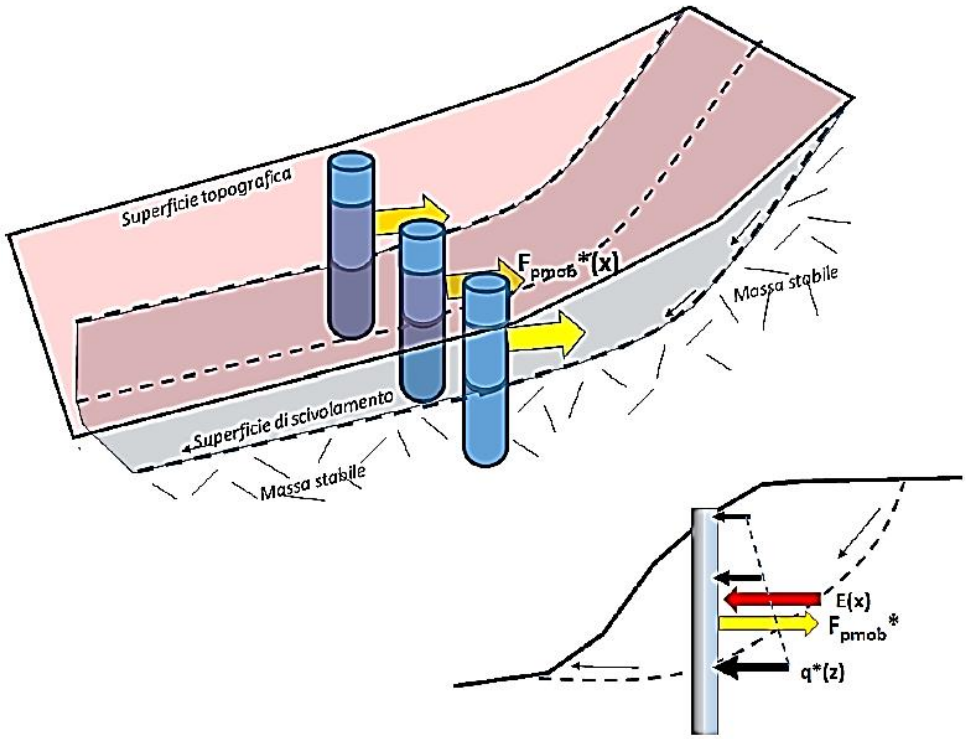
  Completa verifica di superfici di scivolamento singole definite dall'utente; e calcolo del coefficiente sismico critico (secondo il metodo proposta da Sarma(1973) applicato anche a gli altri metodi di calcolo (Janbu, Spencer…ecc)

  Effettuazione di una analisi particolareggiata che comprende: il calcolo del Coefficiente Sismico Critico, come proposto da Sarma (1973), e la possibilità di verificare l'effetto di forze stabilizzanti alla base del pendio (muro di sostegno o palificata) o destabilizzanti in testa al pendio (tension Craks riempiti di acqua).

Metodo degli spostamenti semiprobabilistico (Biondi et al. 2011; Bandini et al. 2015 ; Du 2018) applicato per analisi in condizione dinamica posteriormente a verifiche su superfici singole.

Controllo stringente, effettuato in modo automatico, affinché nessuna parte delle superfici soggette a verifica violi, in base alla propria geometria locale, il principio di rottura di Mohr-Coulomb o Hoek et al.(2002,2006) o Barton & Bandis (1990) . Ora un messaggio indica all'utente la zona della superficie dove si verifica la anomalia nel caso di verifiche su singole superfici indicate dall'utente.

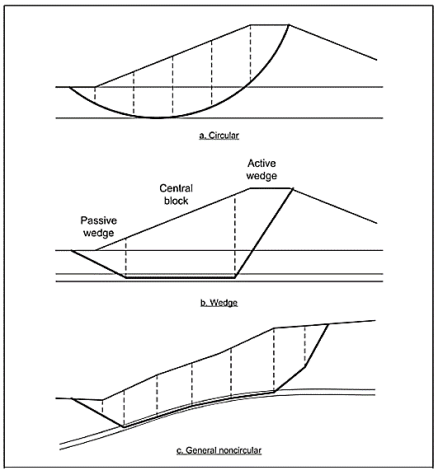
Verifiche in condizione di liquefazione post-simica dei terreni con la metodologia di Olson & Stark (2003)

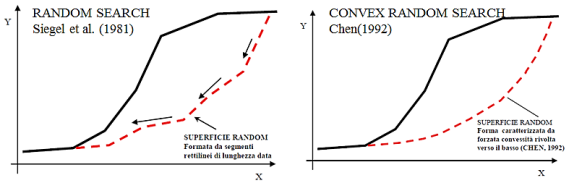


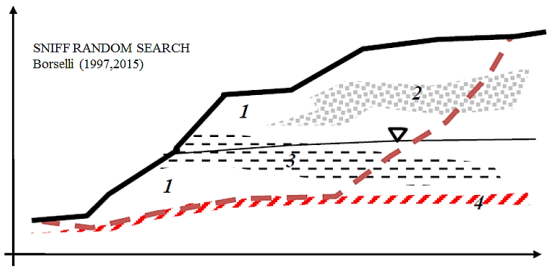
Motori Di Ricerca Superfici

- Tre motori di ricerca diversi per la ricerca delle superfici con minor FS, come l'originale "SNIFF RANDOM SEARCH" , e l'algoritmo di ricerca con "range dinamico" , tutti sviluppati in modo originale dall'autore, ovvero: o Motore RANDOM SEARCH ottimizzato, basato sul lavoro di Siegel et al. (1981)
- Motore CONVEX RANDOM SEARCH , derivato da CHEN (1992)

- Motore SNIFF RANDOM SEARCH . È il metodo più innovativo ma anche il più versatile e potente tra quelli impiegati del programma. Sviluppato in modo originale dall'autore, si basa sulla strategia che tende a massimizzare, durante la generazione di superfici random, il passaggio negli strati che hanno le caratteristiche di resistenza più scadenti (ora nella versione 3.0) (fig.1.5)
- Variante ALGORITMO SMUSSATURA SUPERFICI. . Con questa variante è possibile smussare completamente a posteriori qualunque superficie generata con uno qualunque dei motori di generazione random utilizzato. Gli effetti di questa variante sono talvolta notevoli. A esempio talvolta la velocità e la % di convergenza aumentano considerevolmente.
- Variante RANGE DINAMICO. Variante che può essere applicata a uno qualunque dei tre motori di ricerca anzi descritti. L'analisi delle superfici porta a delimitare progressivamente una zona critica. L'attivazione di questa opzione permette di concentrare progressivamente tutte le risorse di calcolo dell'analisi in corso in questa zona
- Variante GENERATORE TENSION CRACKS. In suoli con C' o Cu>0 è tipico lo sviluppo di forze di trazione fino a una certa profondità critica Zo. La presenza di coesione favorisce lo sviluppo di questi fenomeni tensionali che hanno come loro evidenza di campo lo sviluppo di fessure di trazione (tension cracks) in testa al pendio. Con questa versione di SSAP è possibile generare superfici di scivolamento con inglobato un tratto verticale la cui profondità è funzione della Z0 locale.
- Possibilità di selezionare gli strati che si desidera escludere dalla generazione o attraversamento di tension crack (es. muri di sostegno, palificate..)







Il modulo di gestione degli acquiferi

Una delle più nuove e importanti caratteristiche di SSAP2010 (già sperimentata e sviluppata fino dalla nella versione SSAP2004) è il modulo completo per la gestione avanzata degli acquiferi presenti in un pendio. Lo scopo è quello di rendere più versatile e più corrispondente alla realtà geologica-geotecnica la componente delle pressioni interstiziali entro i vari strati che compongono il modello del pendio. Con questo modulo aggiuntivo è possibile:

o Utilizzare la linea freatica, che usualmente definisce la tavola d'acqua eventualmente presente in un pendio, come livello piezometrico utile a calcolare la pressione interstiziale locale, nel caso di falde in pressione

o Escludere alcuni strati dal calcolo delle pressioni interstiziali e considerarli come acquicludi; ciò risulta utile per simulare la presenza di

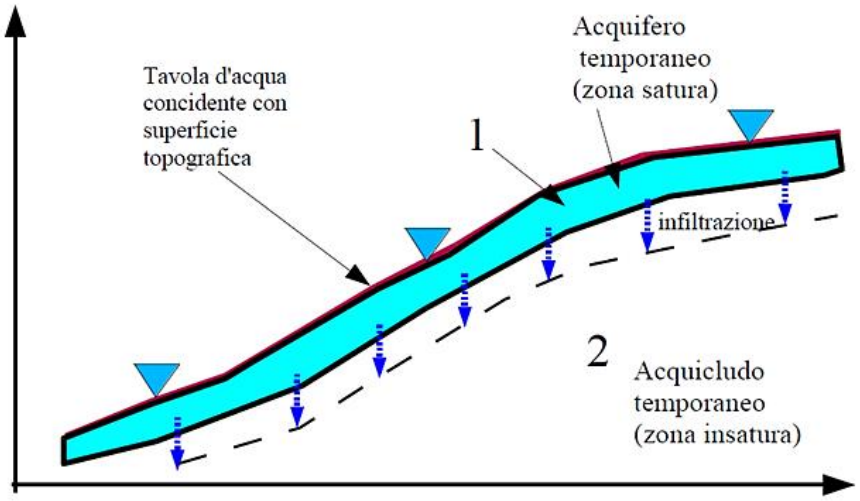
falde sospese e stati temporaneamente saturi sopra porzioni insature; (fig.1.6)

o Cambiare il peso unitario del fluido (per l'acqua è 9.81 kN m-3); ciò è utile per utilizzare una modalità alternativa di simulazione delle falde in pressione;

o Nel caso di falde in pressione utilizzare un algoritmo, sviluppato in modo originale dall'autore, per simulare la dissipazione progressiva della pressione di pori in prossimità della superficie;

o Escludere il calcolo del sovraccarico esterno di masse d'acqua nel caso di porzioni di pendio sommerso. Questa opzione consente ad esempio la simulazione di un effetto di svaso rapido in un bacino artificiali, con effetto memoria delle pressioni originali pre-svaso;

o Considerare, opzionalmente, La forza addizionale del moto di filtrazione (se presente)



Le novità introdotte nel **modulo di gestione degli acquiferi** producono un notevole incremento delle funzionalità del codice SSAP. Tuttavia è necessario notare che l'utilizzo delle nuove funzioni è una modalità avanzata che è suggerita solo in situazioni particolari e che l'applicazione di queste funzionalità può alterare in modo rilevante la risposta in termini di stabilità globale.

GENERALITÀ SULLE VERIFICHE DI STABILITA`

Il grado di stabilità di un pendio, in condizioni statiche o dinamiche (per azioni sismiche), nei confronti di movimenti gravitativi, viene valutato

attraverso la determinazione del cosiddetto "**FATTORE O COEFFICIENTE DI SICUREZZA**" indicato con il simbolo **Fs**.

I metodi di calcolo di **Fs** impiegati si basano sulle tecniche di verifica dette *LIMIT EQUILIBRIUM METHOD* (che di seguito indicheremo sempre come **LEM**), (Duncan 1996; Krahn 2003).

Nei metodi LEM il calcolo di FS viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio. Dato che le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in un spazio 3D il calcolo viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi bi-dimensionale (2D) della superficie di potenziale scivolamento. (figura 2.2.1).

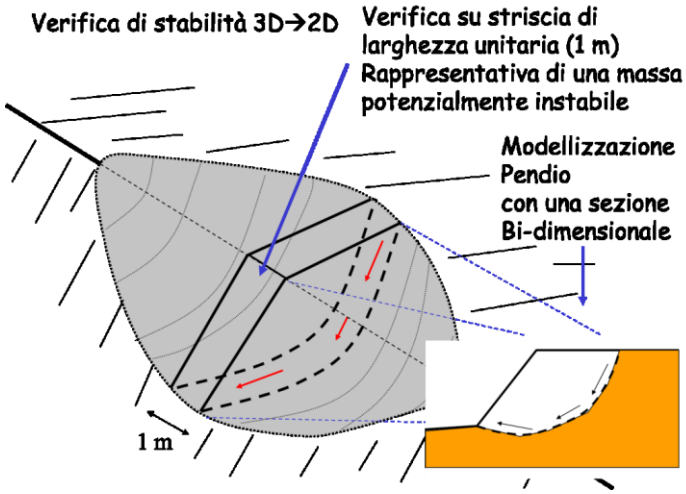


Fig. 2.2.1

Nella applicazione del metodo dell'equilibrio limite tale superficie (fig. 2.2.1) separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile. La parte stabile inferiore rimane indeformata e non subisce rotture. Si suppone che la massa superiore, fino al momento della rottura, non subisca deformazioni. Collassi e deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura. Vien quindi assunto un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico: non si deforma fino a quando non arriva a rottura. Tuttavia il valore di Fs (e quindi il suo grado di stabilità o propensione al movimento) si riferisce alle condizioni precedenti al fenomeno di rottura.

Per ogni superficie di potenziale scivolamento si può quindi derivare lo sforzo di taglio totale mobilitato (domanda) e la resistenza al taglio disponibile (capacità) e quindi è possibile definire **Fs** come:

$$Fs = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad (2.2.1)$$

Usando ad esempio il **criterio di rottura *Mohr-Coulomb***: **Fs** è il fattore per cui occorre dividere i parametri della resistenza al Taglio del terreno lungo i vari tratti della superficie, per provocare la rottura del pendio lungo tutta la superficie considerata e nel medesimo tempo, ovvero:

$$\tau_f = \frac{c'}{Fs} + \frac{\sigma' \tan \varphi'}{Fs} \quad (2.2.2)$$

Che avverrà qualora sia verificata la condizione di eguaglianza tra sforzi mobilitati e disponibili, ovvero tra domanda e capacità.

Se FS >1.0 siamo in condizioni di stabilità, mentre per Fs<1.0 siamo in condizioni instabili dovuti a un generalizzato deficit di resistenza. Un altro assunto fondamentale dei metodi LEM è che nel caso di variabilità delle caratteristiche di resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento, sebbene Fs possa essere in realtà localmente variabile, si assume che Fs sia costante lungo tutta la superficie di potenziale scivolamento assunta. Ovvero abbiamo dovunque la medesima frazione di resistenza al taglio mobilitata rispetto a quella massima mobilitabile.

Fs deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. E` perciò necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze (e momenti) agenti (ovvero che inducono lo scivolamento) e resistenti (che si oppongono allo scivolamento) su detta superficie. In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili, **Fs** viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio entro il volume del pendio assunto.

In tal modo il "***FATTORE DI SICUREZZA***" del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con **Fs** più basso. Tale superficie è detta anche "***SUPERFICIE CRITICA***". Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio (fig.2.2.2). Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile supposta rigida e

inferiormente una massa rigida stabile. La eq.(2.2.1) permette di determinare la stabilità del pendio nei confronti della superficie considerata precedentemente.

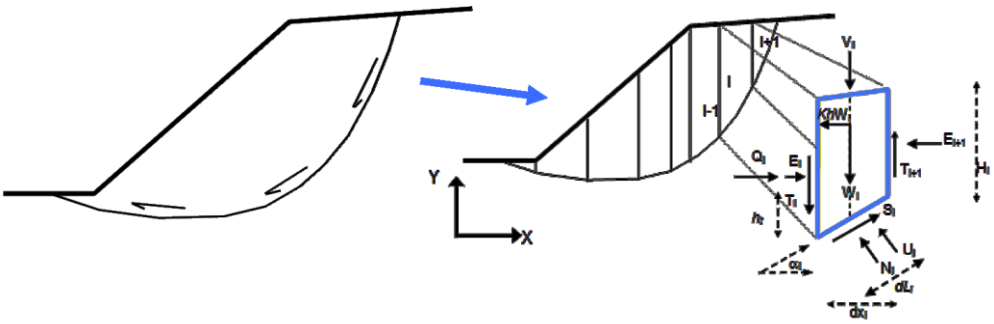


Fig. 2.2.2

Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo. Sistemi di forze interne e esterne (es. opere di rinforzo) influiscono nella stabilità globale del pendio e devono essere considerate opportunamente; cosa che viene effettuata in tutti i metodi di calcolo rigorosi che verranno trattati più avanti.

Per procedere con il calcolo di **Fs** la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in "Fette" detti Conci delimitate da superficie verticali (fig.2.2.2). Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. L'insieme delle forze agenti sul concio singolo e presentato in figura 2.2.2 . Queste forze sono **W**=Peso del concio, **S**=Forza di taglio mobilitata sulla base del concio, **N**=Forza peso normale alla base del concio, **U**=Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base, **T**=Forza verticale interconcio, **E**=Forza orizzontale interconcio .

Fs può essere determinato mediante un sistema di equazioni per l'equilibrio dei corpi rigidi, ovvero: l'equilibrio alla traslazione nelle direzioni verticali e orizzontali e l'equilibrio alla rotazione rispetto a un punto:

$$\begin{cases} \sum V_i = 0 \\ \sum H_i = 0 \\ \sum M_i = 0 \end{cases} \quad (2.2.3)$$

In pratica in ogni equazione del sistema, la somma delle forze verticali, orizzontali e dei momenti devono garantire una somma 0 (eq. 2.2.3).

Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di **Fs**. L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti nell'ambito dei modelli LEM dove I procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo. I vari metodi, BISHOP (1955), MORGESTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al "***General equilibrium method***" di FREDLUND et al. (1981), abbreviato con GLE. Questi metodi si diversificano per il tipo delle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia come mostrato in numerosi studi comparativi FREDLUND et al. (1981), Duncan (1996), la differenza percentuale dei valori di Fs calcolati generalmente non supera il 10%, che e perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

PROCEDURE E METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

A partire dalla versione 4.0 di SSAP e nei successivi aggiornamenti è stato implementato un nuovo kernel di calcolo del fattore Fs che, come abbiamo detto è basato sull'algoritmo di Zhu (2005), ma è soprattutto un suo considerevole miglioramento e potenziamento sviluppato dall'autore di SSAP a partire dal 2009. La parte di codice di calcolo di SSAP che si basava, a partire dalla versione 2.6, sulla notazione unificata proposta da ESPINOZA et al (1994), è stata completamente sostituita con questa nuova metodologia sviluppata e introdotta per la prima volta in SSAP4.0.

Se osserviamo in dettaglio la fig. 2.3.1 è possibile visualizzare il sistema di forze che agiscono in un concio *i*-esimo.

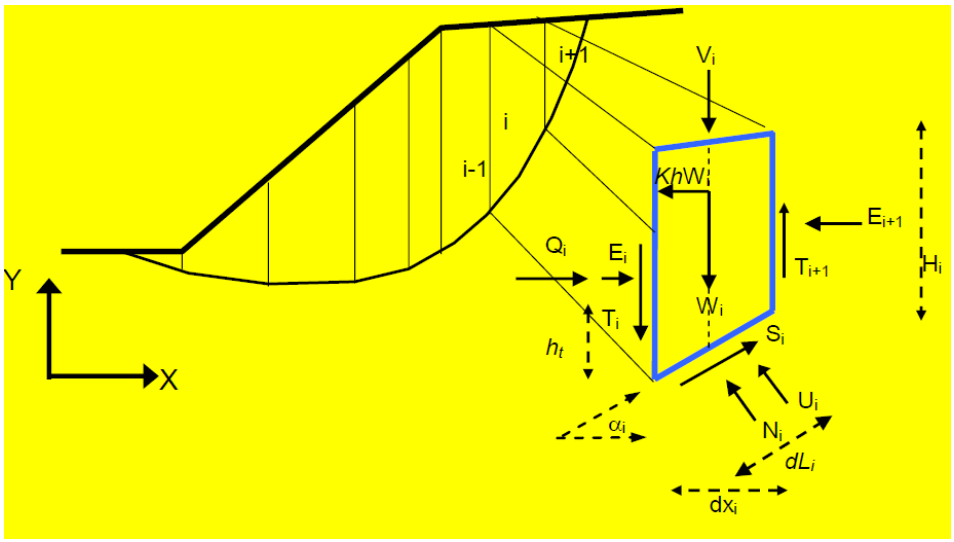


Fig. 2.3.1

Si noti che per ogni concio sono definite le seguenti forze e grandezze:

i = indice numerico del concio

α_i = angolo di inclinazione della base del concio

dl = lunghezza della base del concio

dx = larghezza del concio

H = altezza verticale del concio

h_t = altezza punto di applicazione delle forze interconcio

c' = coesione del terreno sulla base del concio

φ' = angolo di attrito del terreno sulla base del concio

W = forza peso agente sulla base del concio

K_h= Coefficiente sismico orizzontale

U= pressione interstiziale alla base del concio

T= forza tangenziale verticale interconcio

E= forza orizzontale interconcio

Q = risultante delle forze orizzontali esterne ad ogni concio (es azioni sismiche, o opere di sostegno)

V= risultante delle forze verticali esterne ad ogni concio (es azioni sismiche o sovraccarichi verticali o opere di sostegno)

Le varie procedure di calcolo nell'ambito del metodo dell'equilibrio limite si diversificano proprio per il tipo di assunzioni finalizzate ad eliminare alcune incognite nel sistema di equazioni che permette di ottenere **Fs**. Tale sistema di due equazioni non lineari (eq. 2.3.4) è piuttosto complesso e deve essere risolto sempre in modo iterativo, risultando le incognite (**Fs** e λ) espresse in forma implicita (ovvero in entrambi i membri delle equazioni). λ è una variabile ausiliaria che è utilizzata nella relazione funzionale delle forze interconcio ***T(x)*** ,***E(x),*** inizialmente incognite(Zhu et

al. ,2005). Utilizzando la notazione dell'algoritmo di Zhu et al. (2005) (fig. 2.3.2) avremo che Fs e λ sono legati da:

$$\begin{cases} Fs = \dfrac{f(N_{(x)}, U_{(x)}, \alpha_{(x)}, T_{(x)}, V_{(X)}, dx_{(x),} Q_{(x)}, Fs)}{f(\alpha_{(x)}, W_{(x)}, V_{(X)}, dx_{(x),} T_{(x)}, \lambda)} \\ \lambda = \dfrac{f(dx_{(x)}, E_{(x)}, \alpha_{(x)}, W_{(x)}, V_{(X)}, Q_{(x)})}{f(dx_{(x),} T_{(x)}, \lambda)} \end{cases} \qquad (2.3.1)$$

Il sistema di due equazioni 2.3.1. viene risolto iterativamente, assumendo un valore di tentativo iniziale, sia per **Fs** che per λ, nel membro di destra di ogni equazione del sistema e ripetendo i calcoli fino a convergenza quando la differenza tra i due **Fs** e λ calcolati in iterazioni successive diventa minore di un certo valore assunto (generalmente 0.001). L'algoritmo proposta da Zhu et al. 2005) è illustrato nella figura 2.3.2.

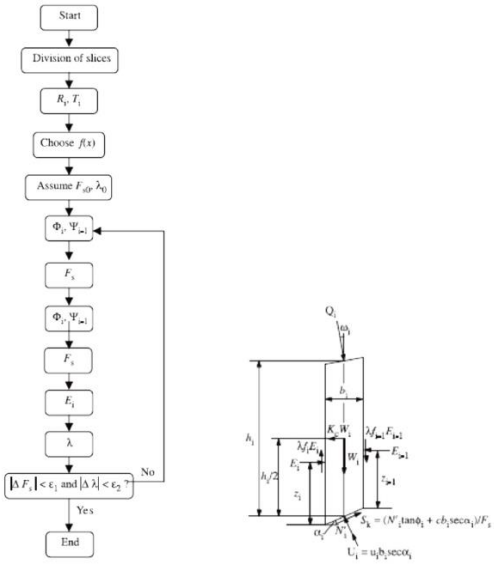


Fig. 2.3.2

Nell'eq. 2.3.1 , **Fs** esprime il rapporto tra forze resistenti e agenti nei confronti della potenziale direzione di scivolamento, ma al contempo la formulazione secondo Zhu et al. (2005) consente di tenere conto contemporaneamente dell'equilibrio delle forze e dei momenti in tutti i conci. Per ottenere questo nella eq. 2.3.1 sono inoltre espresse tutte le componenti delle forze di interazione tra i conci.

Le forze ***T(x)*** di interazione verticali interconcio sono inizialmente incognite. Però **nelle procedure di calcolo rigorose (quelle usate da SSAP) esse non vengono trascurate, come nel caso di procedure semplificate (es*.: Fellenius, Bishop, Janbu semplificato*)**. Per la risoluzione della eq. (2.3.1) vengono quindi fatte alcune assunzioni utili alla risoluzione numerica.

I vari metodi di calcolo di **Fs,** implementati nella notazione unificata della eq. (2.3.1), si diversificano per le assunzioni relative alle forze di interazione tra i conci e in particolare per la espressione della ***T(x)*** in funzione delle forze di interazioni orizzontali e della geometria della superficie di scivolamento o dei parametri geomeccanici e idraulici associati alle superfici verticali interconcio. Vengono inoltre fatte alcune assunzioni aggiuntive sulla posizione del punto di applicazione (thrust line) e in alcuni casi sulla funzione di interazione interconcio ***f(x)*** (variabile tra 0.0 e 1.5) che esprime la direzione di applicazione della risultante locale tra ***T(x)***e ***E(x)*** .

A partire dalla versione 4.0 nel programma SSAP viene utilizzata l'algoritmo iterativo di calcolo di Fs proposta da Zhu (2005). Tale algoritmo, originariamente sviluppato per il metodo di calcolo Morgenstern & Price (1965), è stato però ulteriormente sviluppato con una ulteriore generalizzazione del metodo consentendo di usare l'algoritmo di Zhu et al. (2005) con tutti i vari metodi di calcolo rigorosi del LEM adottati più diffusamente nelle verifiche di stabilità. Tali metodi adottati a partire dal SSAP 4.0 indicati in tabella 2.1

In tutti i casi il valore di FS e viene ricavato mediante un procedimento numerico iterativo mediante un algoritmo particolare ottimizzato dall'autore di SSAP.

In **SSAP** sono state implementate le strategie computazionali proposte da Zhu et al (2003) per eliminare i problemi di convergenza che notoriamente affliggono i vari metodi e in particolare il metodo di calcolo JANBU RIGOROSO (Janbu,1973). I problemi di convergenza numerica che affliggono talvolta i calcoli sviluppati del metodo LEM sono affrontati in

una sezione successiva di questo manuale. La gestione di questi problemi è uno dei punti cardine di SSAP 4.0**.**

Nella tabella 2.1 vi sono tre gruppi di metodi di calcolo che si diversificano per la tipologia delle assunzioni relative alla espressione della ***T(x)*** inizialmente incognita.

Il **gruppo 1** (*Spencer e Sarma I*) non fa uso della funzione interconcio ***f(x)***, ma ***T(x)*** è espressione diretta della costante λ, di ***E(x)*** e di parametri medi di resistenza al taglio sulla verticale del concio.

Nel **gruppo 2** (*Sarma II, Morgestern & Price, Chen & Morgestern, Borselli*) invece ***T(x)*** è sempre espressione sia di λ che di ***f(x)*** e di ***E(x)***. I metodi Chen & Morgestern(1983) e Borselli (2016) sono generalizzazioni del metodo di Morgestern & Price(1965).

Mentre nel **gruppo 3** (metodo *Janbu rigoroso*) è direttamente dipendente da ***E(x)*** e dalla sua derivata prima rispetto a x, oltre che da altri fattori. Il metodo **Janbu rigoroso** non necessita né di né di ***f(x)*** perché nella sua formulazione originale è garantito in modo automatico l'equilibrio di tutte le forze e di tutti i momenti.

Tutti e 7 i metodi di calcolo presentati sono forniti per dare un quadro esaustivo dei metodi rigorosi presenti nella letteratura tecnico scientifica a livello internazionale. Tuttavia essi possono essere raggruppati in tre gruppi principali, ma in questo caso **sulla base della loro affidabilità e stabilità numerica**. I nuovi gruppi che possono essere considerati sono 3:

Insieme 1 (Spencer, Morgestern & Price, Chen e Morgestern, Borselli) caratterizzati da elevata affidabilità e stabilità numerica in ogni caso includendo complesse stratigrafie e presenza di opere di rinforzo.

Insieme 2 (Sarma I e Sarma II) caratterizzati da buona affidabilità e stabilità numerica. Tuttavia questa si può ridurre in caso di forti variazioni di caratteristiche geo-meccaniche (Coesione: c' o Cu) tra strati entro il pendio.

Insieme 3(Janbu): caratterizzato da buona affidabilità e stabilità numerica. Tuttavia questa si può ridurre in caso di superfici con elevato rapporto profondità- lunghezza **(d/L)** (Janbu 1973). Ciò è dovuto a potenziali problemi numerici legati a la derivazione numerica che occorre fare negli

ultimi 3 termini del secondo membro della equazione del metodo di Janbu rigoroso (Janbu 1973, Zhu et al. 2003) per il calcolo della **T(x)**. Comunque è importante dire che a partire dalla versione 4.9.2 si sono realizzati importanti passi vanti producendo un importante incremento della stabilità numerica del metodo di calcolo Janbu rigoroso che è ora comparabile ai metodi del insieme 1.

tabella 2.1: **relazione funzionale che esprime *T(x)* per i vari modelli di calcolo implementati in SSAP**

Gruppo	*Modello di calcolo adottato per la risoluzione di FS*	*Relazione funzionale che esprime T(x)*
1	Spencer (1967,73)	$T(x) = \lambda E(x)$
1	Sarma I (1973)	$T(x) = \frac{\lambda}{Fs}\left\{\bar{c}' H(x) + \left[(E(x) - Pw(x)) \tan \bar{\varphi}'\right]\right\}$
2	Morgestern & Price (1965)	$T(x) = \lambda f(x) E(x)$
2I	Chen -Morgestern (1983)	$T(x) = \left[\lambda f(x) + f_0(x)\right] E(x)$
2	Borselli(2016)[1]	$T(x) = \lambda \left[f(x) + f_1(x)\right] E(x)$
2	Sarma II (1979)	$T(x) = \frac{\lambda}{Fs} f(x)\left\{\bar{c}' H(x) + \left[(E(x) - Pw(x)) \tan \bar{\varphi}'\right]\right\}$
3	Janbu Rigoroso (1973)[2]	$T(x) = E(x) \tan \alpha_t + h_t \frac{dE(x)}{dx} - h_Q \frac{dQ}{dx} + 0.5 K_c H \frac{dW}{dx}$

In linea di massima sono sempre **da preferire i modelli di calcolo dell'Insieme 1**. Mentre i modelli di calcolo degli Insiemi 2 e 3 possono essere sempre utilizzati, tuttavia si consiglia di eseguire a scopo comparativo calcoli e verifiche con alcuni dei modelli dell'Insieme 1.

2.3.1 -Pendii in falda

Per ogni concio la pressione interstiziale alla base viene calcolata attraverso Il coefficiente della pressione interstiziale alla base di ogni concio, **ru,** che viene determinato, nel caso generico di un concio costituito da strati di materiali diversi (fig. 2.3.3):

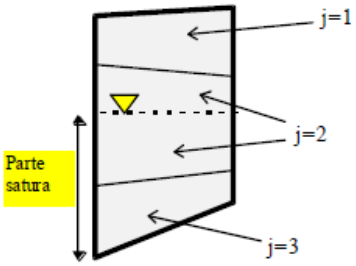


fig. 2.3.3

$$r_{u_i} = \frac{V_w \gamma_w}{\sum_j V_j \gamma_j} \qquad (2.3.2)$$

dove:

j	indice dello strato che fa parte del concio i-esimo
V_w	Volume della parte di concio satura
γ_w	Peso unitario dell'acqua
V_J	Volume dello strato j che fa parte del concio i-esimo
γ_j	Peso unitario dello strato j (peso unitario sopra falda o peso unitario saturo, se in falda)

Il Sovraccarico della colonna di acqua sopra il concio i-esimo (nel caso di scarpate sommerse), è invece dato dalla seguente espressione (fig.2.3.4):

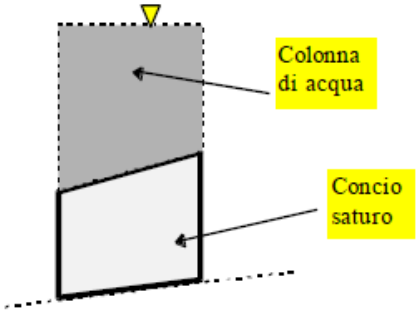


Fig. 2.3.4

$$S_{w_i} = V_{sw_i} \gamma_w \qquad (2.3.3)$$

dove:

V_{sw_i} volume della colonna d'acqua sopra il concio i-esimo.

Analisi in presenza di sisma (in ambito normativa NTC2018): metodo pseudostatico

L'analisi di stabilità viene fatta eventualmente anche in condizioni dinamiche (cioè in presenza di sisma) mediante il metodo pseudo-statico e i coefficienti amplificatori delle azioni sismiche (coefficiente sismico). Questa modalità è conforme alle nuove normative sismiche nazionali in vigore. Secondo le Nuove norme tecniche: **DECRETO 17 gennaio 2018 "Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni" (GU n. 42 del 20-03-2018- Suppl. Ordinario)**

In questo caso una forza sismica orizzontale viene applicata al baricentro di ogni concio e pari a $K_h W_i$ dove K_h è il **coefficiente sismico orizzontale** che è corrispondente ad una frazione del valore della accelerazione orizzontale efficace indotta dal sisma generalmente $K_h = f(a_g)$ che dipende dalle caratteristiche sismiche dell'area cioè dalla accelerazione massima orizzontale (espressa in frazione di g ovvero in frazione di 9.81 m/s2 che è la accelerazione di gravità) assunta per ciascuna sito del territorio nazionale (si vedano la documentazione ufficiale per i valori di progetto da assumere nelle analisi di stabilità mediante il modello pseudo-statico) e dai coefficienti correttivi S_a e S_t che dipendono rispettivamente dalla caratterizzazione litologica e sismica locale e dalla categoria topografica del sito nonché dal coefficiente β_a che dipende pure dalle caratteristiche dei terreni in sito, ovvero:

$$K_h = \beta_a S_a S_t a_g \qquad (2.3.4)$$

Una determinazione approssimata di K_h secondo la eq. 2.3.4 può essere visualizzata con il nomogramma in figura 2.3.5

Dal nomogramma in figura 2.3.5 si può vedere come In generale possiamo avere un ampio spettro di amplificazione (o riduzione) delle accelerazioni attese in sito e indotte dagli effetti topografici locali e dalla classe di terreni identificati dalla NTC2018. Questo si riflette nell'estremo campo di variazione del valore di K_h in funzione del valore assunto di :

$$K_h = 0.2 \div 1.2 a_g \qquad (2.3.5)$$

Il **coefficiente sismico verticale** è invece assunto conformemente alla normativa sismica vigente pari alla metà del coefficiente sismico orizzontale, ovvero:

$$K_v = \pm 0.5 K_h \qquad (2.3.6)$$

Il coefficiente sismico verticale può assumere anche valori negativi e in generale con valori di *Kv* negativi si ottiene, talvolta,un Fs leggermente diverso rispetto al *Kv* con segno positivo. L'utente può comunque selezionare se effettuare il calcolo con valori Positivi di Kv oppure con valori negativi.

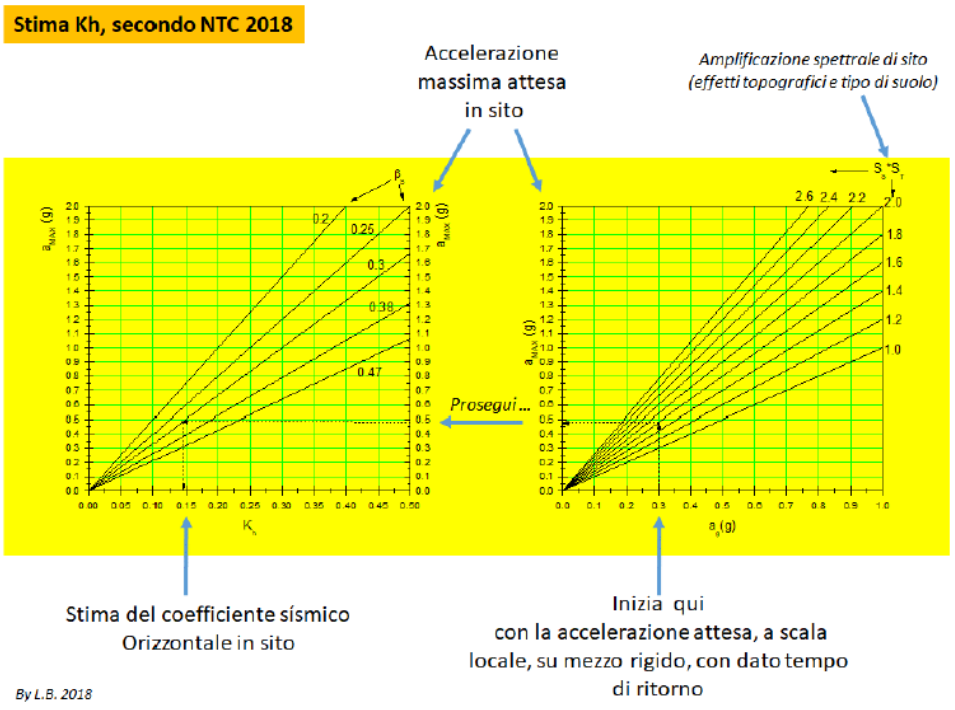


Fig. 2.3.5

Analisi in presenza di sisma (in ambito normativa NTC2018): metodo degli spostamenti

La normativa NTC2018 prevede che si possano valutare le condizioni di stabilità con il metodo degli spostamenti ovvero stimare gli spostamenti verticali indotti da un sisma di una determinata intensità locale in alternativa al metodo pseudo-statico. Seguendo la definizione di Biondi et al: 2011, che è alla luce delle NTC2018 ancora pienamente valido: "..***lo studio del comportamento di un pendio in condizioni sismiche può essere eseguito mediante il metodo degli spostamenti, che permette una stima degli spostamenti permanenti indotti dal sisma. La valutazione delle condizioni di stabilità è in questo caso fornita dal confronto degli spostamenti indotti dal sisma con valori di soglia che***

individuano il raggiungimento di condizioni di stato limite, ultimo o di danno, per il pendio o per le opere che interagiscono con esso." (biondi et al. 2011).

SSAP utilizza quindi il lavoro di Biondi et al. 2011 in quanto conforme a le prescrizioni della NTC2018. Biondi et al. (2011) propongono una procedura semplificata che lega il coefficiente sismico critico ***Kc*** , determinato con un metodi numerici per una determinata superficie di scivolamento, e la accelerazione massima **amax** prevista in sito, con una stima semiprobabilistica dello spostamento atteso **So**. Il modello proposto da Biondi el al.(2011) è altresì **basato su un ampio database con un archivio con migliaia di reali (non sintetiche) registrazioni accelerometriche italiane** .

In prima analisi viene quindi calcolato per la specifica superficie il valore di Kc critico che porterebbe secondo il metodo pseudostatico il pendio a Fs=1.0 , ovvero in condizioni di stabilità critica (figura 2.3.6). Secondo quanto indicato da Sarma (1973) è possibile esprimere il grado di stabilità del sistema mediante il valore del coefficiente Sismico orizzontale Kh che produce Fs=1.0.. Ovvero le condizioni al limite della stabilità quando si verifica che Kh=Kc.

Il procedimento per determinare su una superficie singola il valore di Kc è effettuato automaticamente da SSAP qualora in condizioni statiche, per una specifica superficie di scivolamento assunta dall'utente, risulti che FS>1.0.

Successivamente alla determinazione del coefficiente sismico critico Kc, viene effettua una analisi con il metodo semiprobabilistico degli spostamenti di Biondi et al. (2011) che è sintetizzato nella figura 2.3.7.

Il valore degli spostamenti Normalizzati **So** è ottenuto da una relazione di tipo statistico presente in figura 2.3.7 per diverse famiglie di valori di **Kc.** Più alto sarà il valore di Kc più basso sarà il valore di spostamento verticale normalizzato atteso per un determinato valore di **amax**

Una volta calcolato il valore **So** il valore definitivo degli spostamenti deve essere calcolato moltiplicando **So** per un fattore correttivo **Sr** che dipende dalla forma della superficie, dalla resistenza al taglio mobilizzata alla base

della stessa superficie (Bandini et al. 2015) e del valore medio dell'angolo di frizione lungo la superficie di scivolamento e del valore di Kv (Du, 2018).

$$S = S_o S_r \qquad (2.3.7)$$

dove:

S è il valore finale dello **spostamento medio verticale in (in cm)**; S_0 è il valore dello spostamento medio verticale normalizzato in (in cm); S_r è il coefficiente correttivo (adimensionale)che tiene conto della forma della superficie di scivolamento e della resistenza la taglio mobilizzata sulla superficie (Bandini et al. 2015) e modificato anche da Du (2018) per tenere conto della entità della accelerazione verticale e dell'angolo di attrito medi lungo la superficie di scivolamento.

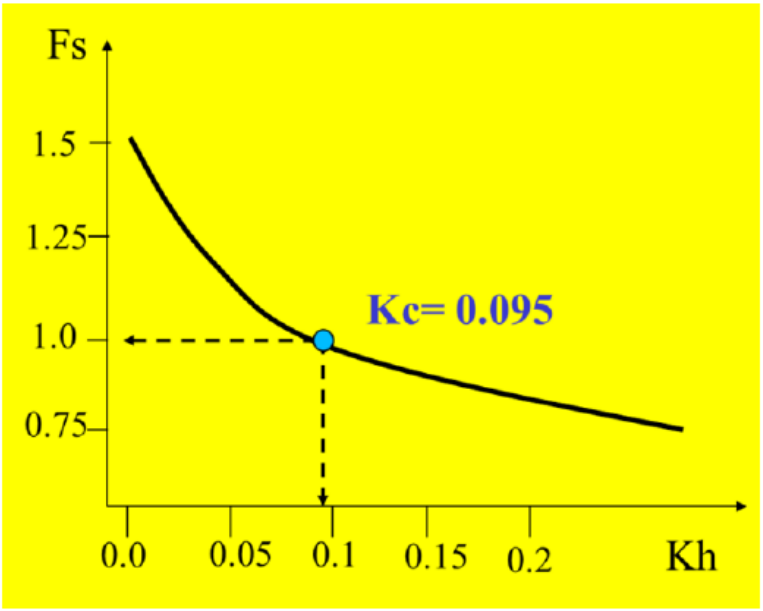


fig. 2.3.6

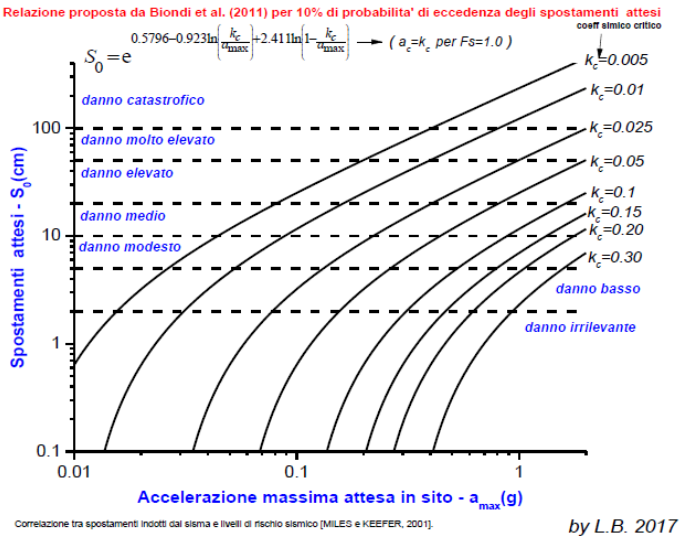


Fig. 2.3.7

la sezione presa in esame e la A – A – dettagliatamente descritta prcedentemente. Vedi allegati grafici

.

I dati ottenuti sono i seguenti:

Sezione A - A	Verifica Globale	Borselli	Fs = 1.22 Fs = 1.25

Per un maggior approfondimento si vedano tabulati e grafici allegati alla presente.

Conclusioni

Dalle verifiche eseguite e dalle prove in situ si evince che l'intervento è stato eseguito in maniera adeguatae che tutti gli strati risultano opportunamente compattati.

La discarica poggia su un substrato roccioso e non è prevedibile un collassamento generalizzato del pendio.

Inoltre, le opere realizzate contribuiscono alla stabilità globale dell'area.

Il gradone aggiuntivo derivante dall'adeguamento tecnico proposto non influisce sulla stabilità globale.

La modifica plano-altimetrica del tracciato della via d'acqua riduce gli sbancamenti sul versante sinistro favorendo la stabilità delle pareti evitando l'impiego di opere di contenimento che potrebbero con il tempo avere bisogno di manutenzione.

La riduzione degli sbancamenti necessari per la realizzazione della via d'acqua permette, inoltre, di "snaturare" il meno possibile l'area in esame preservando parte delle essenze autoctone presenti nel versante in oggetto.

La creazione dell'ottavo gradone permette l'accesso diretto all'ambito della via d'acqua, permettendo ai mezzi meccanici di accedere alla parete rocciosa ed eseguire lo scavo necessario in condizioni di massima sicurezza.

Bordighera 11.06.2022