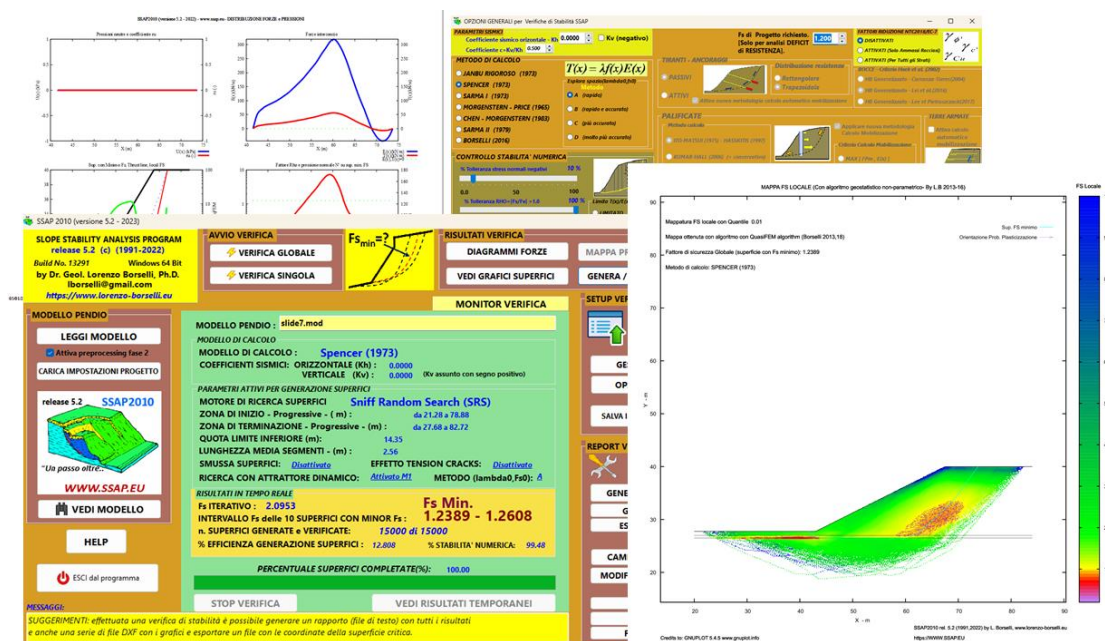


# SSAP 2010

"a step away..."

(SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM)

<https://www.ssap.eu>



## Reference Manual /Manuale di Riferimento Versione 5.2 (2023)

by

**Dr. Lorenzo Borselli, Geol, Ph.D.\***

Marzo/March-2023

\* Full Professor of Geotechnics and Engineering Geology  
Faculty of Engineering, Institute of Geology  
Universidad Autónoma de San Luis Potosí.  
San Luis Potosí, Mexico  
Associate Researcher, Research Institute for Geo-Hydrological Protection (CNR-IRPI),  
National Research Council (CNR), Perugia, Italy  
WEB:page and CV: <https://www.lorenzo-borselli.eu>  
E-mails: [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com) , [lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:lorenzo.borselli@uaslp.mx)

DOI: <https://dx.doi.org/10.13140/RG.2.2.19931.03361>

## **“Perché SSAP? “**

**Molti utenti di SSAP prima o poi mi domandano: “perché lo hai messo totalmente libero per tutti, senza farti pagare come fanno varie software houses di software geotecnico in giro per il mondo?”**

*La risposta sta nel fatto che SSAP è un prodotto della ricerca Italiana, che inconsapevolmente i vari governi italiani (dal 1991 al 2011), e coscientemente un gruppo di pochi utenti privati nella sua prima fase di sviluppo, hanno modestamente finanziato. Inoltre dal 2011 SSAP è stato finanziato dal Governo Messicano, dopo che mi sono trasferito in Messico per svolgere la mia attività’ di docente e ricercatore.*

*Ci sono quindi voluti 32 anni per ottenere il SSAP che avete da poco scaricato sul vostro PC.*

*Credo fermamente che i soldi della ricerca pubblica debbano ritornare, come beneficio tangibile a chi ha, con le proprie tasse, finanziato all’origine questa ricerca.*

*A partire dal 1991 i vari governi italiani hanno finanziato alcune delle mie borse di studio, il mio dottorato, il mio contratto di ricercatore presso il CNR fino al luglio 2011. Il mio lavoro sul SSAP è quindi potuto proseguire con regolarità e continuità fino ad oggi, o meglio fino a luglio 2011. Dal 1997 al 2010 alcuni privati hanno volontariamente dato contributi una tantum, regolarmente fatturati, dichiarati, e pesantemente tassati, dando così un contributo fondamentale al progetto.*

*Comunque siano andate le cose SSAP è qui con una versione ancora più aggiornata. Adesso il progetto è consapevolmente pagato dal Messico, dove vivo e lavoro dal luglio 2011. Qui in Messico, come potete vedere dal mio sito personale [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu), faccio il professore di geotecnica ed engineering geology e continuo a fare ricerca nei settori della meccanica del suolo e rocce, applicata alla stabilità dei pendii, alla idrologia, alla erosione del suolo, alla vulcanologia e alla prevenzione del rischio idrogeologico.*

*Il progetto SSAP è sempre stato una delle mie passioni. Il fatto che rimanga un prodotto di ricerca libero e disponibile per tutti gli utenti che lo desiderano testare, e utilizzare per lavoro e studio, è un omaggio che faccio al mio Paese di origine, che ha pagato i miei studi, borse di studio, stipendio di ricercatore CNR per molti anni e che continua a accogliermi con calore ogni volta che Ordini Professionali, Enti Pubblici e Università’ mi invitano e accolgono per fare docenza sul software SSAP.*

*Gli utenti che adesso utilizzano SSAP, a quanto mi risulta, sono moltissimi. Il fatto che Studenti, Professionisti, Pubbliche Amministrazioni e Università’ possano utilizzare SSAP liberamente è, credo, estremamente positivo e ciò non potrà che contribuire allo sviluppo tecnologico di Italia e Messico. Nel 2011 ho ricevuto una proposta di collaborare al SSAP da parte di un noto produttore di software geotecnico commerciale Cinese e noto ricercatore nel settore della stabilità dei pendii. La cosa si è ripetuta nel 2014 da parte di un noto produttore di software europeo. Immaginate che cosa ho risposto. Desidero infatti che questa tecnologia rimanga italiana, e ora anche messicana, ma comunque sempre di uso libero.*

*Ho avuto il piacere di vedere vari studenti italiani e messicani di master in ingegneria geotecnica che hanno usato SSAP per le loro tesi. In alcune università’ Italiane SSAP è utilizzato in esercitazioni in corsi di stabilità dei pendii. Moltissimi ingegneri e geologi lo hanno usato, e lo usano, per le loro attività professionali quotidiane. Varie PP.AA. Italiane lo usano per attività istituzionali. Moltissimi Ordini dei geologi e degli Ingegneri italiani hanno organizzato dal 2010 al 2022, corsi APC ([www.ssap.eu/corsi.html](http://www.ssap.eu/corsi.html)). Vi sono stati (dal 2013 fino al 2022) vari seminari ad invito sull’uso del SSAP presso istituzioni di ricerca e formazione superiore in Italia (CNR-IRPI, Politecnico di Bari, Università Di Firenze) oltre a dei seminari a invito in Messico e negli USA. Il numero degli utilizzatori di SSAP è continuamente, ed esponenzialmente, aumentato in questi ultimi anni (da quando il SSAP è reso disponibile liberamente per tutti) e il sito ufficiale di SSAP riceve in media circa 1000 visite al mese e 7000 downloads ogni anno. Questi fatti permetteranno nel futuro un ulteriore miglioramento delle qualità di SSAP, attraverso il continuo scambio di informazioni, suggerimenti e critiche costruttive tra l’autore e gli utenti e del programma. La disponibilità’ di una versione in lingua inglese e del relativo manuale (in processo di redazione) contribuirà’ certamente alla diffusione internazionale, anche con il contributo della **UNESCO Chair on the Prevention and Sustainable Management of Geo-Hydrological Hazards** <https://www.unesco-geohazards.unifi.it/>, dalla cui Presidenza (Prof. Nicola Casagli) sono stato inviato tre volte a tenere seminari e corsi in Italia nel periodo 2016-2019.*

*È importante notare che, a tutt’oggi, a livello mondiale non esiste un software equivalente al SSAP, di uso totalmente libero e disponibile per tutti, su internet. E questa mia affermazione può essere verificata direttamente da ciascuno di Voi.*

Lorenzo Borselli

Marzo/March 2023  
San Luis Potosí, MESSICO



## Premessa

Questa guida è indirizzata a tutti gli utenti del codice SSAP, versione 5.2, che desiderano avere una panoramica completa delle possibilità di impiego offerte dal programma.

In particolare essa è rivolta ai professionisti e tecnici che possiedono già un certo grado di conoscenza delle metodologie, e delle problematiche connesse, di verifica di stabilità dei pendii costituiti da terreni sciolti e/o ammassi rocciosi fratturati, con o senza opere di rinforzo e stabilizzazione.

La guida si propone di fornire un riferimento completo a tutti gli strumenti di lavoro e alle procedure di calcolo implementate nel programma SSAP, sviluppate nel corso degli ultimi 30 anni dall'Autore.

Una quantità di tempo considerevole è stata impiegata per la stesura di questa documentazione, essendo essa parte integrante ed essenziale per garantire una buona qualità del software.

Come per un qualunque programma di calcolo per scopi tecnico-scientifici, soggetto ad un continuo processo di verifica e miglioramento, anche la documentazione interna ed esterna è soggetta a revisioni ed ampliamenti. A partire dalla versione 5.0 (2020) questo manuale è reso disponibile anche grazie al supporto finanziario **del progetto CONACYT Ciencia Basica-CB-286764 (Mexico)** finanziato da CONACYT (Mexico), e con il patrocinio della **UNESCO Chair on the Prevention and Sustainable Management of Geo-Hydrological Hazards** <https://www.unesco-geohazards.unifi.it/>, che ha supportato il mio periodo come **Visiting Professor** presso la Università degli Studi di Firenze nel 2018 e vari eventi di didattica inerenti il software SSAP nel 2019. Dal Maggio 2021 l'autore del software è anche Ricercatore Associato presso CNR-IRPI (<https://www.irpi.cnr.it>) che ha sostenuto fino al 2011, e sostiene attualmente, la mia attività di ricerca in questo settore.

Le precedenti istituzioni hanno sostenuto, e sostengono, lo sviluppo della versione attuale anche dal punto di vista finanziario e sono patrocinatrici delle attività future di divulgazione di questo software.

La versione più aggiornata di questa guida è scaricabile, in forma di un file .PDF, dal sito ufficiale di SSAP: <https://www.ssap.eu>, che fornisce anche indicazioni sulla ultima versione ufficiale del software e sulla Licenza d'uso Freeware (ovvero gratuita) per privati e Pubbliche Amministrazioni.

Nel continuo processo di sviluppo di questo software sono stati di insostituibile aiuto i contributi offerti dagli utilizzatori del programma. Tali contributi sono arrivati attraverso suggerimenti, critiche costruttive, e segnalazioni di anomalie. Sono stati contributi che nascono dall'uso quotidiano e da applicazioni sopra casistiche reali. Al fine di garantire un trend continuo nel miglioramento della qualità del software applicativo sviluppato, l'intervento degli utenti è stato, e sarà, sempre assai gradito e assolutamente fondamentale per lo sviluppo del progetto.

**Si ringraziano pertanto tutti i numerosi utilizzatori che hanno fornito da più 25 anni, con i loro suggerimenti e tests, la possibilità di migliorare in modo continuo la qualità di questo software. Senza il loro contributo ciò non sarebbe stato possibile.**

Lorenzo Borselli  
San Luis Potosí (Mexico)  
Marzo/March 2023

### RINGRAZIAMENTI/ ACKNOWLEDGMENTS /AGRADECIMIENTOS:





## TAVOLA dei CONTENUTI

<b>“Perché SSAP? “</b> .....	<b>2</b>
<b>Premessa</b> .....	<b>3</b>
<b>CAPITOLO1 - INFORMAZIONI GENERALI SUL PROGRAMMA SSAP</b> .....	<b>11</b>
<b>1.1 INTRODUZIONE</b> .....	<b>11</b>
<b>1.2 CARATTERISTICHE ESSENZIALI DI SSAP2010 (release 5.2 – Marzo 2023)</b> .....	<b>13</b>
<b>1.2.1 Interfaccia Utente</b> .....	<b>15</b>
<b>1.2.2. Metodi di Calcolo</b> .....	<b>16</b>
<b>1.2.3 Motori Di Ricerca Superfici</b> .....	<b>18</b>
<b>1.2.4. Variante GENERATORE TENSION CRACKS</b> .....	<b>19</b>
<b>1.2.5 Strategie Computazionali</b> .....	<b>20</b>
<b>1.2.6 Il modulo di gestione degli acquiferi</b> .....	<b>20</b>
<b>CAPITOLO 2 - MODELLI di CALCOLO UTILIZZATI</b> .....	<b>22</b>
<b>2.1 INTRODUZIONE</b> .....	<b>22</b>
<b>2.2 GENERALITÀ SULLE VERIFICHE DI STABILITÀ`</b> .....	<b>22</b>
<b>2.3 PROCEDURE E METODI DI CALCOLO UTILIZZATI</b> .....	<b>25</b>
<b>2.3.1 -Introduzione</b> .....	<b>25</b>
<b>2.3.2 -Pendii in falda e sommersi</b> .....	<b>30</b>
<b>2.3.3 Analisi in presenza di sisma (in ambito normativa NTC2018): metodo pseudostatico</b> ....	<b>31</b>

<b>2.3.4 Analisi in presenza di sisma (in ambito normativa NTC2018): metodo degli spostamenti</b>	<b>33</b>
2.4 PRESENZA DI SOVRACCARICHI, TIRANTI, OPERE DI SOSTEGNO SUPERFICIALI, TERRE RINFORZATE, PALIFICATE e RETI IN ADERENZA	35
2.4.1 Sovraccarichi	35
2.4.2 Opere di sostegno superficiali	37
2.4.3 Tiranti e Chiodi	42
2.4.4 Terre armate, Geogriglie, Geosintetici e muri in terra meccanicamente rinforzati (MSEW)	55
2.4.5 Palificate	69
2.4.6 Reti in aderenza ancorate (anchored wiremesh)	92
2.5 LIQUEFAZIONE DINAMICA IN PENDIO	104
2.5.1 -Introduzione	104
2.5.2 –Fenomeni di liquefazione	104
2.5.3 –Liquefacibilita' di uno strato: Valutazione preliminare del fattore di sicurezza locale $FS_{liq}$ per liquefazione	106
2.5.4 –Resistenza al taglio dei depositi in condizioni di liquefazione totale o parziale	111
2.6 GENERAZIONE DELLE SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO	113
2.6.1 -Introduzione	113
2.6.2 -Motore di generazione superfici RANDOM SEARCH	115
2.6.3 Motore di generazione superfici CONVEX RANDOM SEARCH	116
2.6.4 - Motore di generazione superfici SNIFF RANDOM SEARCH (versione 3.3– 2022)	117
2.6.5 - Motore di generazione superfici NEW RANDOM SEARCH ( versione 1.2– 2022)	118
2.6.6 -Comparazione tra motori di ricerca delle superfici	119
2.6.7 -Opzione - Ricerca con attrattore dinamico	120
2.6.8 -Opzione – effetto tension crack	121
2.6.9 -Opzione – smussa superficie di scivolamento	123
2.6.10 –Risultati della ricerca della superficie con Minor FS	124
2.6.11 - Limitazioni nella forma locale delle superfici	124
2.6.12 - Lunghezza dei segmenti delle superfici	128
2.6.13 - Effetti di forze applicate in testa e alla base del pendio	129
2.6.14 – Pendii con profilo topografico aggettante.	130
2.7 VARIABILITA` STRATIGRAFICA E LITOLOGICA	132
2.8 CALCOLO DI FS	133
2.9 PROCEDURA DI ANALISI DEL DEFICIT DI RESISTENZA	133
2.10 NOTE SULLA STABILITÀ NUMERICA E PROBLEMI DI CONVERGENZA NEL CALCOLO DI FS	135
2.10.1 Introduzione	135
2.10.2 Il fattore $RHO$ in SSAP2010	136
2.10.4 Monitoraggio stabilità numerica	139
2.10.5 Funzionalità di esplorazione dello spazio ( $\lambda_0$ , $F_s0$ )	140
2.11 PROCEDURA DI GENERAZIONE DI MAPPE COLORI DEL FATTORE FS LOCALE	142
<b>CAPITOLO 3- CONVENZIONI UTILIZZATE NEL PROGRAMMA SSAP</b>	<b>150</b>
3.1 INTRODUZIONE	150
3.2 FILES DATI ED ESTENSIONI AI NOMI DEI FILES	150
3.3 RAPPRESENTAZIONE GEOMETRICA MODELLO DEL PENDIO	151
3.3.1 Generalità	151

<b>3.3.2 Sistema di coordinate cartesiane XY</b> .....	<b>152</b>
<b>3.3.3 Orientazione pendio</b> .....	<b>152</b>
<b>3.3.4 Superfici</b> .....	<b>153</b>
<b>3.3.5 Superfici strati</b> .....	<b>153</b>
<b>3.3.6 Falda</b> .....	<b>157</b>
<b>3.3.7 Convenzioni nella numerazione degli strati</b> .....	<b>158</b>
<b>3.3.8 Formato file .DAT</b> .....	<b>160</b>
<b>3.3.9 Formato file .FLD</b> .....	<b>161</b>
<b>3.3.10 Unità di misura</b> .....	<b>161</b>
<b>3.4 RAPPRESENTAZIONE GEOMECCANICA DEL MODELLO DEL PENDIO</b> .....	<b>162</b>
<b>3.4.1 Il formato dei files .GEO</b> .....	<b>162</b>
<b>3.4.2 Sovraccarichi esterni: Il formato dei files .SVR</b> .....	<b>164</b>
<b>3.4.3 Tiranti o ancoraggi: Il formato dei files .TIR</b> .....	<b>165</b>
<b>3.4.4 Geogriglie e geosintetici: Il formato dei files .GRD</b> .....	<b>167</b>
<b>3.4.5 Palificate: Il formato dei files .PIL</b> .....	<b>169</b>
<b>3.4.6 Reti in aderenza ancorate (ancohred wiremesh): Il formato dei files .WRM</b> .....	<b>170</b>
<b>3.4.7 Strati liquefacibili : Il formato dei files .LIQ</b> .....	<b>172</b>
<b>3.4.8 Parametri geomeccanici delle discontinuità o fratture : Il formato dei files .JRC</b> .....	<b>172</b>
<b>3.5 IL FILE .MOD CHE INGLOBA TUTTE LE INFORMAZIONI DEL MODELLO DEL PENDIO</b> .....	<b>173</b>
<b>3.5.1 Il formato dei files .MOD</b> .....	<b>173</b>
<b>3.6 FILES DATI PARTICOLARI (associati a verifiche su superficie singole)</b> .....	<b>177</b>
<b>3.6.1 Il formato dei files .SIN</b> .....	<b>177</b>
<b>3.6.2 Il formato dei files .SIN.INFO</b> .....	<b>179</b>
<b>3.6.3 Il files .PAR (salvataggio delle impostazioni di verifica)</b> .....	<b>180</b>
<b>CAPITOLO 4- CREAZIONE FILES DATI PER SSAP</b> .....	<b>181</b>
<b>4.1 INTRODUZIONE</b> .....	<b>181</b>
<b>4.2 PROGRAMMA MAKEFILES 5.7 PER LA CREAZIONE DEI FILES DATI</b> .....	<b>182</b>
<b>4.2.1 creazione di un nuovo modello</b> .....	<b>182</b>
<b>4.2.2 Caricamento o Modifica di un modello preesistente</b> .....	<b>191</b>
<b>4.2.3 Video Didattici su assemblaggio files del modello del pendio.</b> .....	<b>192</b>
<b>4.2.4. Procedura di importazione semiautomatica superfici da file DXF.</b> .....	<b>192</b>
<b>4.3 TIPI DI FILES DATI</b> .....	<b>194</b>
<b>4.4 CONTROLLO FILES DATI</b> .....	<b>194</b>
<b>4.5 EDITING FILES DATI</b> .....	<b>194</b>
<b>4.6 FILES DATI PARTICOLARI</b> .....	<b>195</b>
<b>4.6.1 - I files *.SIN.</b> .....	<b>195</b>
<b>4.6.2 - I files *.PAR</b> .....	<b>195</b>
<b>CAPITOLO 5 -DENTRO AL PROGRAMMA SSAP</b> .....	<b>196</b>
<b>5.1 INTRODUZIONE</b> .....	<b>196</b>
<b>5.2 STRUMENTI ATTIVABILI DALLA CONSOLE DI COMANDO PRINCIPALE</b> .....	<b>196</b>
<b>5.2.1 MODELLO PENDIO</b> .....	<b>197</b>
<b>5.2.2 HELP</b> .....	<b>199</b>
<b>5.2.3 ESCI dal PROGRAMMA</b> .....	<b>199</b>
<b>5.2.4 AVVIO VERIFICA E RISULTATI</b> .....	<b>200</b>
<b>5.2.5 SETUP VERIFICA</b> .....	<b>206</b>



<b>5.2.6 STRUMENTI .....</b>	<b>232</b>
<b>5.3 SEQUENZA TIPICA DELLE OPERAZIONI CON IL PROGRAMMA SSAP .....</b>	<b>234</b>
<b>5.4 STRUTTURA DEL PACCHETTO SSAP .....</b>	<b>235</b>
<b>CAPITOLO 6 - ESEMPI DI APPLICAZIONE .....</b>	<b>236</b>
<b>6.1 INTRODUZIONE .....</b>	<b>236</b>
<b>6.2 ESEMPI .....</b>	<b>236</b>
<b>6.2.1 Esempio 1.....</b>	<b>236</b>
<b>6.2.2 Esempio 2.....</b>	<b>243</b>
<b>6.2.3 Esempio 3.....</b>	<b>254</b>
<b>6.2.4 Esempio 4.....</b>	<b>265</b>
<b>6.2.5 Esempio 5.....</b>	<b>278</b>
<b>6.2.6 Esempio 6.....</b>	<b>294</b>
<b>6.2.7 Esempio 7.....</b>	<b>306</b>
<b>CAPITOLO 7 - OUTPUT GRAFICI E STAMPA.....</b>	<b>316</b>
<b>7.1 Creazione di file DXF.....</b>	<b>316</b>
<b>7.2 VISUALIZZAZIONE DEI GRAFICI DURANTE LE VARIE FASI DI LAVORO .....</b>	<b>317</b>
<b>7.2.1 Risultati grafici delle verifiche, in files DXF .....</b>	<b>317</b>
<b>7.2.2 Grafici pressioni e forze interconco, a fine verifica .....</b>	<b>318</b>
<b>7.3 GENERAZIONE DELLE MAPPE DI FS LOCALE E DELLA PRESSIONE DEI FLUIDI .....</b>	<b>318</b>
<b>7.3.1 Mappe Fs Locale .....</b>	<b>318</b>
<b>7.3.2 Mappe pressioni dei fluidi.....</b>	<b>319</b>
<b>7.4 SALVATAGGIO E STAMPA DEI GRAFICI IN ALTA QUALITA' .....</b>	<b>320</b>
<b>7.4.1 Formati immagine .....</b>	<b>320</b>
<b>7.4.2 Formato PDF .....</b>	<b>321</b>
<b>CAPITOLO 8 - NOTE CONCLUSIVE .....</b>	<b>326</b>
<b>8.1 WEB Links utili .....</b>	<b>327</b>
<b>CAPITOLO 9 - RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....</b>	<b>328</b>
<b>9.1 ELENCO DI TESTI A CARATTERE GENERALE.....</b>	<b>328</b>
<b>9.2 ELENCO DI LAVORI A CARATTERE PIU' SPECIALISTICO.....</b>	<b>328</b>
<b>APPENDICE A - CONVERSIONE UNITA' DI MISURA .....</b>	<b>334</b>
<b>APPENDICE B –SEGNALAZIONE ANOMALIE e MESSAGGI di ERRORE .....</b>	<b>335</b>
<b>B.1-Tipologie Di Anomalie.....</b>	<b>335</b>
<b>B.2- Messaggi di errore per Tipologia di Anomalia .....</b>	<b>335</b>
<b>B2.1 -ANOMALIE AL CARICAMENTO DEL MODELLO PENDIO.....</b>	<b>335</b>
<b>B2.2 -ANOMALIE DI RUNTIME .....</b>	<b>339</b>
<b>B2.3-ANOMALIE POST VERIFICA. ....</b>	<b>340</b>
<b>APPENDICE C -VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOMECCANICI DI UNA LENTE-STRATO PALIFICATA INSERITA IN UN PENDIO .....</b>	<b>341</b>
<b>C.1 Determinazione dei parametri geomeccanici equivalenti di una lente-strato palificata .....</b>	<b>341</b>
<b>C.1.1 Esempi di applicazione.....</b>	<b>343</b>
<b>C.2 Parametri di resistenza al taglio (Mohr-Coulomb) per il conglomerato cementizio.....</b>	<b>344</b>

C3. Bibliografia .....	345
<b>APPENDICE D - APPLICAZIONE DEL CRITERIO DI ROTTURA GSI, Hoek et al. (2002,2006) e Barton (JRC) NEL CODICE SSAP.....</b>	<b>346</b>
D.1 INTRODUZIONE.....	346
D.2 DESCRIZIONE DEL CRITERIO DI ROTTURA PER LA DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI $\phi'$ E $c'$ EQUIVALENTI .....	349
D.2.1 Stima del parametro $m_i$ .....	353
D.2.2 Stima del parametro GSI .....	354
D.2.3 Stima del parametro D .....	364
D.3 RESISTENZA AL TAGLIO DI RIEMPIMENTI DI SUPERFICI STRUTTURALI .....	367
D. 4 ESEMPIO DI APPLICAZIONE DEL CRITERIO DI HOEK ET AL. (2002) .....	369
D. 5 INTEGRAZIONI A CRITERIO GSI DI HOEK ET AL. (2002) PER RESISTENZA AI TAGLIO IN DISCONTUITA' SPECIFICHE CON IL CRITERIO JRC, BARTON & BANDIS (1990).....	373
D. 6 STIMA DEL PARAMETRO GSI NEL CASO DI FORMAZIONI IN FACIES DI FLYSH E CARBONATICHE (Marinos 2010,2017).....	378
D. 6.1 Classificazione GSI per ammassi rocciosi eterogenei, anche tettonicamente disturbati, (Flysch) - formazioni torbiditiche, non calcaree (Marinos, 2017).....	379
D. 6.2 Classificazione GSI per rocce carbonatiche, anche tettonicamente disturbate, con e senza intercalazioni di argilliti e siltiti (Marinos, 2010).....	386
D.7 BIBLIOGRAFIA.....	390
<b>APPENDICE E - GESTIONE ACQUIFERI E FLUIDI .....</b>	<b>392</b>
E.1 INTRODUZIONE .....	392
E.2 FUNZIONALITÀ MODULO PER LA GESTIONE DEGLI ACQUIFERI.....	393
E.3 FALDE SOSPESE E TEMPORANEE .....	396
E.4 ACQUIFERI CONFINATI.....	397
E.5 FLUIDI IN PRESSIONE .....	398
E.6 PENDII SOMMERSI E SOVRAPPRESSIONE DI FILTRAZIONE .....	402
E.6.1 Scenario Vaso rapido.....	402
E.6.2 Sovrappressione di filtrazione .....	402
E.7 MAPPE PRESSIONE DEI FLUIDI .....	403
E.8 SOVRAPPRESSIONI PER CARICHI SUPERFICIALI LOCALIZZATI: METODO B-Bar SKEMPTON(1954) .....	406
E.9 USO E AVVERTENZE .....	410
E.10 BIBLIOGRAFIA .....	411
<b>APPENDICE F - SSAP2010 E LE VERIFICHE DI STABILITA' SECONDO LE NTC2018 .....</b>	<b>412</b>
F.1 - Introduzione.....	413
F.2 Prescrizioni generali delle NTC2018 .....	413
F.3 Determinazione dei valori caratteristici dei "Geomateriali" .....	416
F.4 Le verifiche di sicurezza.....	420
F.4.1 Opere di materiali sciolti e fronti di scavo .....	422
F.4.2 Le verifiche di sicurezza per i pendii naturali .....	422

F.5 Stabilità dei pendii in condizioni sismiche .....	425
F.6 Sintesi delle procedure di analisi secondo NTC2018 .....	429
F.7 Bibliografia .....	430
<b>APPENDICE G - ESEMPIO DI REPORT PRODOTTO DAL PROGRAMMA.....</b>	<b>431</b>
G.1 Descrizione del pendio.....	431
G.2 Report elaborazioni .....	431
G.3 Considerazioni Generali sul Pendio e sui risultati della verifica .....	453
<b>APPENDICE H – NOTE SU INSTALLAZIONE E CONFIGURAZIONE del SOFTWARE.....</b>	<b>454</b>
H.1. CONFIGURAZIONI MINIME HARDWARE E SOFTWARE .....	454
H.2. ISTRUZIONI PER LA INSTALLAZIONE .....	454
H.3 UBICAZIONE CORRETTA DEI FILES DI INPUT DEL MODELLO DEL PENDIO:.....	457
H.4. OPERAZIONI DI CONFIGURAZIONE PERSONALIZZATA – <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">FACOLTATIVA!!!</span> .....	457
H.5. DESCRIZIONE DEL FILE SSAP2010.INI.....	458
<b>APPENDICE I- NUOVO METODO DI CALCOLO RIGOROSO PER VERIFICHE DI STABILITA' DEI PENDII ALL'EQUILIBRIO LIMITE. (versione 1.3 -2023) .....</b>	<b>461</b>
I.1-INTRODUZIONE .....	461
I.2-I METODI RIGOROSI NEL QUADRO DELLA MODELLISTICA ALL'EQUILIBRIO LIMITE.....	462
I.3.- UN NUOVO METODO RIGOROSO DEL GRUPPO II.....	462
I.4. ANALISI COMPARATIVA TRA I METODI CLASSICI E IL NUOVO METODO .....	465
I.5.- CONCLUSIONI .....	474
I.6-BIBLIOGRAFIA.....	474
<b>APPENDICE L- ESEMPI DEGLI ERRORI PIÙ COMUNI (E DELLE LORO POSSIBILI CORREZIONI) AL MOMENTO DI CREARE MODELLI DI PENDIO PER OPERARE CON IL SOFTWARE SSAP2010.....</b>	<b>475</b>
L.1 INTRODUZIONE .....	475
L.2 LE SUPERFICI DI STRATO E LE SUPERFICI FREATICHE/PIEZOMETRICHE .....	475
L.3 INSERIMENTO DI STRUTTURE DI SOSTEGNO E SOVRACCARICHI.....	481
L.4 LA PROCEDURA DI PREPROCESSING PER RILEVARE GLI ERRORI NEL MODELLO.....	486
<b>APPENDICE M – LINEE GUIDA PER SCELTA DEL CRITERIO DI ROTTURA PER I TERRENI: CONDIZIONI NON DRENATE (Breve Termine) E CONDIZIONI DRENATE (Lungo Termine).....</b>	<b>489</b>
M.1 - Introduzione .....	489
M.2 - Definizioni .....	489
M.3 - Criterio di selezione tra la resistenza la taglio Non drenata e Drenata secondo la teoria di Duncan et al. (1990,2014) .....	491
M.4 - Un esempio pratico di applicazione della teoria di Duncan et al. (1990,2014).....	497
M.5 – Valutazione delle condizioni di verifica di stabilità in condizioni drenate e non drenate secondo la teoria di Stark et al. (2014).....	503
M.6 - Approfondimento sull'uso del criterio di rottura in condizioni non drenate.....	504
M.7 – Casi particolari: depositi con argille molto sovra consolidate e degradazione da stress ciclico .....	508

<b>M.7 - Bibliografia .....</b>	<b>508</b>
<b><i>RINGRAZIAMENTI .....</i></b>	<b><i>510</i></b>
<b><i>DOCUMENTAZIONE SUPPLEMENTARE.....</i></b>	<b><i>511</i></b>



## CAPITOLO1 - INFORMAZIONI GENERALI SUL PROGRAMMA SSAP

The screenshot displays the SSAP 2010 software interface, version 5.2 (2022). The main window is titled "SSAP 2010 (versione 5.2 - 2022)".

**Top Left Panel (SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM):**

- release 5.2 (c) (1991-2022)
- Build No. 13256 Windows 64 Bit
- by Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D. lborselli@gmail.com
- https://www.lorenzo-borselli.eu

**Top Center Panel (AVVIO VERIFICA):**

- VERIFICA GLOBALE
- VERIFICA SINGOLA

**Top Right Panel (RISULTATI VERIFICA):**

- DIAGRAMMI FORZE
- MAPPA PRESSIONE FLUIDI
- VEDI GRAFICI SUPERFICI
- GENERA / VEDI MAPPA  $F_s$  LOCALE

**Center Panel (MONITOR VERIFICA):**

MODELLO PENDIO : ROCK1.mod

MODELLO DI CALCOLO : Morgestern - Price (1965)

COEFFICIENTI SISMICI: ORIZZONTALE (Kh) : 0.0000  
VERTICALE (Kv) : 0.0000 (Kv assunto con segno positivo)

PARAMETRI ATTIVI PER GENERAZIONE SUPERFICI

MOTORE DI RICERCA SUPERFICI Sniff Random Search (SRS)

ZONA DI INIZIO - Progressive - ( m ) : da 10.00 a 55.00  
ZONA DI TERMINAZIONE - Progressive - ( m ) : da 15.00 a 59.00  
QUOTA LIMITE INFERIORE (m) : 0.00  
LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI - ( m ) : 2.00

SMUSSA SUPERFICI: *Attivato*      EFFETTO TENSION CRACKS: *Attivato*  
RICERCA CON ATTRATTORE DINAMICO: *Attivato M2*      METODO ( $\lambda$ ,  $F_{s0}$ ):  $\Delta$

RISULTATI IN TEMPO REALE

$F_s$  ITERATIVO : 1.5036       $F_s$  Min. : 0.7551 - 0.8327  
INTERVALLO  $F_s$  delle 10 SUPERFICI CON MINOR  $F_s$  :  
n. SUPERFICI GENERATE e VERIFICATE: 10000 di 10000  
% EFFICIENZA GENERAZIONE SUPERFICI : 11.348      % STABILITA' NUMERICA: 93.40

PERCENTUALE SUPERFICI COMPLETATE(%): 100.00

Buttons: STOP VERIFICA, VEDI RISULTATI TEMPORANEI

**Right Panel (SETUP VERIFICA):**

- INFO
- OPZIONI
- PARAMETRI
- GESTIONE ACQUIFERI
- OPZIONI AGGIUNTIVE
- SALVA IMPOSTAZIONI PROGETTO

**Bottom Right Panel (REPORT VERIFICA e STRUMENTI):**

- GENERA REPORT VERIFICA
- GENERA FILES DXF
- ESPORTA SUPERFICI
- CAMBIA PAR. GEOTECNICI
- MODIFICA MODELLO PENDIO
- EDITA FILES
- MAKEFILES 5.7
- File SSAP2010.INI

**Left Panel (MODELLO PENDIO):**

- LEGGI MODELLO
- Attiva preprocessing fase 2
- CARICA IMPOSTAZIONI PROGETTO
- release 5.2 SSAP2010
- WWW.SSAP.EU
- VEDI MODELLO
- HELP
- ESCI dal programma

**Bottom Panel (MESSAGGI):**

SUGGERIMENTI: effettuata una verifica di stabilità è possibile generare un rapporto (file di testo) con tutti i risultati e anche una serie di file DXF con i grafici e esportare un file con le coordinate della superficie critica.

### 1.1 INTRODUZIONE

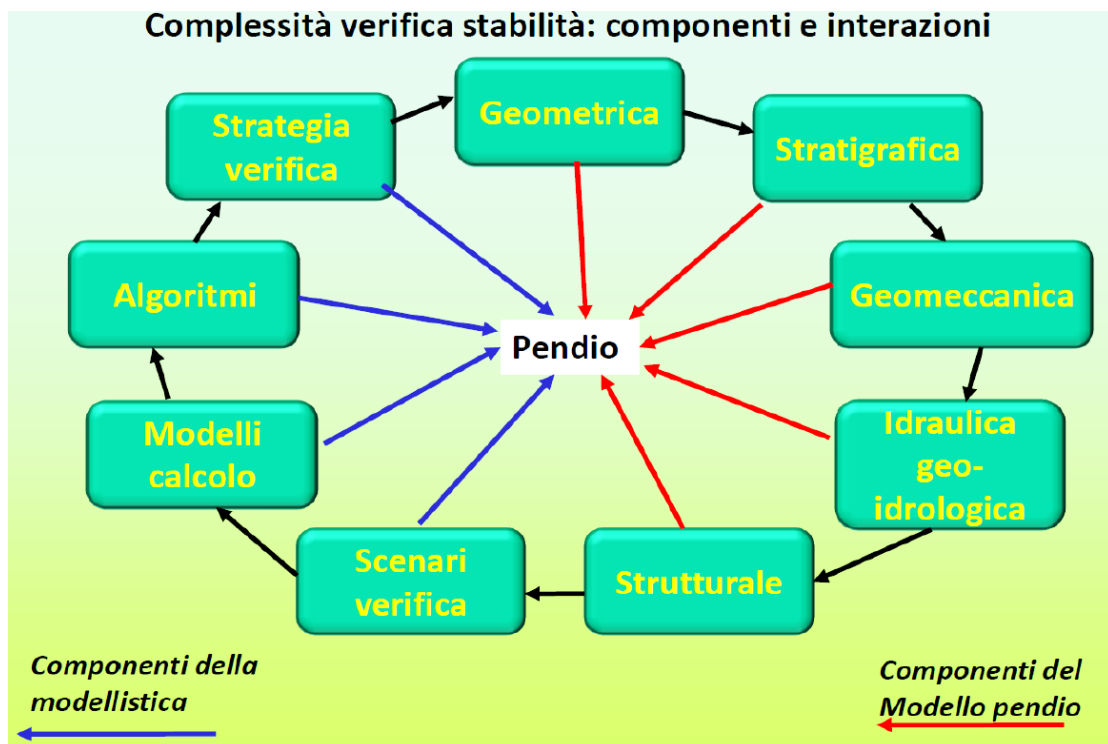
Nelle applicazioni Geo-ingegneristiche è spesso necessario valutare il grado di stabilità di un pendio naturale in terreni sciolti o di opere in terra rispetto a potenziali movimenti gravitativi. Tali valutazioni vengono usualmente condotte tenendo conto sia delle condizioni attuali che di quelle prevedibili 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 (fig. 1.1). Di conseguenza il codice SSAP è stato sviluppato mirando ai seguenti **obiettivi 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.*
5. *Conseguire tempi di calcolo realistici anche per elaboratori anche di medie capacità.*
6. *Facilità di uso e interfaccia amichevole, con console a pulsanti, uso del Mouse e di sistemi touch-screen, un sistema di aiuto contestuale.*



**Fig. 1.1**

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.

Nei capitoli successivi sono dettagliatamente descritte queste convenzioni e l'utente vi dovrà fare riferimento al fine di effettuare verifiche corrette.

## **1.2 CARATTERISTICHE ESSENZIALI DI SSAP2010 (release 5.2 – Marzo 2023)**

**SSAP2010 è il risultato di lungo lavoro di sviluppo iniziato ben 32 anni fa** che ha visto la collaborazione di moltissimi utenti che hanno dato un notevole contributo attraverso critiche costruttive e suggerimenti. La presente versione è il frutto di una evoluzione continua di un codice sorgente totalmente originale, scritto interamente dall'autore a partire lontano 1990, culminata con la prima versione freeware. La versione 4.0 (SSAP2010) nel dicembre 2010. **La versione attuale SSAP2010 rel. 5.2 (2022)** costituisce un ulteriore passo avanti che spero tutti gli utenti potranno apprezzare per la loro attività di studio, ricerca, professionale e istituzionale.

**È importante ricordare che SSAP2010 è un software FREEWARE, cioè distribuito gratuitamente via web: <http://WWW.SSAP.EU>**. La licenza d'uso di SSAP2010 consente agli utenti un uso illimitato del software con la possibilità di scaricare via web tutti i futuri aggiornamenti.

**Esiste un'unica versione completa del software SSAP2010 ed è quella disponibile gratuitamente e scaricabile dal sito ufficiale. La ri-distribuzione non è consentita. Il software SSAP2010 non è un software commerciale. La sua distribuzione è senza fini di lucro. Tuttavia anche se SSAP2010 è un software freeware, esso non è un software OPEN-SOURCE. Infatti il codice sorgente rimane nella esclusiva disponibilità del solo autore.**

La continua evoluzione del programma è stata guidata dall'obiettivo di realizzare uno strumento professionale, con un elevato livello tecnico scientifico, di facile accessibilità e utilizzo per una fascia la più ampia possibile di utenti. Il software è il risultato di un continuo lavoro di sviluppo, test e verifica degli algoritmi fondamentali e originali che costituiscono il cuore del programma. Inoltre è sempre risultato determinante il contributo continuo degli utenti mediante suggerimenti, richieste di funzionalità e segnalazioni di anomalie di funzionamento.

**SSAP2010** è caratterizzato da un codice che permette un funzionamento ottimizzato per spazio e velocità in ambiente **Windows Windows 10, 11** e da una interfaccia grafica intuitiva e di semplice utilizzo.

Questo lavoro di ottimizzazione è stato finalizzato alla realizzazione di un software più affidabile e veloce per garantire i migliori standard a progettisti, tecnici, ricercatori, studenti, con costo pari a Zero.

La **completa codifica dei metodi di calcolo** è stata eseguita, attraverso molti anni di lavoro, per allineare le procedure di verifica con i più elevati standard in termini di rigore, affidabilità e interattività con l'utente. **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.

Questi **7 metodi di calcolo rigorosi** permettono un notevole salto qualitativo verso uno standard solitamente offerto da pacchetti software estremamente più costosi presenti sul mercato internazionale e nazionale, mantenendo tuttavia nel programma caratteristiche originali come i **4 diversi motori di ricerca per la ricerca delle superfici con minor  $F_s$** . Tra questi motori vi sono l'originale "**SNIFF RANDOM SEARCH**", o il nuovo "**NEW RANDOM SEARCH**", e l'algoritmo di ricerca con "**intervallo dinamico**", tutti sviluppati in modo originale dall'autore nel corso di questi ultimi 25 anni. Gli algoritmi alla base della ricerca delle superfici sono stati costantemente

testati e ottimizzati nel corso degli anni. Alcune novità e ottimizzazioni introdotte nelle ultime versioni permettono un notevole risparmio di tempo all'utente e una maggiore affidabilità dei risultati dell'analisi numerica condotta.

In **SSAP 2010** è importante segnalare il motore di ricerca chiamato "**SNIFF RANDOM SEARCH**", **esclusiva del programma SSAP**, il cui sviluppo, iniziato nel 1997, è stato continuamente migliorato e adesso è presentato nella **versione 3.3**. Questo algoritmo è nato da una idea originale dell'autore e permette di superare tutte le incertezze che caratterizzano i metodi classici di ricerca in particolari situazioni con pendii molto complessi stratigraficamente. Tutti i test condotti sopra i pendii di riferimento, utilizzati nella letteratura scientifica, indicano che il metodo, pur nella semplicità e facilità di uso che lo contraddistingue, fornisce risultati paragonabili, e in qualche caso superiori, ai più sofisticati e potenti algoritmi esistenti, come quelli di minimizzazione multidimensionale, nella ricerca delle superfici critiche. Questo algoritmo originale è stato ulteriormente aggiornato e potenziato includendo anche gli strati definiti come ammassi rocciosi (criterio di rottura Hoek/GSI e GSI+JRC.) contenenti discontinuità orientate e successivamente ottimizzato fino all'attuale versione che considera anche gli stati in condizione di liquefazione. Ora è possibile anche nel caso di strati liquefacibili e quindi nel caso di un criterio di rottura in condizioni di liquefazione statica e dinamica.

Nella figura 1.2 sono presentate le caratteristiche più originali e peculiari del software SSAP.

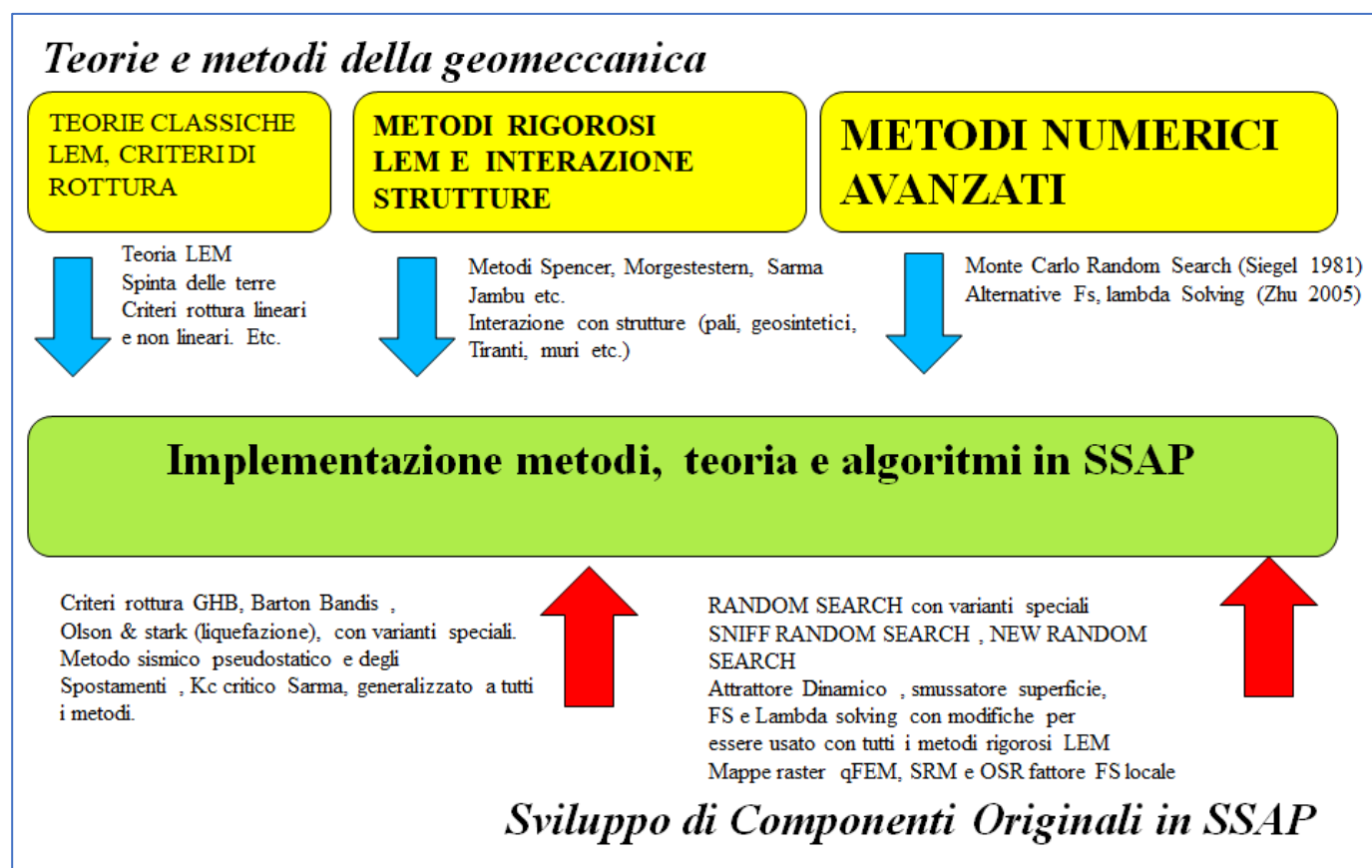


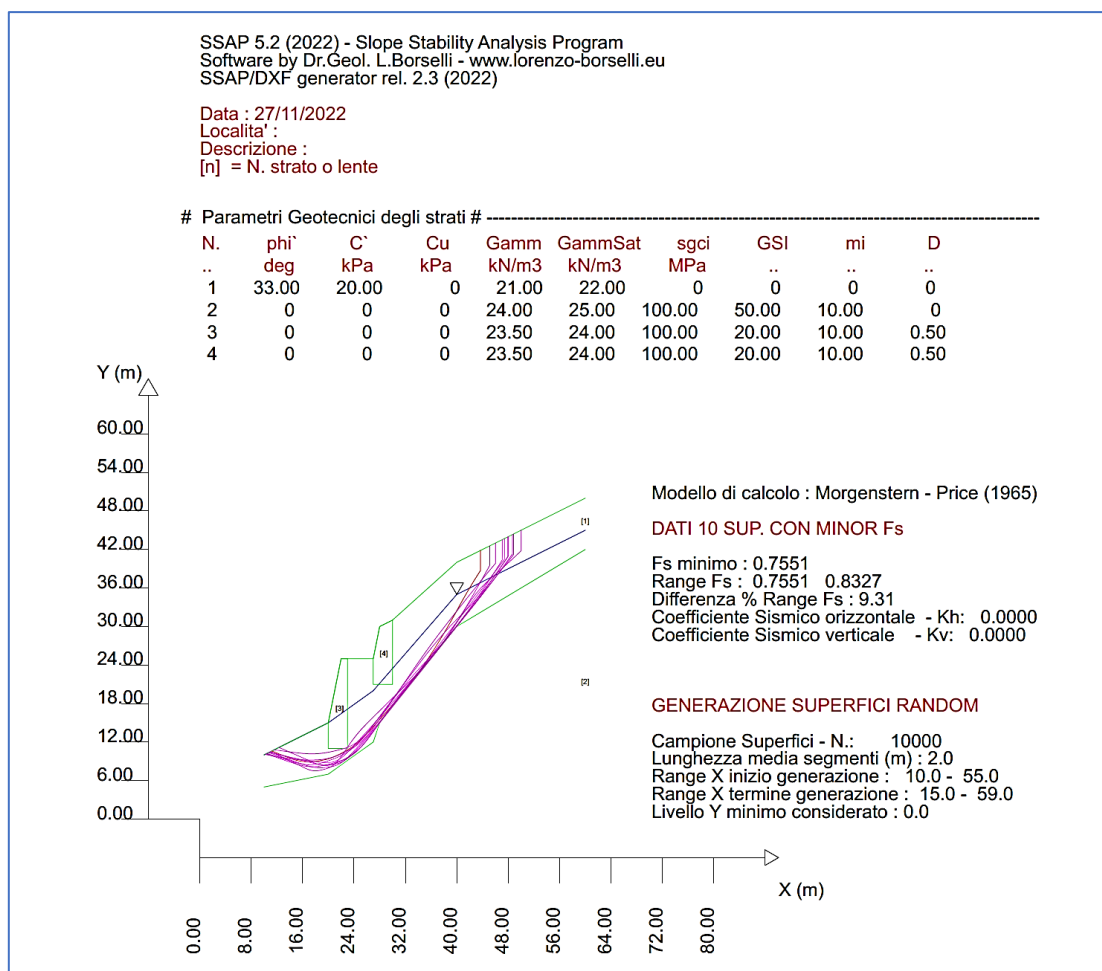
Fig. 1.2



**Le caratteristiche principali della versione SSAP2010 rel. 5.2 sono elencate di seguito:**

**1.2.1 Interfaccia Utente**

- L'interfaccia Windows (windows 10,11 64bit), compresi i programmi di utilità **MAKEFILES 5.7** e **INIUPDATE 1.5** distribuiti insieme al programma.
- La **visualizzazione grafica interattiva di files grafici in formato DXF generati automaticamente dal programma mediante strumenti CAD di uso libero come QCAD** ([www.qcad.org](http://www.qcad.org)) attivabili con un click del mouse e distribuiti e preinstallati nel pacchetto di installazione. (fig. 1.3)
- La visualizzazione della distribuzione delle forze interne in una finestra grafica (**rendering grafico con motore GNUPLOT 5.4.5– [www.gnuplot.info](http://www.gnuplot.info)**)
- Il modulo per creare e salvare automaticamente **Files DXF** contenenti il modello del pendio, le superfici critiche e tutte le informazioni relative alla verifica di stabilità.
- I files **DXF** prodotti sono compatibili con AUTOCAD (Autocad 2007,2009,2010, 2012,13,14,15 e successivi ecc.);
- **La procedura di registrazione delle superfici analizzate** e la possibilità di visualizzare gruppi di superfici associate a uno specifico intervallo di FS.
- **La procedura di generazione e visualizzazione di mappe a colori di FS medio locale** e esportazione mappe in formato PDF.
- La possibilità di salvare su file i dati della superficie critica con minor FS individuata;
- **Il controllo e la correzione automatica dei più comuni errori** che sono a volte presenti nei files di input.
- La semplificazione dell'**ambiente di lavoro interattivo** e di alcune procedure.



**Fig.1.3**

### 1.2.2. 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 utilizzando la notazione unificata di che deriva dall'algoritmo proposto da Zhu et al (2005) per il solo metodo di Morgenstern & 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:
  - Janbu rigoroso (1973);
  - Spencer (1973)
  - Sarma I (1973);
  - Morgenstern & Price (1965);
  - Chen & Morgenstern (1983)
  - Sarma II (1979)
  - Borselli (2016)<sup>1</sup>
  
- Possibilità di caratterizzare **geomeccanicamente gli ammassi rocciosi fratturati** mediante il **criterio di rottura di Hoek et al. (2002,2006)**, detto anche **criterio GSI**, 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'obiettivo della stima dei valori di  $c'$  e  $\phi'$  equivalenti locali che seguono la curva di involuppo 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 (per la scala considerata. vedasi la appendice D di questo manuale per dettagli).
- **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 che possono costituire direzioni preferenziali di scivolamento.
- 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:
    1. 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 1.4)
    2. mappa – **p-qPATH** con algoritmo quasi Gauss integration e analisi geostatistica non parametrica basato sul sistema Stress path p-q, Lu et al. (2012).
    3. mappa –**OSR (Over stress ratio)** con algoritmo quasi Gauss integration e geostatistica non parametrica basato su sistema FEM di Farias & Naylor a 1998

<sup>1</sup> Presentata per la prima volta in Borselli (2016). Si veda la appendice I di questo documento per la descrizione completa.

4. mappa –**LEM**, basata sulla assegnazione di un valore costante di FS lungo ogni superficie, secondo le convenzioni del Limit Equilibrium Method (LEM) (*safety map*).
- *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. 1.5)*
  - *Metodo completo e rigoroso per considerare la **resistenza offerta da sistemi di Tiranti (attivi, Passivi) e con distribuzione di resistenza lineare o non lineare e calcolo della mobilitazione reale del tirante;***
  - *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 (wiremesh) ancorate con Chiodi/Tiranti**.*
  - *Metodo di calcolo con esplorazione dello spazio di inizializzazione di parametri ( $\lambda_0$ ,  $F_{s0}$ ) 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 Cracks 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-sismica dei terreni con la metodologia di Olson & Stark (2003) per la valutazione della resistenza al taglio residua post-liquefazione.***

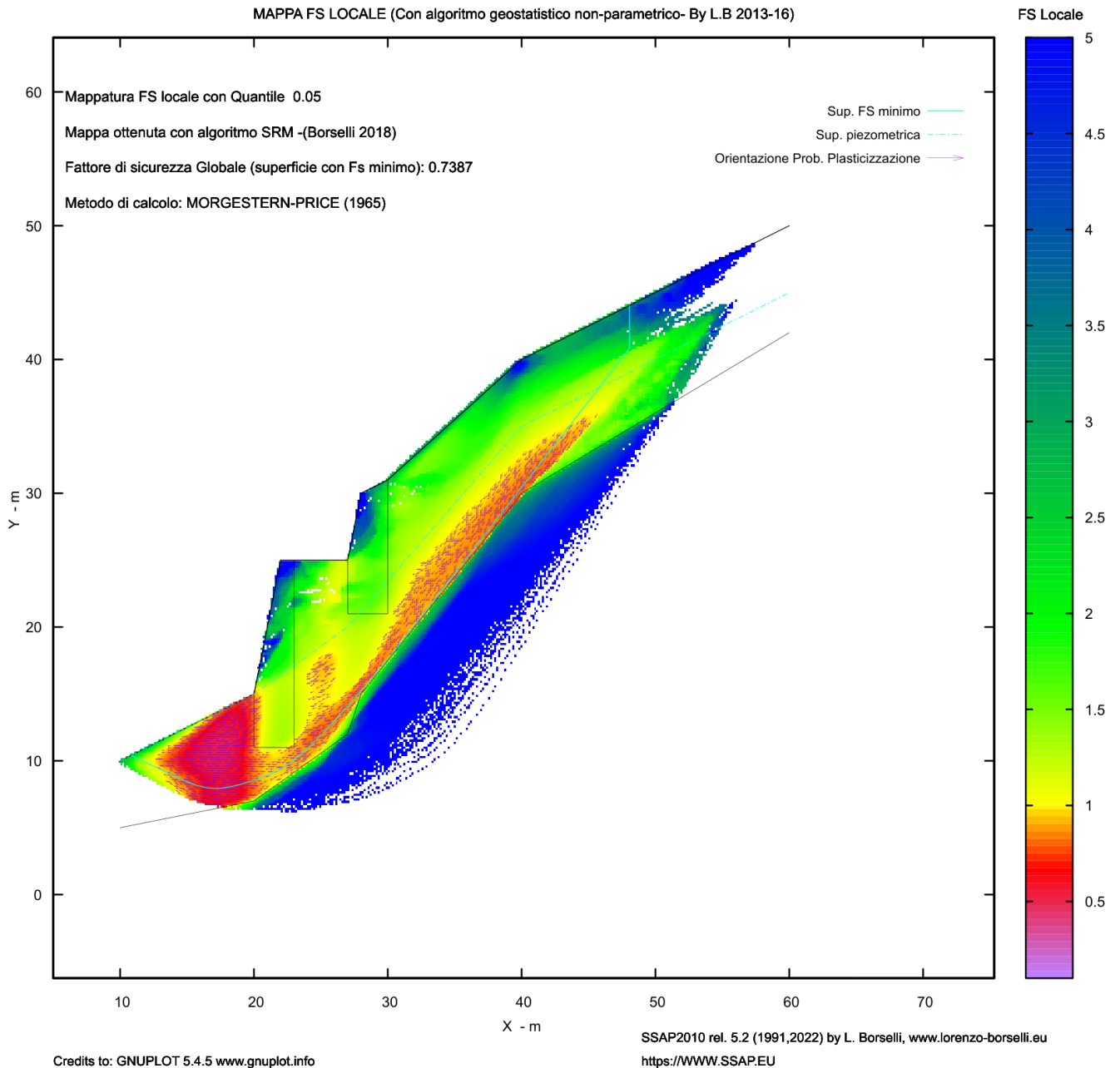


Fig. 1.4

### 1.2.3 Motori Di Ricerca Superfici

- **Quattro motori di ricerca diversi per la ricerca delle superfici con minor  $F_s$ , come l'originale "SNIFF RANDOM SEARCH", e l'algoritmo di ricerca con "range dinamico", tutti sviluppati in modo originale dall'autore, ovvero:**
  - **Motore RANDOM SEARCH** ottimizzato, basato sul lavoro di Siegel et al. (1981), ma sviluppato e ottimizzato ulteriormente dall'autore.
  - **Motore CONVEX RANDOM SEARCH**, derivato da CHEN (1992) e ottimizzato ulteriormente dall'autore
  - **Motore SNIFF RANDOM SEARCH (Borselli 1997-2021)**. 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 3.3**) (fig.1.6)



- **Motore NEW RANDOM SEARCH (Borselli 2020-2021)** (ora nella versione 1.2) sviluppato interamente dall'autore per ovviare ai potenziali e occasionali problemi insiti nei metodi random classici.
- **Variante ALGORITMO SMUSSATURA SUPERFICIE.** 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.

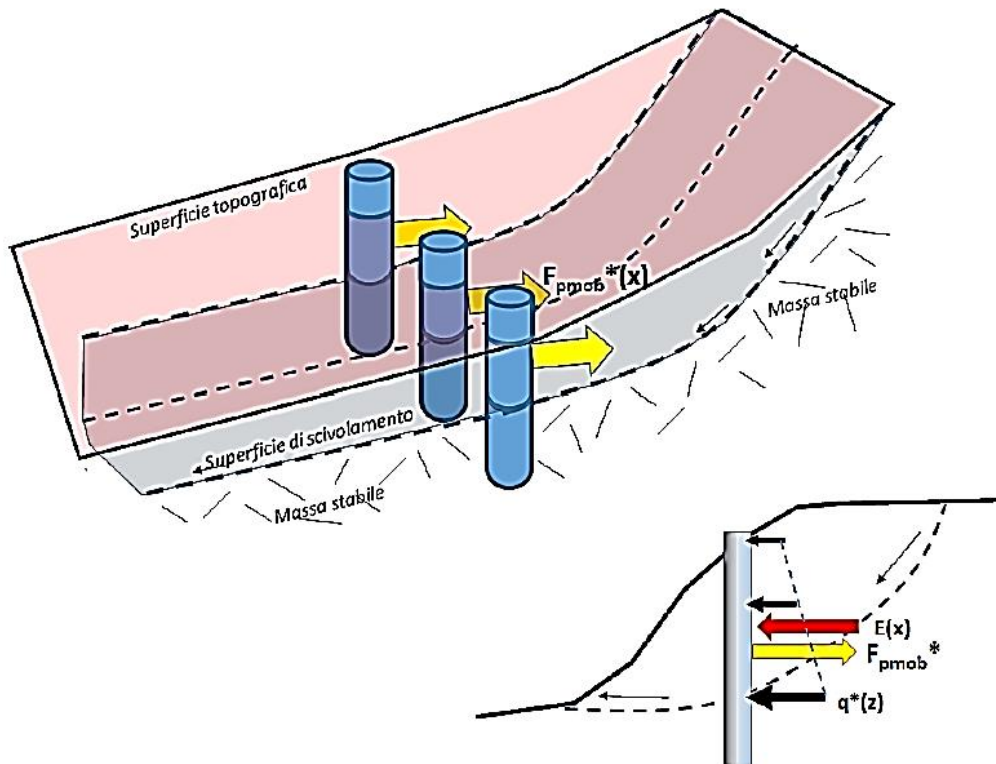


Fig. 1.5

- **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

#### 1.2.4. Variante GENERATORE TENSION CRACKS.

- In suoli con  $C' > 0$  o  $C_u > 0$  è tipico lo sviluppo di forze di trazione fino a una certa profondità critica  $Z_0$ . 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  $Z_0$  locale. Inoltre abbiamo:
  - Possibilità di selezionare gli strati che si desidera escludere dalla generazione o attraversamento di tension crack (es. muri di sostegno, palificate)
  - Possibilità di attivare il riempimento di acqua di tension cracks nelle superfici generate durante il processo di verifica. Il riempimento di tension cracks genera pressioni idrauliche aggiuntive che possono ridurre le condizioni di stabilità.

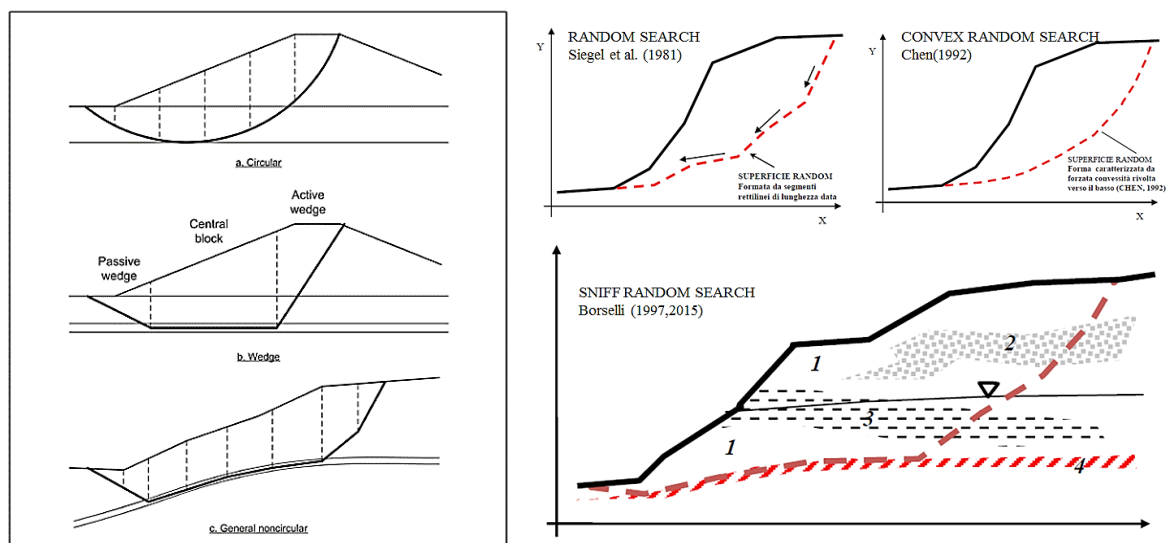


Fig. 1.6

### 1.2.5 Strategie Computazionali

- **Utilizzo di varie strategie computazionali (es. quelle proposte da Zhu et al (2003), più altre innovative presenti solo in SSAP e sviluppate dall'autore) per eliminare i problemi di convergenza notoriamente esistenti in molti metodi di calcolo rigorosi (es. il metodo di calcolo di Janbu rigoroso (Janbu,1973)).** Questi algoritmi, sviluppati in modo originale in SSAP2010, vengono continuamente migliorati, testati per renderli più affidabili. **Questo è uno di punti di maggiore innovazione rispetto ai software anche commerciali presenti attualmente sul mercato. Queste strategie computazionali sono uno dei cuori del programma SSAP che lo diversificano da altri software, specialmente da quelli con propositi commerciali.**

### 1.2.6 Il modulo di gestione degli acquiferi

- **Una delle più nuove e importanti caratteristiche di SSAP2010 (già sperimentata e sviluppata fino alla 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:
  - **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**
  - **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.1.7)**
  - **Cambiare il peso unitario del fluido (per l'acqua è  $9.81 \text{ kN m}^{-3}$ ); ciò è utile per utilizzare una modalità alternativa di simulazione delle falde in pressione;**
  - **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 (Borselli et al. 2011);**

- **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;**
- **Considerare, opzionalmente, La forza addizionale del moto di filtrazione (se presenti acquiferi con superfici freatiche in pendenza)**

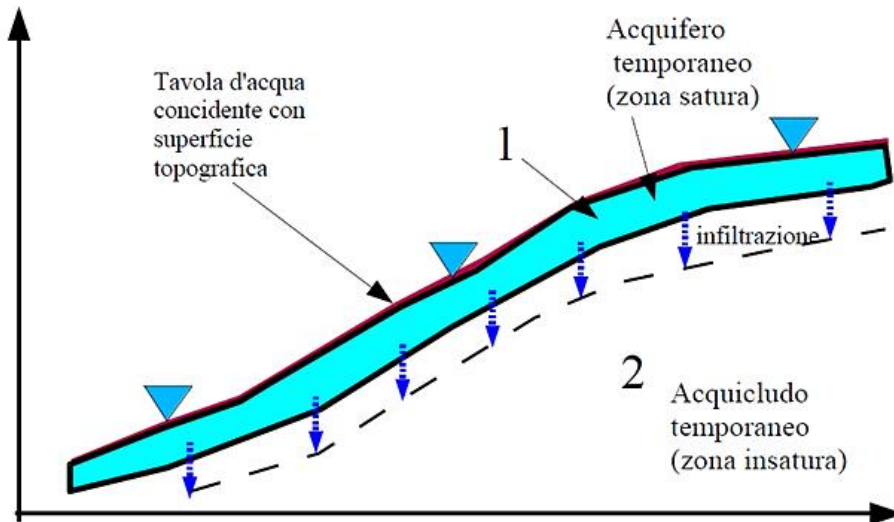


Fig. 1.7

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;

**NOTA BENE:**

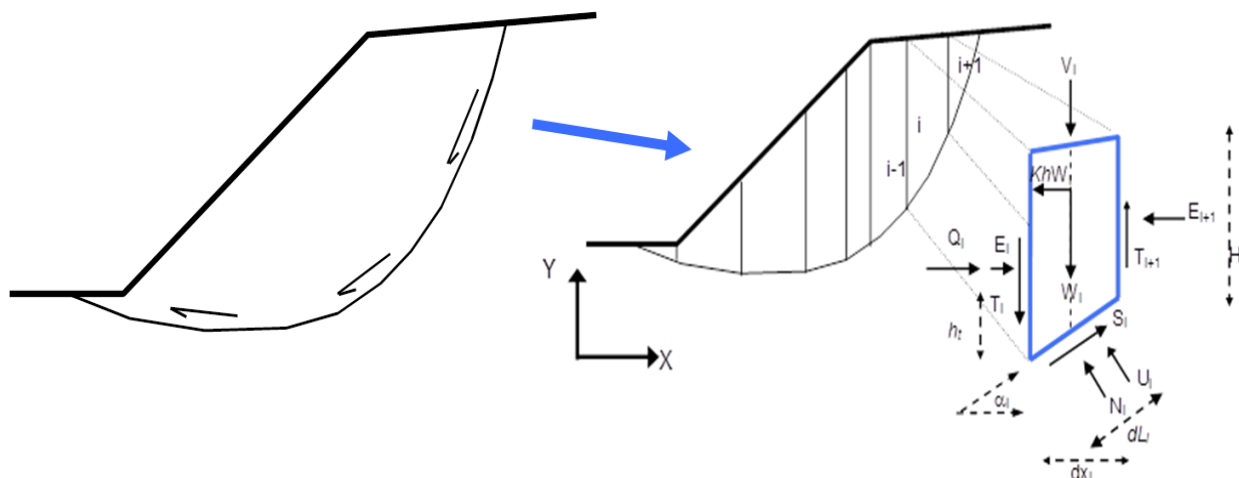
**Nel capitolo 3 sono dettagliatamente illustrate le convenzioni utilizzate per la rappresentazione geometrica del pendio, per i dati geomeccanici e la struttura dei file dati.**

**Si consiglia vivamente una attenta lettura dei successivi capitoli, nonché lo studio di alcuni degli esempi di lavoro (nel capitolo 6), prima di utilizzare in modo esteso il programma SSAP.**

Sono altresì disponibili una serie di video nel canale **YOUTUBE** dedicato (vedasi capitolo 8) che illustrano l'assemblaggio di alcuni modelli del pendio e la esecuzione di verifiche di stabilità complete.

Gli utenti possono comunque in ogni momento contattare l'autore per informazioni aggiuntive o chiarimenti.

## CAPITOLO 2 - MODELLI di CALCOLO UTILIZZATI



### 2.1 INTRODUZIONE

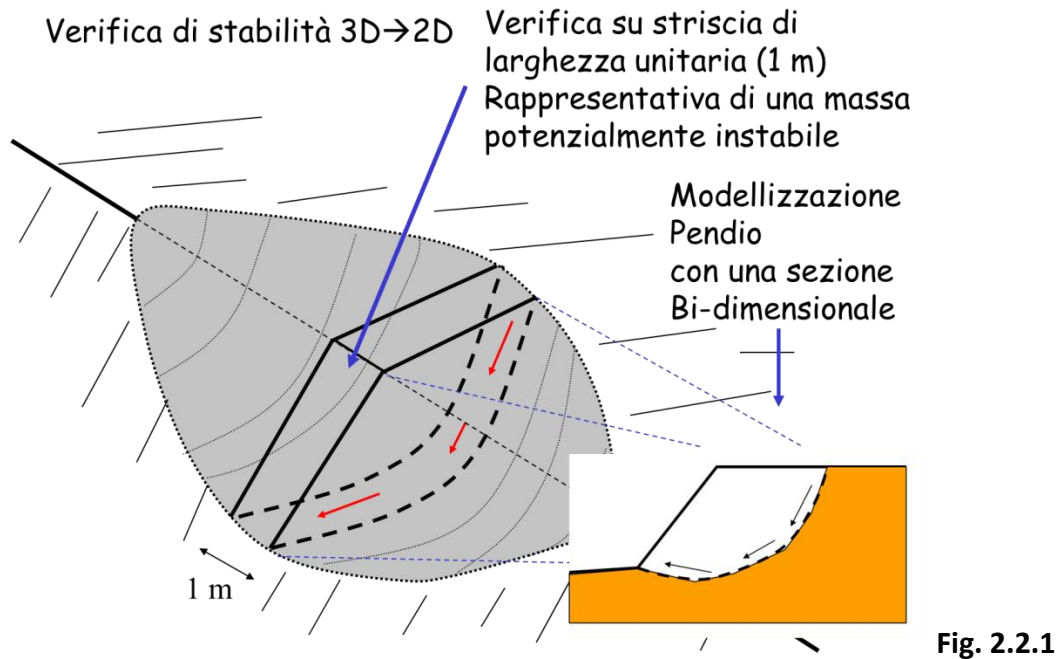
In questo capitolo viene data una sintetica presentazione dei modelli utilizzati nelle verifiche di stabilità effettuate con il codice SSAP. Verrà evitata una trattazione eccessivamente specialistica, che renderebbe troppo pesante la lettura e sarebbe oltre gli scopi di questo manuale. Tuttavia il lettore potrà attingere, se lo ritiene utile, ai riferimenti bibliografici presenti nel capitolo 8. Essi sono ordinati in due gruppi: nel primo sono elencati alcuni testi e articoli in cui sono presentate le basi teoriche essenziali relative alle verifiche di stabilità, nel secondo sono elencati lavori a carattere più specialistico.

### 2.2 GENERALITÀ SULLE VERIFICHE DI STABILITÀ

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 **F<sub>s</sub>**.

I metodi di calcolo di **F<sub>s</sub>** 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 **F<sub>s</sub>** viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio. Dato che le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in uno 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).



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. Collapsi e deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura. Vieni quindi assunto un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico: non si deforma fino a quando non arriva a rottura. Tuttavia il valore di  $F_s$  (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  $\tau_m$  (domanda) e la resistenza al taglio disponibile  $\tau_f$  (capacità) e quindi è possibile definire  $F_s$  come:

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

Usando ad esempio il **criterio di rottura Mohr-Coulomb**:  $F_s$  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:

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

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

Se  $F_s > 1.0$  siamo in condizioni di stabilità, mentre per  $F_s < 1.0$  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  $F_s$  possa essere in realtà localmente variabile, si assume che  $F_s$  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.

**F<sub>s</sub>** deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. È 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, **F<sub>s</sub>** 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 **F<sub>s</sub>** 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.

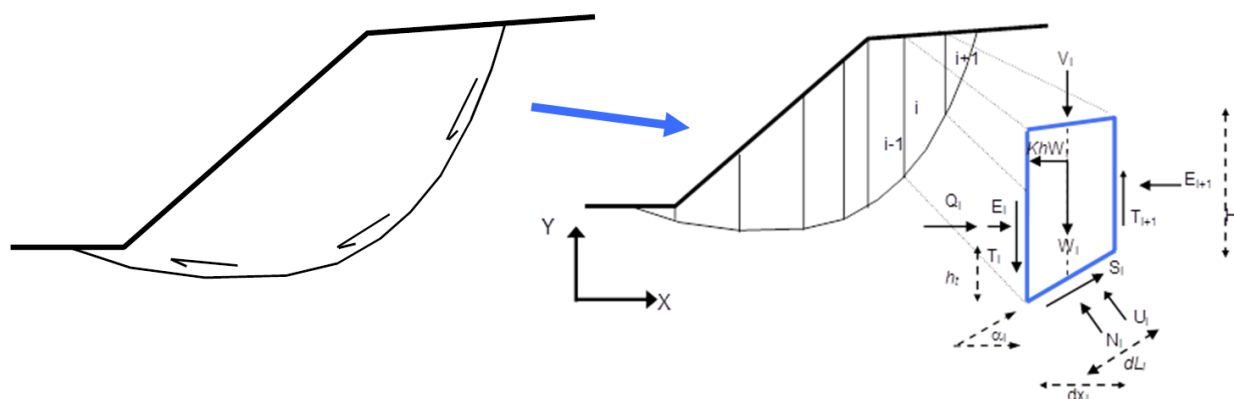


Fig. 2.2.2

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 **F<sub>s</sub>** la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in "Fette" detti anche "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. **F<sub>s</sub>** 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 è possibile passare al calcolo di  $F_s$ . 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 e con complessi algoritmi numerici. 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  $F_s$  calcolati generalmente non supera il 10%, che è perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

Lo sviluppo delle equazioni alla base della determinazione di  $F_s$  verrà illustrato con maggior dettaglio nella sezione seguente.

## 2.3 PROCEDURE E METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

### 2.3.1 -Introduzione

A partire dalla versione 4.0 di SSAP e nei successivi aggiornamenti è stato implementato un nuovo kernel di calcolo del fattore  $F_s$  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. 2.3.1.1 è possibile visualizzare il sistema di forze<sup>1</sup> che agiscono in un concio  $i$ -esimo.

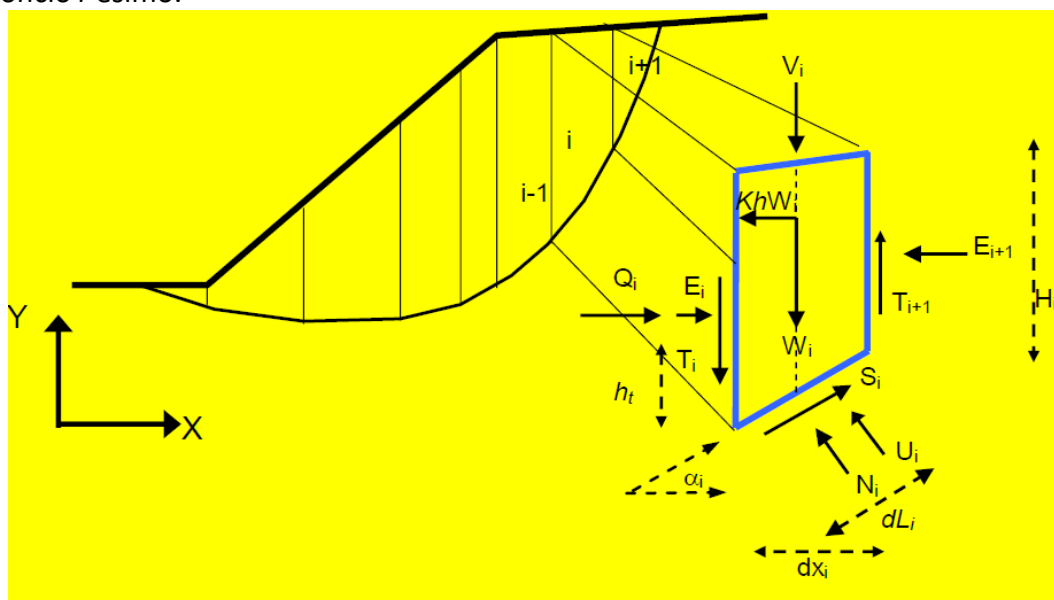


Fig. 2.3.1.1

<sup>1</sup> **N.B.:** Di seguito tutte le forze tutte le forze e le grandezze indicate nella fig. 2.3.1.1, ad esempio le forze  $T$  ed  $E$  di interazione tra i conchi, saranno espresse usando la seguente notazione:  $T(x)$ ,  $E(x)$  ecc. Questa notazione indicherà la espressione della Forza o della grandezza funzione della progressiva  $x$  rispetto al sistema di coordinate cartesiane  $(X,Y)$  assunto per il pendio.



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

$i$  = indice numerico del concio (adimensionale)

$\alpha_i$  = angolo di inclinazione della base del concio(gradi)

$dl$  = lunghezza della base del concio(m)

$dx$  = larghezza del concio(m)

$H$  = altezza verticale del concio(m)

$h_t$  = altezza punto di applicazione delle forze interconcio(m)

$c'$  = coesione del terreno sulla base del concio(kPa)

$\varphi'$  = angolo di attrito del terreno sulla base del concio(gradi)

$W$  = forza peso agente sulla base del concio(kN)

$K_h$  = Coefficiente sismico orizzontale (adimensionale)

$U$  = pressione interstiziale alla base del concio(kPa)

$T$  = forza tangenziale verticale interconcio(kN)

$E$  = forza orizzontale interconcio(kN)

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

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

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  $F_s$ . 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 ( $F_s$  e  $\lambda$ ) espresse in forma implicita (ovvero in entrambi i membri delle equazioni).  $\lambda$  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  $F_s$  e  $\lambda$  sono legati da:

$$\left\{ \begin{array}{l} F_s = \frac{f(N_{(x)}, U_{(x)}, \alpha_{(x)}, T_{(x)}, V_{(X)}, dx_{(x)}, Q_{(x)}, F_s)}{f(\alpha_{(x)}, W_{(x)}, V_{(X)}, dx_{(x)}, T_{(x)}, \lambda)} \\ \lambda = \frac{f(dx_{(x)}, E_{(x)}, \alpha_{(x)}, W_{(x)}, V_{(X)}, Q_{(x)})}{f(dx_{(x)}, T_{(x)}, \lambda)} \end{array} \right. \quad (2.3.1.1)$$

Il sistema di due equazioni 2.3.1.1. viene risolto iterativamente, assumendo un valore di tentativo iniziale, sia per  $F_s$  che per  $\lambda$ , nel membro di destra di ogni equazione del sistema e ripetendo i calcoli fino a convergenza quando la differenza tra i due  $F_s$  e  $\lambda$  calcolati in iterazioni successive diventa minore di un certo valore assunto (generalmente 0.001). L'algoritmo proposto da Zhu et al. 2005) è illustrato nella figura 2.3.1.2.



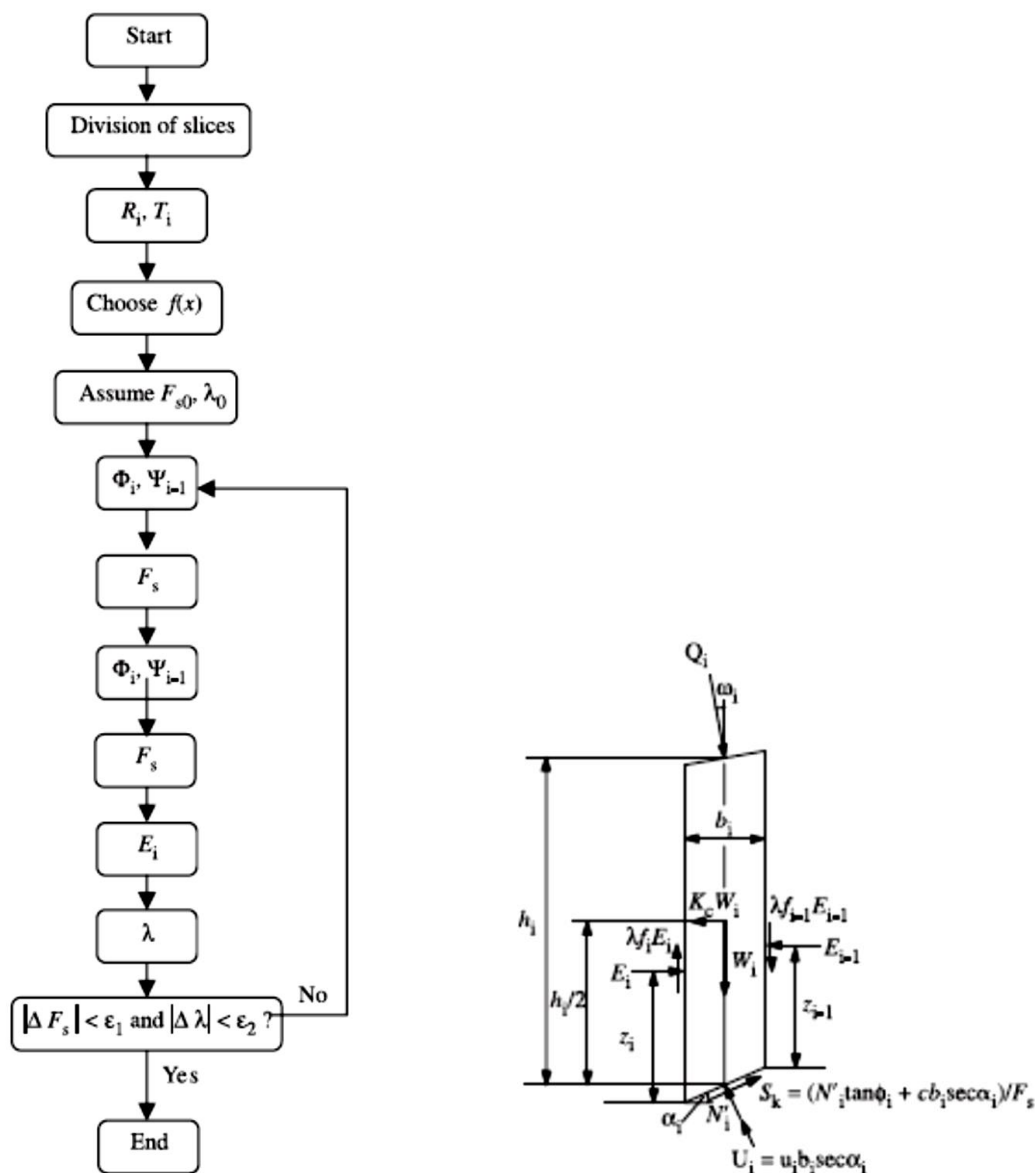


Fig. 2.3.1.2

Nell'eq. 2.3.1.1,  $F_s$  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. 2.3.1.1 sono inoltre espresse tutte le componenti delle forze di interazione tra i conci.

Le forze  $T(x)$  di interazione verticali interconco 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. (2.3.1.1) vengono quindi fatte alcune assunzioni utili alla risoluzione numerica.

I vari metodi di calcolo di  $F_s$ , implementati nella notazione unificata della eq. (2.3.1.1), 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 interconco. Vengono inoltre fatte alcune assunzioni aggiuntive sulla posizione del punto di applicazione (*thrust line*) e in alcuni casi sulla funzione di interazione interconco  $f(x)$  (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  $F_s$  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 2.3.1

In tutti i casi dove risulta necessario, i valori di  $F_s$  e  $\lambda$  vengono ricavati mediante un procedimento numerico iterativo mediante un algoritmo particolare sviluppato dall'autore di SSAP, modificato e ottimizzato progressivamente nel corso delle successive versioni 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.

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.

Nel **gruppo 1** (*Spencer e Sarma I*) non si fa uso della funzione interconco  $f(x)$ , ma  $T(x)$  è espressione diretta della costante  $\lambda$ , di  $E(x)$ , e, nel caso Sarma I, anche di parametri medi di resistenza al taglio sulla verticale del conco.

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

Nel **gruppo 3** (metodo *Janbu rigoroso*) invece  $T(x)$  è direttamente dipendente da  $E(x)$  e dalla sua derivata prima rispetto a  $X$ , oltre che anche da altri fattori. Il metodo **Janbu rigoroso** non necessita né di  $\lambda$  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.

È necessario a questo punto spendere qualche parola circa la diversa affidabilità e stabilità numerica di ciascuno dei metodi presenti nella tabella 2.3.1 ciò secondo quanto è direttamente ricavabile dalla letteratura scientifica degli ultimi 40 anni, ma anche dalla esperienza personale dell'autore.

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 anche **sulla base della loro affidabilità e stabilità numerica** possiamo considerare 3 gruppi distinti:

**Elevata affidabilità:** (**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.

**Eccellente affidabilità:** (**Sarma I e Sarma II**), caratterizzati da eccellente affidabilità e stabilità numerica. Tuttavia questa si può ridurre in caso di forti variazioni di caratteristiche geo-meccaniche (Coesione:  $c'$  o  $C_u$ ) tra strati entro il pendio.

**Buona affidabilità:** (**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 SSAP 4.9.2 si sono realizzati importanti passi avanti, producendo un importante **incremento della stabilità numerica del metodo di calcolo Janbu rigoroso** che è ora comparabile agli altri metodi.

In linea di massima sono sempre **da preferire i modelli di calcolo si elevata affidabilità: (Spencer, Morgestern & Price, Chen e Morgestern, Borselli)**. Mentre gli altri modelli di calcolo possono essere sempre utilizzati, tuttavia si consiglia di eseguire a scopo comparativo calcoli e verifiche con alcuni dei modelli di più elevata affidabilità.

Va comunque detto che tutti I modelli sono in SSAP comunque arricchiti da una serie di algoritmi originali che incrementano la loro intrinseca stabilità numerica rispetto alle implementazioni standard che si possono trovare descritte in letteratura e in altri software. Questa è una delle caratteristiche più peculiari e salienti del codice SSAP.

tabella 2.3.1: relazione funzionale che esprime T(x) per i vari modelli di calcolo implementati in SSAP

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

<sup>1</sup> Presentata per la prima volta in questo manuale. Vedasi la Appendice I di questo documento per una descrizione completa

<sup>2</sup> Secondo il formalismo di Zhu et al. 2003

### 2.3.2 -Pendii in falda e sommersi

Per ogni concio la pressione interstiziale alla base viene calcolata attraverso il coefficiente della pressione interstiziale alla base di ogni concio,  $r_{u_i}$  che viene determinato, nel caso generico di un concio costituito da strati di materiali diversi (fig. 2.3.2.1) con la eq. 2.3.2.1:

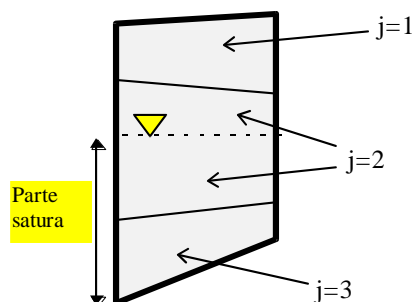


fig. 2.3.2.1

$$r_{u_i} = \frac{V_w \gamma_w}{\sum_j V_j \gamma_j} \quad (2.3.2.1)$$

dove:

- $j$       indice dello strato che fa parte del concio i-esimo
- $V_w$     Volume della parte di concio satura
- $\gamma_w$     Peso unitario dell'acqua
- $V_j$     Volume dello strato j che fa parte del concio i-esimo
- $\gamma_j$     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) (fig.2.3.2.2),  $S_{w_i}$  è invece dato dalla seguente espressione eq. 2.3.2.2 :

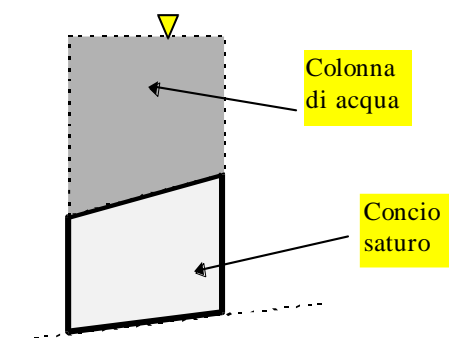


Fig. 2.3.2.2

$$S_{w_i} = V_{sw_i} \gamma_w \quad (2.3.2.2)$$

dove:

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

### 2.3.1.1 Attiva calcolo effetto forza di filtrazione

Con questa opzione attivabile nella finestra (OPZIONI AQUIFERI , vedasi APPENDICE F) si attiva il calcolo dell'effetto della forza di filtrazione che è una forza addizionale interna che può essere considerata entro ognuno dei conci dove è presente un acquifero con una piezometrica o freatica che non sono orizzontali e dove esiste un moto di filtrazione. Il calcolo procede seguendo le indicazioni proposte da King (1989), Furuya (2004), Sun et al. (2018). Il calcolo di questa forza addizionale interna che favorisce la instabilità può arrivare a produrre una sensibile riduzione del valore di FS ottenuto con il metodo classico idrostatico. Infatti le procedure classiche del calcolo dell'effetto della riduzione della pressione efficace locale considera solamente la componente della pressione neutra idrostatica. Tuttavia in un pendio l'acqua in un acquifero potrebbe essere in movimento con un gradiente idraulico locale che dipende dalle linee di flusso e delle linee equipotenziali locali. King (1989), Furuya (2004), Sun et al. (2018) hanno proposto e implementato una metodologia per considerare una stima della forza di filtrazione locale entro un concio, nel contesto del metodo dell'equilibrio limite. La applicazione di questa metodologia può produrre una riduzione fino al 15-20% del Fs calcolato con metodi classici. La entità della riduzione dipende da molti fattori, quali: la pendenza locale delle piezometriche o freatiche e del valore del carico idraulico locale.

### 2.3.1.2 Simulazione effetto svaso rapido

Con questa opzione attivabile nella finestra (OPZIONI AQUIFERI) viene descritta con dettaglio nella APPENDICE F di questo manuale.

### **2.3.3 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  $a_g$  (espressa in frazione di  $g$  ovvero in frazione di  $9.81 \text{ m/s}^2$  che è la accelerazione di gravità) assunta per ciascun zona del territorio nazionale (si vedano la documentazione ufficiale per i valori di progetto da assumere nelle analisi di stabilità mediante il modello pseudo-statico, vedasi appendice F di questo manuale) e dai coefficienti correttivi  $S_a$  e  $S_t$  che dipendono rispettivamente dalla caratterizzazione litologica e sismica locale e dalla categoria topografica del sito, che permettono di stimare la potenziale amplificazione sismica locale  $a_{Max}$ , nonché dal coefficiente  $\beta_a$  che dipende pure dalle caratteristiche dei terreni in sito o dalle specifiche caratteristiche delle opere di consolidazione, ovvero:

$$K_h = \beta_a S_a S_t a_g = \beta_a a_{Max} \quad (2.3.3.1)$$

Una determinazione approssimata di  $K_h$  secondo la eq. 2.3.3.1 può essere visualizzata con il nomogramma in figura 2.3.3.1

Dal nomogramma in figura 2.3.3.1 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 iniziale assunto di  $a_g$  e degli altri coefficienti assunti di progetto:

$$K_h = 0.2 \div 1.2 a_g \quad (2.3.3.2)$$

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

$$K_v = \pm 0.5 K_h \quad (2.3.3.3)$$

**Il coefficiente sismico verticale può assumere anche valori negativi e in generale con valori di  $K_v$  negativi si ottiene, talvolta, un  $F_s$  leggermente diverso rispetto al  $K_v$  con segno positivo.** L'utente può comunque selezionare se effettuare il calcolo con valori Positivi di  $K_v$  oppure con valori negativi. L'applicazione del coefficiente sismico, rispetto alle condizioni statiche, riduce il valore del fattore di sicurezza. **Si veda la appendice F di questo manuale per ulteriori dettagli sulla applicazione di SSAP2010, nel rispetto della normativa NTC2018.**

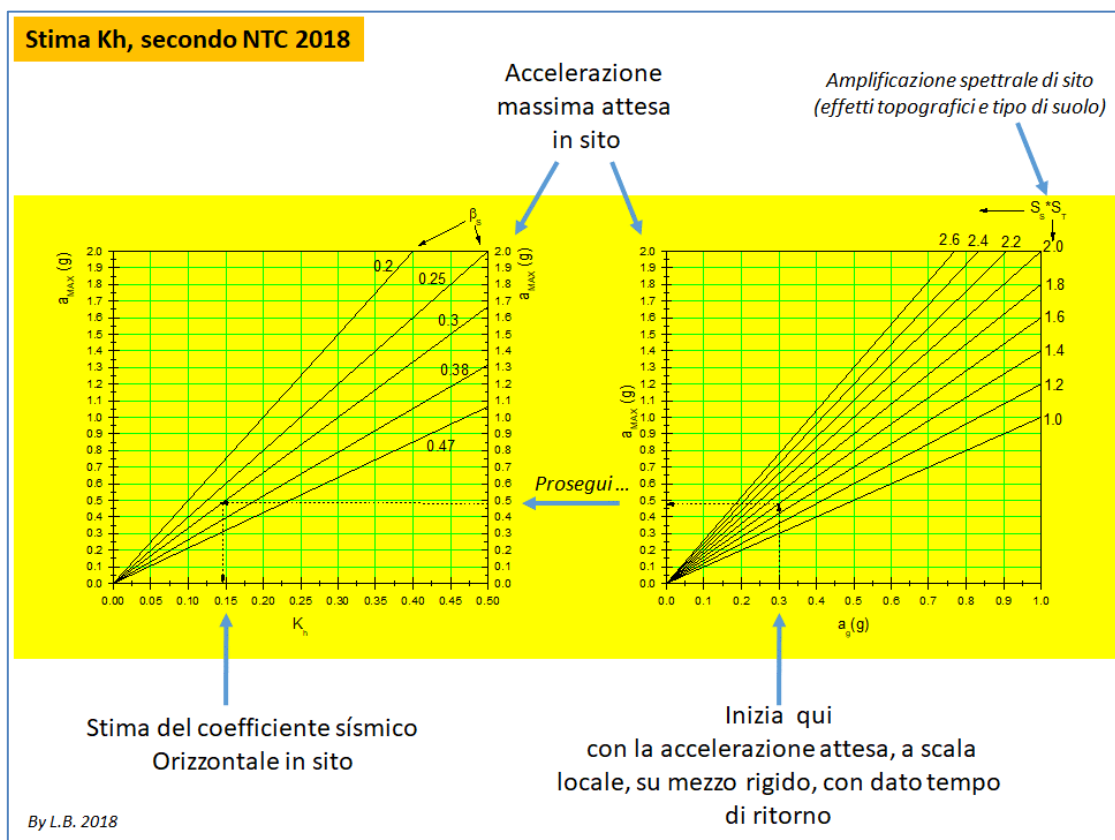


Fig. 2.3.3.1



### 2.3.4 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  $K_c$ , determinato con un metodo numerico per una determinata superficie di scivolamento, e la accelerazione massima  $a_{max}$  prevista in sito, con una stima semiprobabilistica dello spostamento atteso  $S_o$ . Il modello proposto da Biondi et 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  $K_c$  critico che porterebbe secondo il metodo pseudostatico il pendio a  $F_s=1.0$  , ovvero in condizioni di stabilità critica (figura 2.3.4.1). Secondo quanto indicato da Sarma (1973) è possibile esprimere il grado di stabilità del sistema mediante il valore del coefficiente Sismico orizzontale  $K_h$  che produce  $F_s=1.0$ . Ovvero le condizioni al limite della stabilità quando si verifica che  $K_h=K_c$ .

**Il procedimento per determinare su una superficie singola il valore di  $K_c$  è effettuato automaticamente da SSAP qualora in condizioni statiche, per una specifica superficie di scivolamento assunta dall’utente, risulti che  $F_s>1.0$ .**

Successivamente alla determinazione del coefficiente sismico critico  $K_c$ , viene effettuata una analisi con il metodo semiprobabilistico degli spostamenti di Biondi et al. (2011) che è sintetizzato nella figura 2.3.4.2.

Il valore degli spostamenti Normalizzati  $S_o$  è ottenuto da una relazione di tipo statistico presente in figura 2.3.4.2 per diverse famiglie di valori di  $K_c$ . Più alto sarà il valore di  $K_c$  più basso sarà il valore di spostamento verticale normalizzato atteso per un determinato valore di  $a_{max}$

Una volta calcolato il valore  $S_o$  il valore definitivo degli spostamenti deve essere calcolato moltiplicando  $S_o$  per un fattore correttivo  $S_r$  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  $K_v$  (Du, 2018).

$$S = S_o S_r \quad (2.3.4.1)$$

dove:

$S$  è il valore finale dello **spostamento medio verticale in (in cm)**;  $S_o$  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 al 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 medio lungo la superficie di scivolamento.

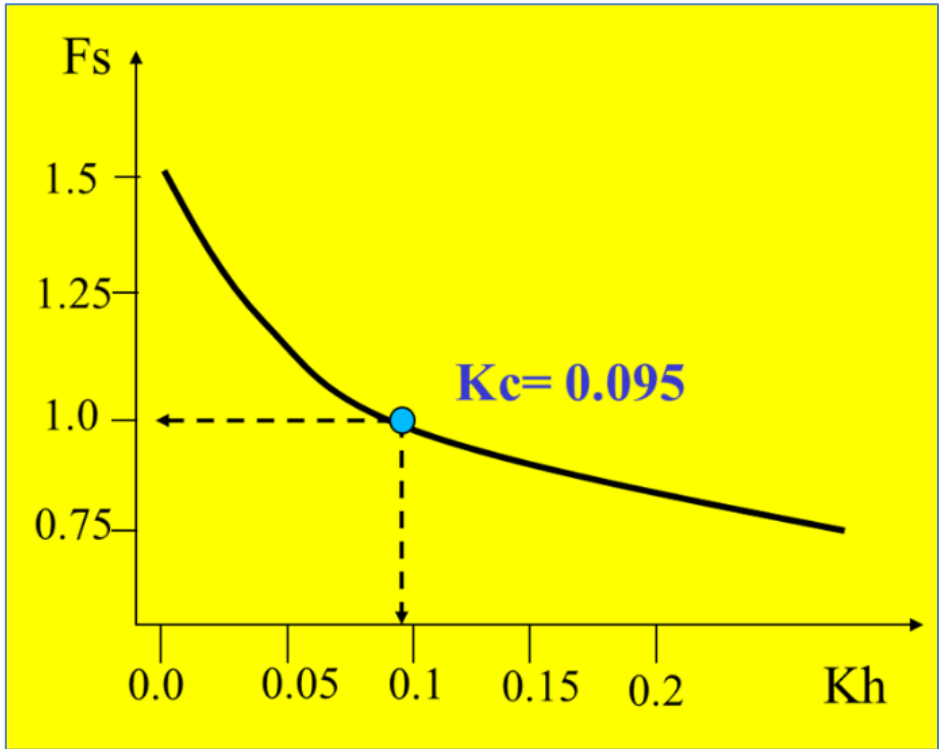


fig. 2.3.4.1

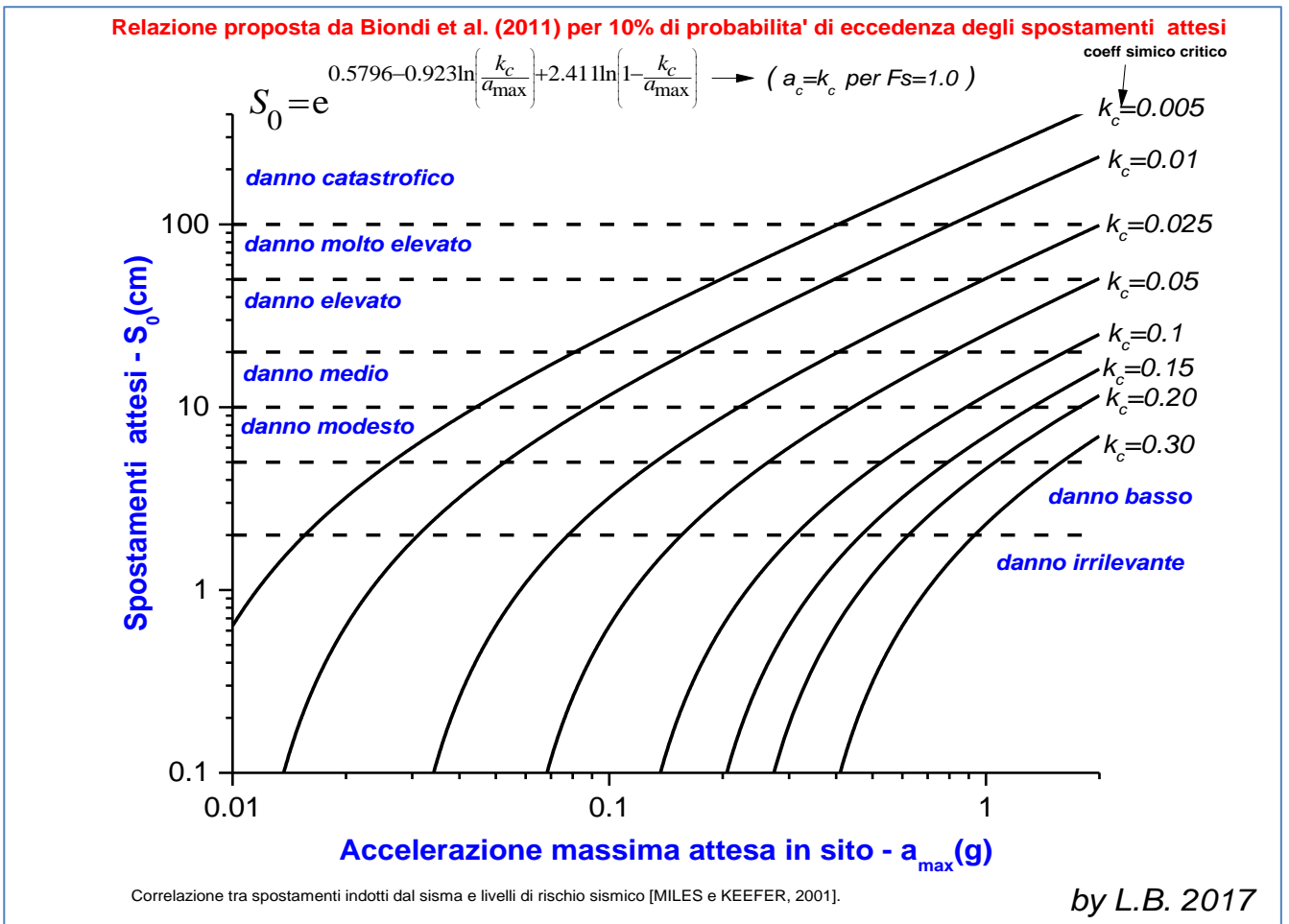


Fig. 2.3.4.2

## 2.4 PRESENZA DI SOVRACCARICHI, TIRANTI, OPERE DI SOSTEGNO SUPERFICIALI, TERRE RINFORZATE, PALIFICATE e RETI IN ADERENZA.

In un pendio possono essere presenti o previsti in fase progettuale sovraccarichi (Costruzioni, strade .. ) , opere di sostegno (muri, gabbionate, palificate .. ) oppure opere quali ancoraggi o tiranti, reti in aderenza ancorate.

Ognuna di queste opere influirà in maniera più o meno rilevante, in funzione della propria posizione e dei parametri meccanici caratteristici, sulla stabilità complessiva del pendio. Alcune opere avranno nella maggior parte dei casi una funzione stabilizzatrice, altre potranno provocare una maggior instabilità.

Nel codice di calcolo è prevista la possibilità di considerare la presenza di tali opere e di valutare il loro effetto sulla stabilità complessiva per mezzo di complessi modelli di interazione con la distribuzione delle spinte nel pendio.

### 2.4.1 Sovraccarichi

I sovraccarichi possono essere di tipo concentrato o distribuito e posizionati in vari punti sul pendio (fig. 2.4.1.1). Il loro effetto è quello di aumentare i carichi agenti su di una potenziale superficie di scivolamento.

Bisogna tuttavia considerare che in alcuni casi il posizionamento di sovraccarichi alla base del pendio può, unitamente alla presenza di opere di sostegno, aumentare il coefficiente di sicurezza del pendio stesso.

A partire da SSAP 4.8.4 è possibile considerare la presenza di carichi distribuiti con una distribuzione di carico trapezoidale (ovvero con una variazione progressiva del carico tra i due estremi di applicazione) nonché la possibilità che questi carichi siano inclinati e quindi non solamente verticali. In figura (2.4.1.2, 2.4.2.3) sono illustrate differenti modalità di applicazione dei carichi in un pendio. **Nel capitolo 3 sono descritti in dettaglio i vari parametri che permettono la definizione dei carichi applicati.**

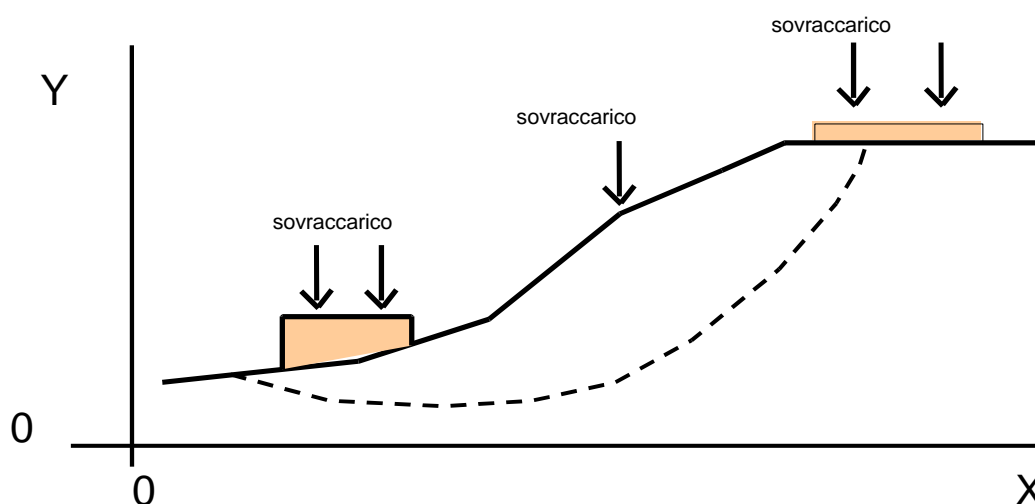


fig. 2.4.1.1

**Distribuzione dei Carichi statici esterni  
in SSAP, dalla versione 4.8.4**

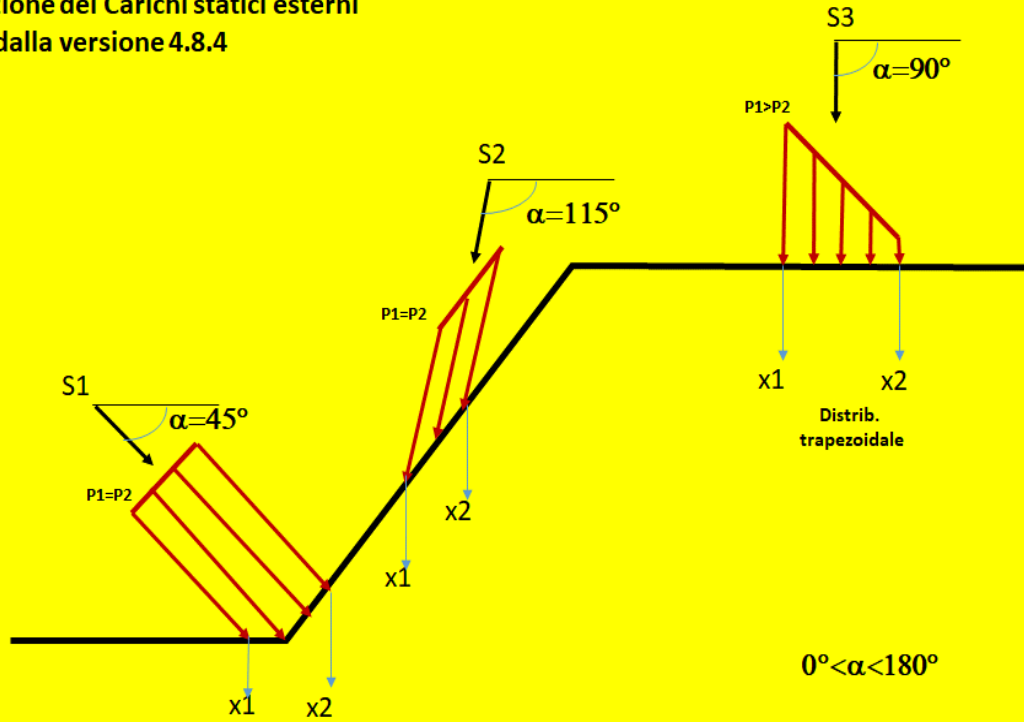


fig. 2.4.1.2

*S1=carico distribuito applicato*

*Ws=componente orientata della forza applicata locale*

*Wsh=comp. Forza orizzontale*

*Wsv=comp. Forza verticale*

*W=forza peso concio*

**Scomposizione (e trasformazione)  
carichi statici esterni in componenti  
di forze verticali e orizzontali local,  
in SSAP, dalla versione 4.8.4**

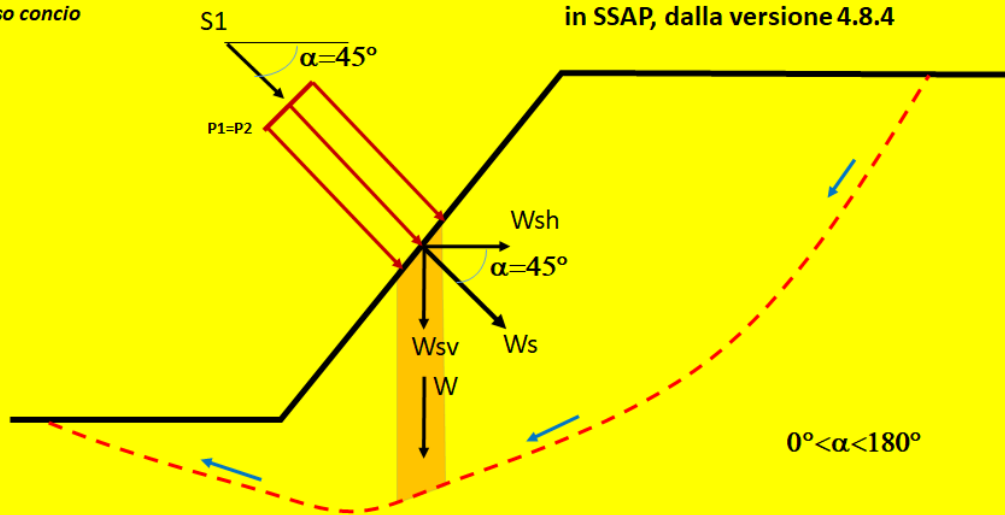


fig. 2.4.1.3

### 2.4.2 Opere di sostegno superficiali

Nel codice SSAP è possibile considerare la presenza di opere di sostegno posizionate in vari punti su di un pendio. La verifica viene sviluppata considerando le opere stesse come ostacoli invalicabili per le superfici di scorrimento o come entità aventi una resistenza meccanica elevata (indicata dall'utente) e potenzialmente attraversabili da superfici di rottura.

Il codice SSAP può essere utilizzato anche per la verifica di stabilità globale necessaria ai fini progettuali dell'opera. La normativa italiana infatti prevede che sia effettuata una verifica di stabilità generale del complesso opera-pendio (figura 2.4.2.1). Le potenziali superfici di scivolamento testate dovranno considerare possibili scorrimenti superficiali e profondi (caso di muro fondato su pali).

In generale le superfici di scivolamento dovranno passare in prossimità dello spigolo più interno, rispetto al pendio, dell'opera stessa e dovranno essere verificate anche superfici più profonde (Bowles, 1991).

Nel caso di muri di sostegno il programma SSAP è in grado di valutare l'entità massima del cuneo di spinta a tergo del muro. In questo caso, dopo che la superficie a cui compete la maggior spinta, è stata identificata è possibile ripetere l'analisi su tale superficie aggiungendo una spinta orizzontale esterna **Ea** pari alla reazione orizzontale offerta dal muro e valutare così l'incremento del valore di **Fs** dovuto all'opera (fig. 2.4.2.2)

**Tuttavia si consideri che i muri di sostegno offrono solo un effetto locale alla stabilità e la presenza di superfici più profonde con minor Fs potrebbe indicare un grado di stabilità globale ancora inadeguato.**

Nel caso delle verifiche di muri è necessario anche considerare una **verifica a scivolamento diretto (*direct sliding*) sulla interfaccia tra suolo e opera di fondazione del muro**. In questo caso SSAP può essere di grande aiuto perché è possibile definire una piccola interfaccia come una lente di pochi cm di spessore alla base del muro (figura 2.4.2.3) e assegnare un angolo di frizione ridotto a questa lente. Utilizzando successivamente un motore di ricerca appropriato (come il SNIFF RANDOM SEARCH), e limitando la zona di ricerca all'area intorno al muro, è possibile fare una esauriente verifica di stabilità fisicamente basata per qualunque configurazione e distribuzione di massa associata al muro e al terreno circostante e soprastante.

La normativa italiana prevede anche che il coefficiente di sicurezza globale, in condizioni statiche, debba essere (**in ogni caso**), ai fini di progetto, superiore a 1.4. Per le condizioni sismiche le NTC2018 considerano un fattore di sicurezza minimo minore.

È comunque opportuno sempre definire il muro come una lente, interna al pendio dato che ogni muro ha una massa, occupa un volume e ha una resistenza al taglio. In questo caso è conveniente assegnare al muro appropriati parametri geomeccanici. Nel caso di muri in cemento armato si può considerare di adottare come resistenza al taglio i parametri suggeriti nella appendice C , parametri che sono usati comunemente in vari tipi di opere in CA.

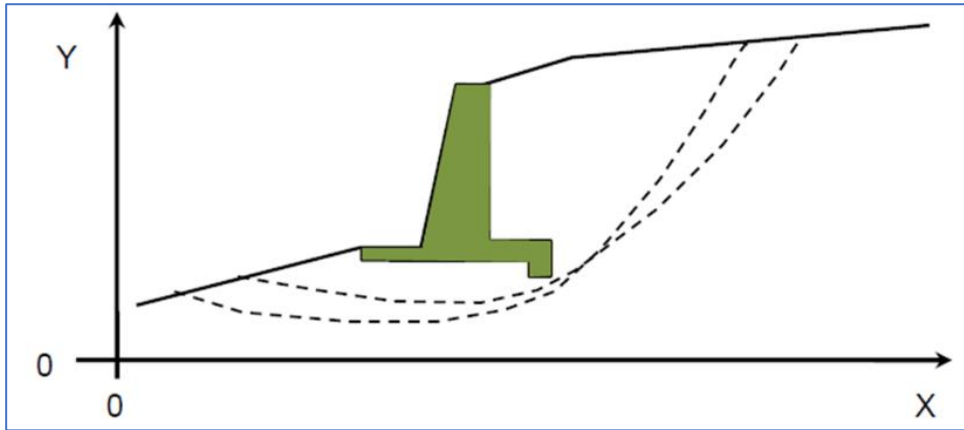


Fig. 2.4.2.1

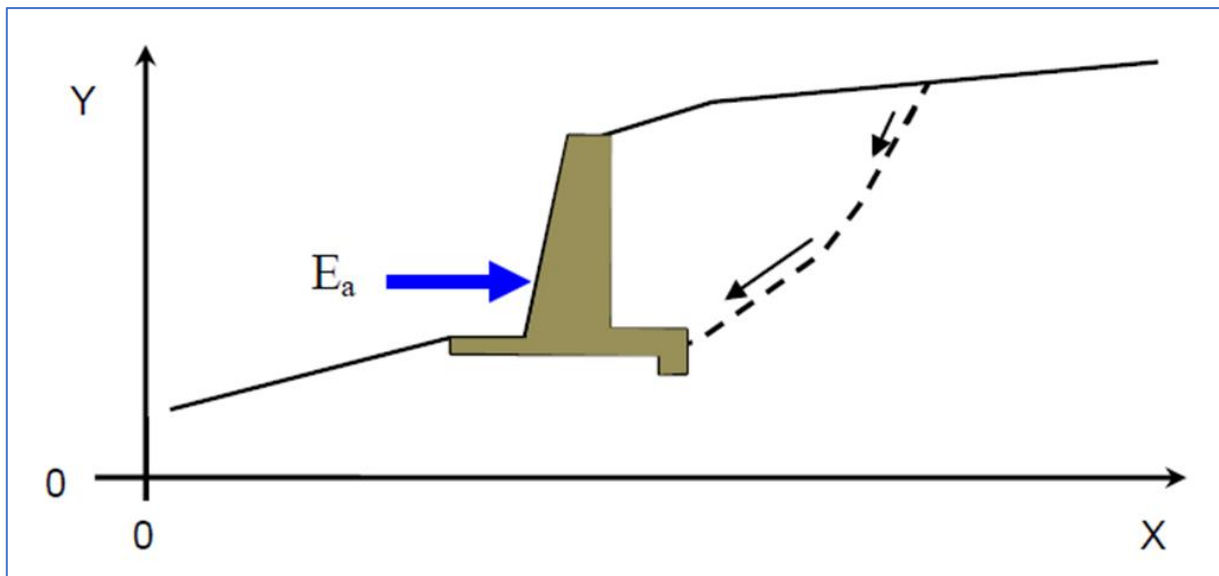


Fig. 2.4.2.2

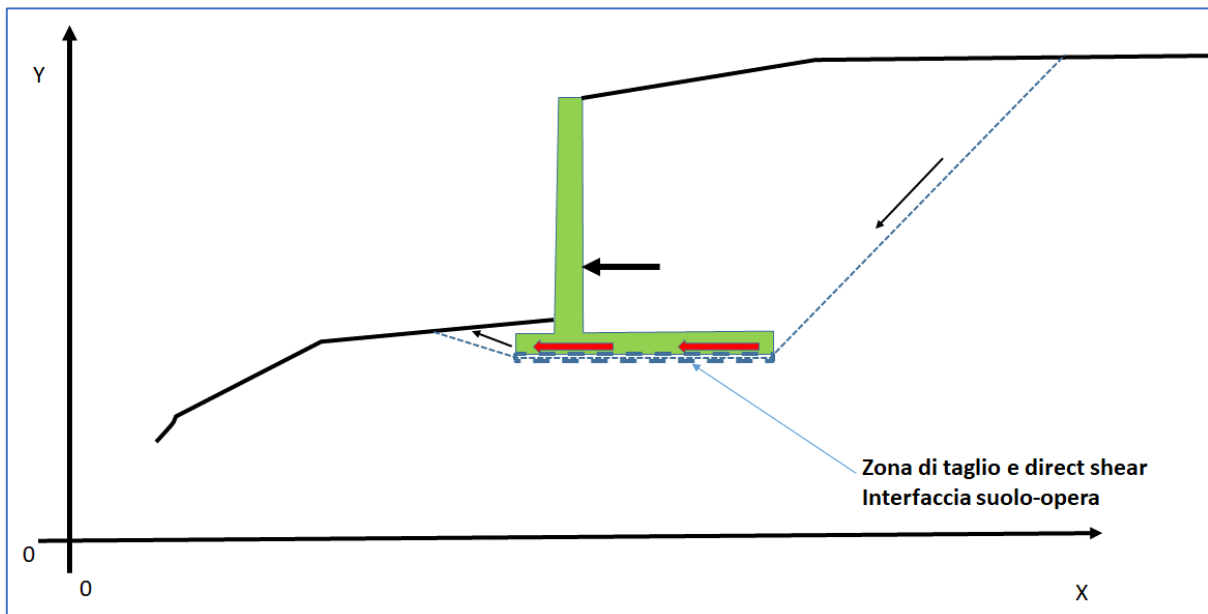


Fig. 2.4.2.3

Tra le opere di sostegno superficiali abbiamo anche il caso delle **Gabbionate**. In questo caso risulta necessario adottare parametri di resistenza al taglio e peso unitario diversi dai muri in CA, essendo la gabbionata un insieme di rete metallica e pietrame. Il problema evidenziato da vari



autori è che a scala di dettaglio non è possibile garantire stabilità con una gabbionata assumendo  $\phi' > 0$  e  $c' = 0$  (scala delle pareti verticali di ogni elemento). Risulta quindi necessario assumere sempre  $\phi' > 0$   $c' > 0$  per effetto del contenimento delle reti degli elementi (figura 2.4.2.4).

La soluzione proposta da Clayton et al. 2014 è presentata nella figura 2.4.2.54 e 2.4.2.6.

Nelle figure 2.4.2.5 e 2.4.2.6 viene presentata la procedura di Clayton et al. (2014) per assegnare dei valori fisicamente basati alla struttura della gabbionata nel suo complesso e procedere nella verifica all'equilibrio limite globale senza gli inconvenienti sopra indicati.

Nella figura 2.4.2.5 il valore della coesione della massa della gabbionata è valutato a fini progettuali in funzione della massa metallica unitaria ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ). Nella figura 2.4.2.6 è invece mostrata la valutazione dell'angolo di attrito interno della massa della gabbionata in funzione della sua densità globale (pietrame più rivestimento metallico) espressa in  $\text{Mg}/\text{m}^3$ . I valori di  $\phi' > 0$  e  $c' > 0$  sono da considerarsi dei valori di picco caratteristici. I valori di progetto finali dovrebbero essere considerati dopo la applicazione degli opportuni coefficienti correttivi (NTC2018 o EC7).

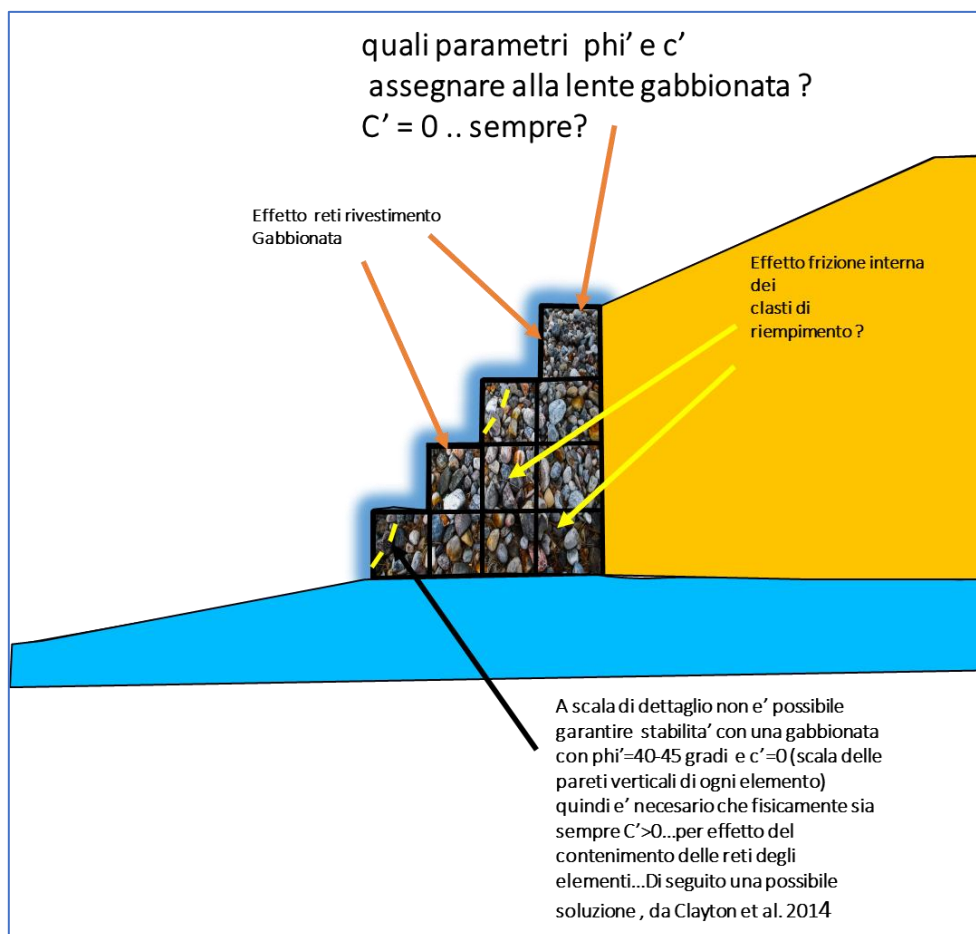


Fig. 2.4.2.4

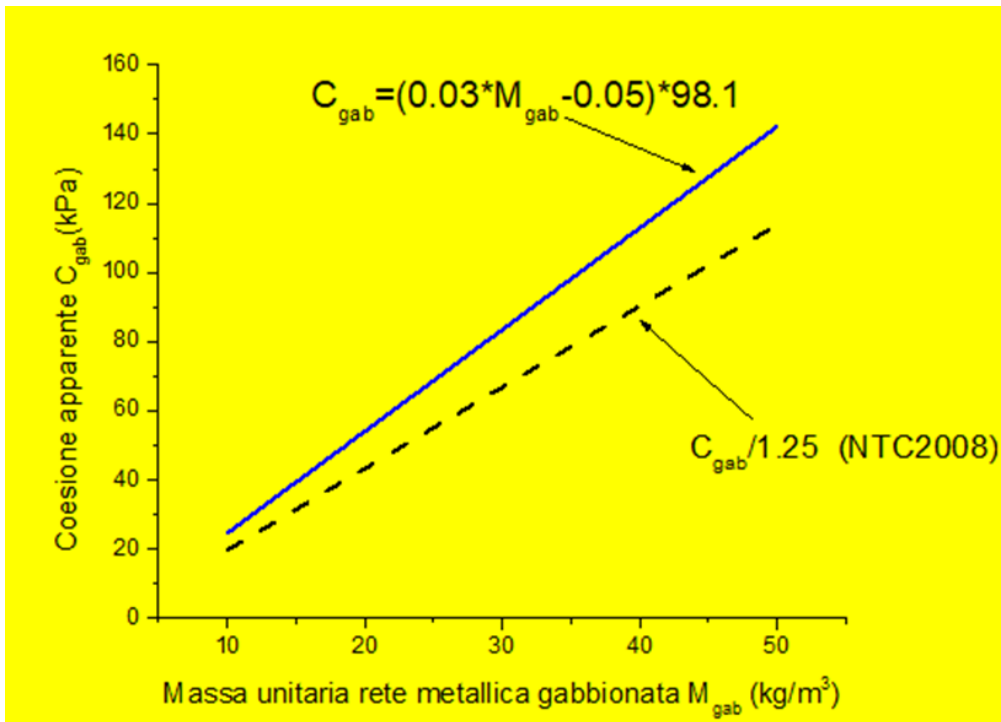


Fig. 2.4.2.5

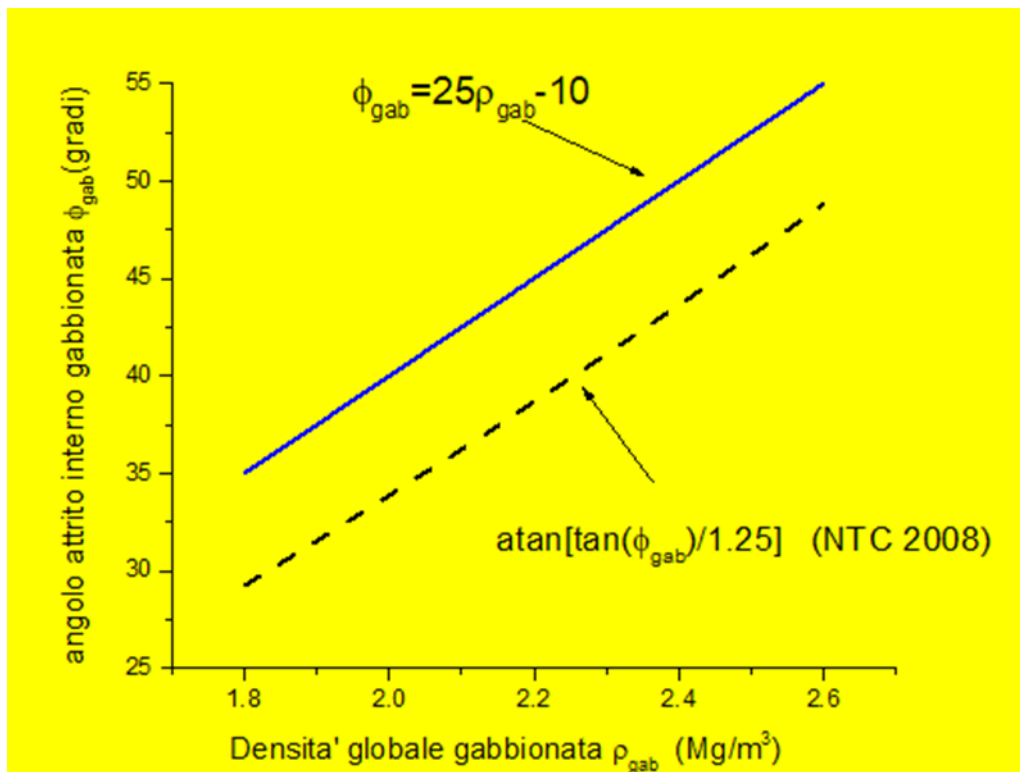


Fig. 2.4.2.6

In sintesi nel caso di muri di sostegno e strutture superficiali è conveniente:

- Inserire il muro come sua sezione e strato(lente) entro il pendio.
- Assegnare al muro di sostegno, in funzione del materiale costitutivo, opportuni valori di densità e resistenza al taglio. Per muri in CA gamma 23-25  $\text{kN}/\text{m}^3$ ;  $C_u=300-2000$  kPa, Per le gabbionate: gamma 20-25  $\text{kN}/\text{m}^3$ ;  $C'=20-90$  kPa e  $\phi'=35^\circ-45^\circ$  (Clayton et al. 2014). Per

muri a secco in pietrame è conveniente invece considerare parametri di resistenza al taglio seguendo il criterio di rottura non lineare di Hoek et al. (2002) dove il muro a secco è considerato un ammasso roccioso molto fratturato (Borselli & Petri 2020) (vedasi appendice D per dettagli)

- Effettuare verifiche di stabilità globali con il metodo usuale, considerando anche superfici che passano per lo spigolo interno dell'opera.
- Considerare superfici singole che si originano nello spigolo esterno in basso dell'opera e/o aggiungere una la forza di reazione stabilizzante alla base.
- Considerare possibili effetti di forze destabilizzanti in testa alla superficie come *tension cracks* riempiti di acqua.

### 2.4.3 Tiranti e Chiodi

Secondo le RACCOMANDAZIONI ISRM (1993) il termine Tirante si riferisce "all'insieme composto da armatura, malta, dadi di bloccaggio, piastra di ripartizione, ecc., utilizzati per il rinforzo del terreno oppure come trasferimento al terreno di carichi esterni".

Tali strutture sono solitamente utilizzate per incrementare la stabilità di un pendio e per ancorare opere di sostegno a un substrato generalmente ad elevate proprietà meccaniche (es. roccia). L'azione dei tiranti, solitamente in gruppo, è in pratica una azione di tipo stabilizzante che ha influenza sul coefficiente di sicurezza complessivo del pendio dove essi sono posizionati.

Secondo la normativa vigente per ciascuno dei tiranti è previsto una tensione o resistenza di progetto (espressa in kN/m) ricavata mediante opportune prove di carico fino a rottura o sfilamento (RACCOMANDAZIONI ISRM, 1993).

La stabilità complessiva di un pendio dove è presente un sistema di tiranti deve essere effettuata tenendo conto della tensione o resistenza di progetto, della posizione, lunghezza e inclinazione di ciascuno dei tiranti e della interazione con le varie superfici di scivolamento possibili (fig. 2.4.3.1).

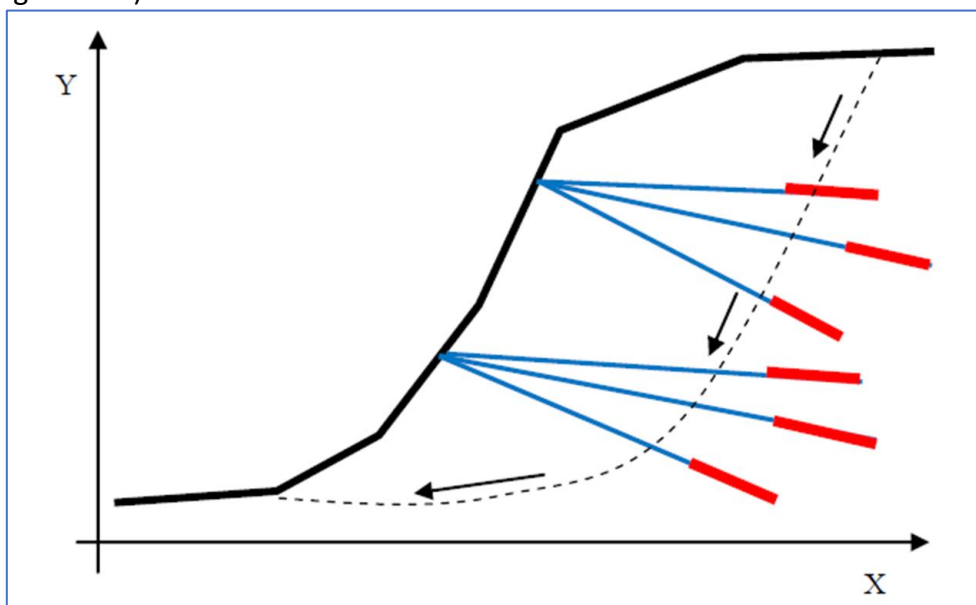


Fig. 2.4.3.1

Per ogni tirante, a cui è associata una resistenza unitaria (nel senso della larghezza del pendio) di progetto, o trazione,  $T$  (kN/m), qualora sia attraversato da una potenziale superficie di scivolamento, vengono ricavate le componenti orizzontale e verticale di  $T$  (fig. 2.4.3.2, 2.4.3.3).

Viene fatta comunemente una distinzione tra **Tiranti Passivi** e **Tiranti Attivi**. Il primo tipo di tiranti si riferisce a tiranti posti in opera senza essere pretensionati con la loro massima resistenza di progetto. Il secondo tipo viene posto in opera e pretensionato alla sua resistenza massima di progetto.

Nel codice di calcolo è utilizzata la procedura indicata da Zhu et al. (2005) dove tutte le forze resistenti aggiuntive vengono considerate nelle loro componenti orizzontali e verticali. Per il calcolo di  $F_s$  in presenza di pendii rinforzati da tiranti in condizioni Attive e Passive sottoposti ad un Carico di progetto  $T$  e caratterizzati da un angolo  $\beta$  definito dalla direzione del tirante e dalla direzione orizzontale (fig. 2.4.3.2). Nella figura 2.4.3.3 viene indicato il modello di calcolo dell'effetto delle componenti di  $T$  che agiscono nella direzione locale della superficie di scivolamento.

Nel caso di un **TIRANTE ATTIVO** (Hoek,1981; Giani,1992; Read & Stacey, 2009) il contributo del tirante viene calcolato come riduzione delle altre forze agenti e favorevoli allo scivolamento la seguente espressione:

$$F_s = \frac{\text{Forze resistenti}^*}{\text{Forze agenti} - \sum_i T a_i} \quad (2.4.3.1)$$

\*Si considera per il Tirante ATTIVO anche il contributo dell'incremento di  $N'$  locale prodotto dal Pre-tensionamento.(fig. 2.4.3.5)

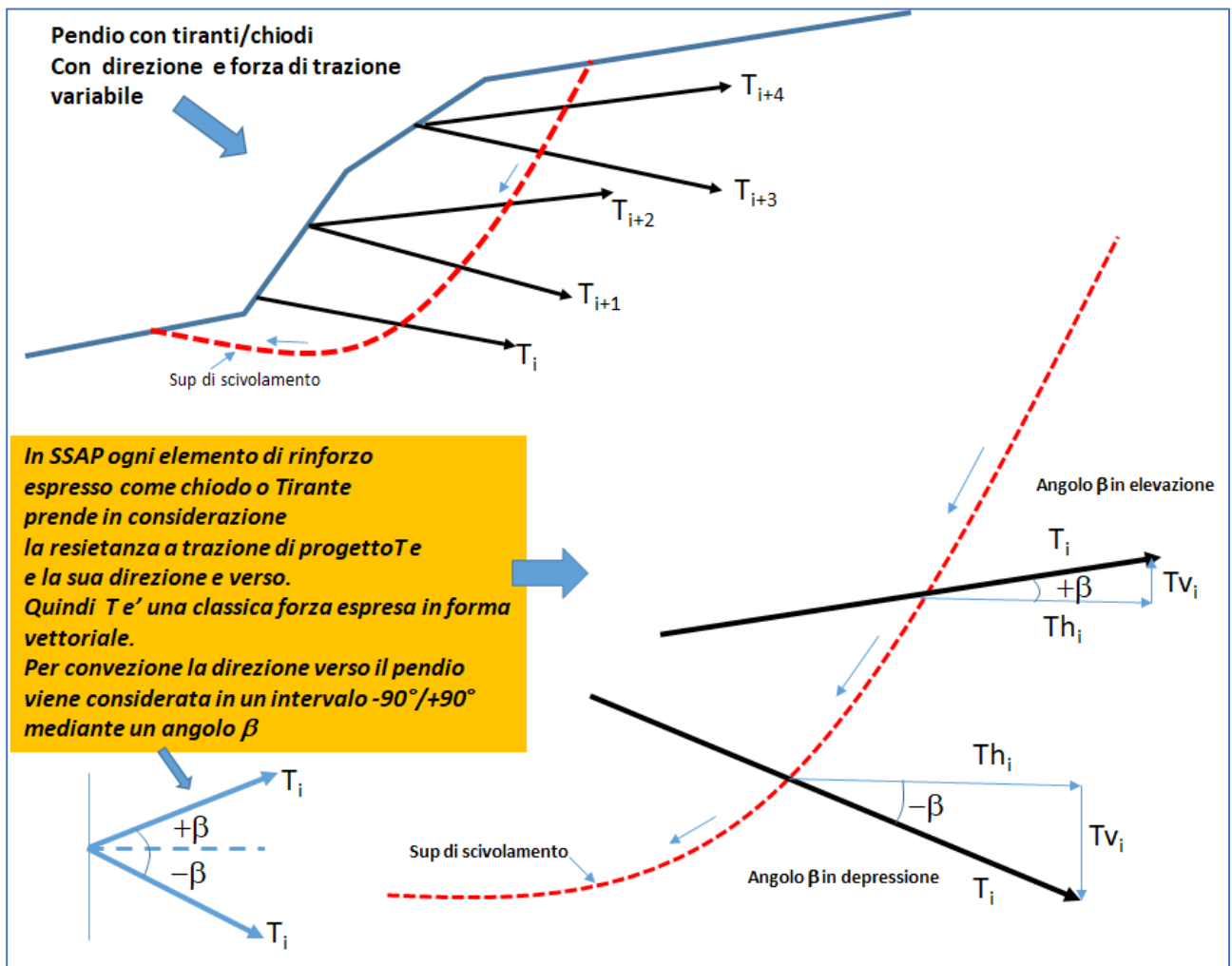


fig. 2.4.3.2

In SSAP si considerano sempre tutte le componenti orizzontali di tutte le forze interne ed esterne espresse in forma Vettoriale. Quindi le forze  $T$  vengono scomposte nelle corrispondenti componenti orizzontali e verticali:

$$T_v = T \sin \beta$$

$$T_h = T \cos \beta$$

$\alpha$  e' l'angolo della pendenza locale della superficie di scivolamento

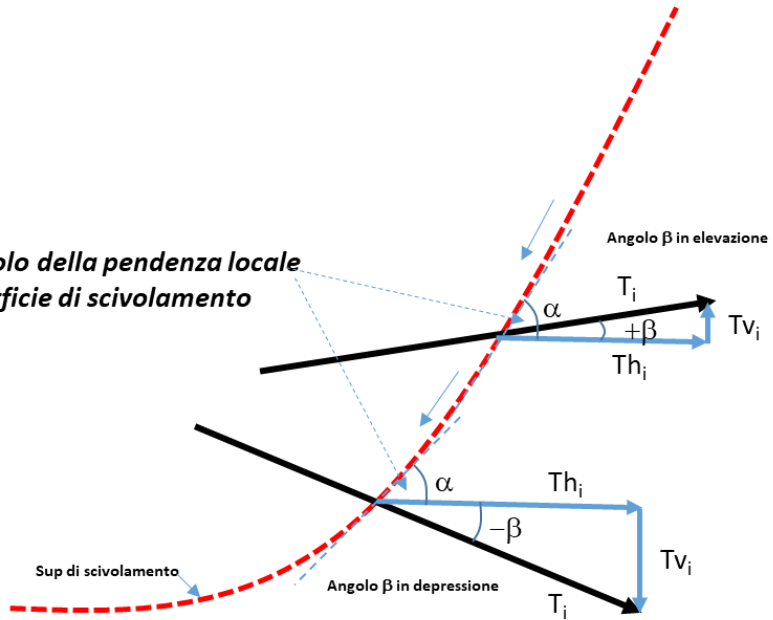


fig.

2.4.3.3

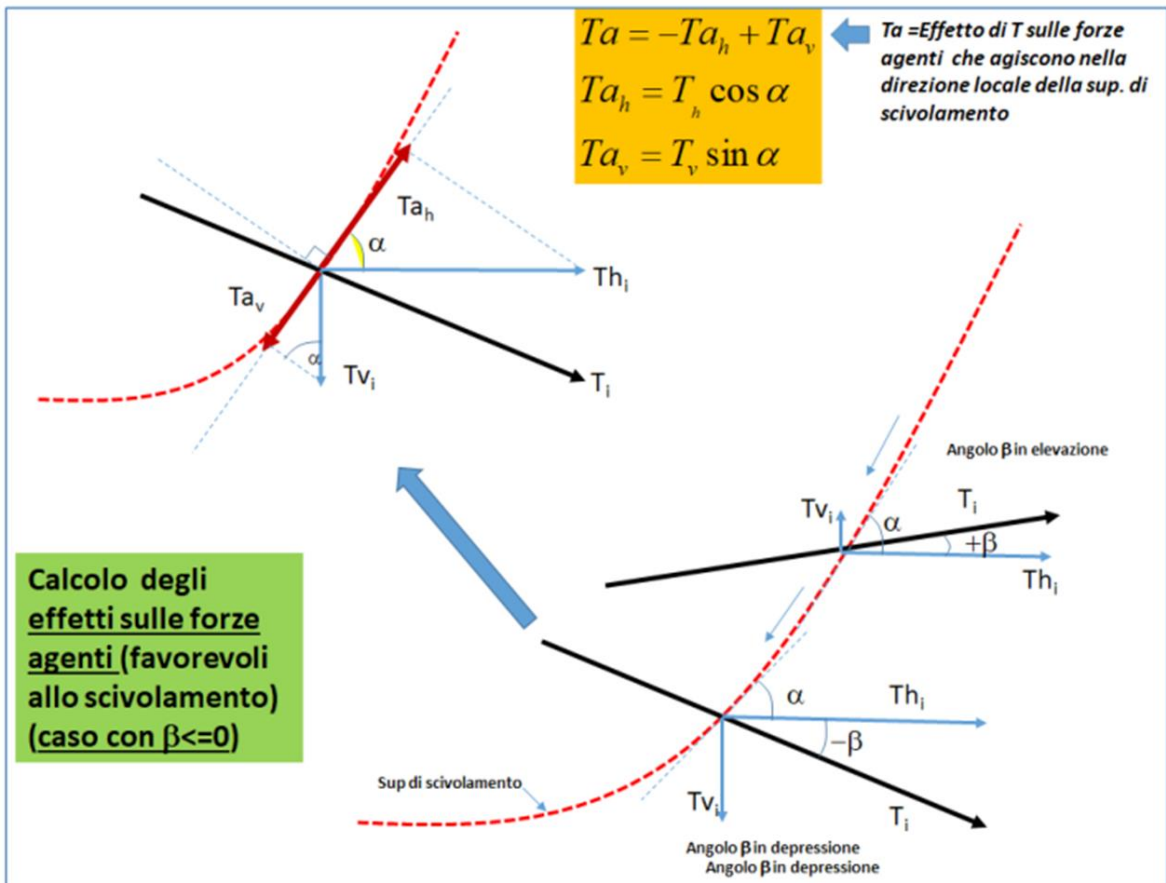


fig. 2.4.3.4



Nel caso di un **TIRANTE PASSIVO** (Hoek,1981; Giani,1992; Read & Stacey, 2009)  $F_s$  viene calcolato con la seguente espressione:

$$F_s = \frac{\text{Forze resistenti} + \sum_i T a_i}{\text{Forze agenti}} \quad (2.4.3.2)$$

dove le componenti orizzontali e verticali  $T_a$  sono calcolate dalle equazioni in figura 2.4.3.4 e le componenti  $Tr$  che agiscono sulle forze normali  $N$  agenti localmente sulla superficie di scivolamento sono mostrate nella figura 2.4.3.5(caso del tirante attivo).

Secondo HOEK & BRAY (1981) l'uso della equazione (2.4.3.1) è giustificato quando  $T$  è da considerarsi una forza attiva ovvero quando il tirante è posto in tensione prima che sia avvenuto un qualsiasi tipo di movimento. L'uso della equazione (2.4.3.2) è invece da utilizzarsi quando il tirante non è pre-tensionato e la resistenza (passiva) si svilupperà, come reazione, al momento in cui avverrà il movimento del pendio.

Nel caso di pendii già instabili può essere considerato di effettuare la verifica di stabilità utilizzando la equazione (2.4.3.2). **In ogni caso la resistenza di progetto del tirante deve essere ricavata mediante test da effettuarsi seguendo la normativa vigente e le procedure consolidate a livello internazionale** (vedasi anche RACCOMANDAZIONI ISRM, 1993, Frolidi, 2016; sezione 2.4.3.2 di questo manuale).

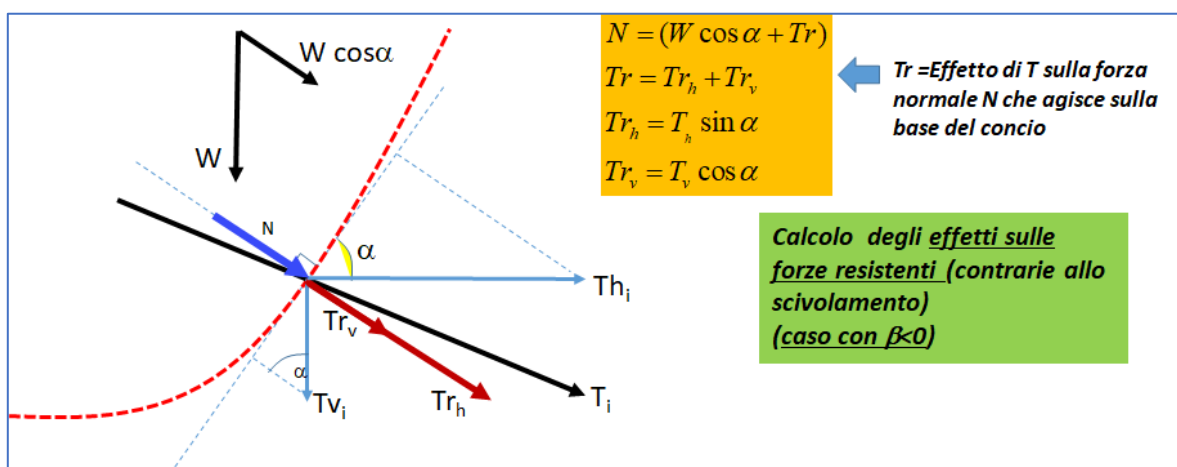


Fig. 2.4.3.5

Si ricorda che nel caso di pendii in materiali sciolti l'area di fondazione del tirante deve essere posta in materiali ad elevata resistenza meccanica (roccia, ghiaie, conglomerati, ecc.) al fine di ottenere un effetto stabilizzante efficace.

Oltre a alle pure componenti di T sulle forze agenti e resistenti, SSAP considera anche i momenti generati dalle componenti orizzontali, essendo in SSAP implementato un sistema di calcolo LEM rigoroso che considera contemporaneamente l'equilibrio delle forze e dei momenti.

**Si consideri sempre** anche la possibilità di superfici di scivolamento profonde che non intersecano il sistema di tiranti presenti nel pendio. In questo caso il sistema di chiodi o tiranti non sarà di alcuna utilità.

### 2.4.3.1 Distribuzione delle forze resistenti in tiranti e chiodi

In SSAP è stata inserita la possibilità di utilizzare una distribuzione non lineare della forza resistente  $T$  da considerare in corrispondenza della intersezione della superficie di scivolamento e del tirante. Lo schema di ripartizione della forza resistente di un tirante è illustrato nella figura 2.4.3.6 la lunghezza totale del tirante è ripartita in una porzione libera e in una porzione cementata. La forza resistente massima  $T_{max}$  (o **resistenza di progetto**) del rinforzo è dovuta alla resistenza della porzione di ancoraggio cementata, alla resistenza ultima del cavo del tirante o alla resistenza della piastra di ripartizione in testa. Noto il valore  $T_{max}$  di progetto, la resistenza  $T$  da utilizzare nel calcolo risulta quindi funzione del punto dove abbiamo la intersezione tra la superficie di scivolamento e l'asse del tirante, di fatto  $T=f(L_i)$ ; dove  $L_i$  è la lunghezza sottesa dalla testa del rinforzo al punto di intersezione con la superficie di scivolamento assunto

In SSAP Abbiamo quindi due tipi di distribuzioni di resistenza (figura 2.4.3.7):

- 1) Una **distribuzione di tipo RETTANGOLARE** dove  $T=0$  nel caso di intersezioni nella zona cementata di ancoraggi, mentre  $T=T_{max}$  per le intersezioni che avvengono nella zona libera.
- 2) Una **distribuzione TRAPEZOIDALE** dove  $0 < T < T_{max}$  per le intersezioni che avvengono nella zona cementata di ancoraggio, mentre  $T=T_{max}$  per le intersezioni che avvengono nella zona libera.

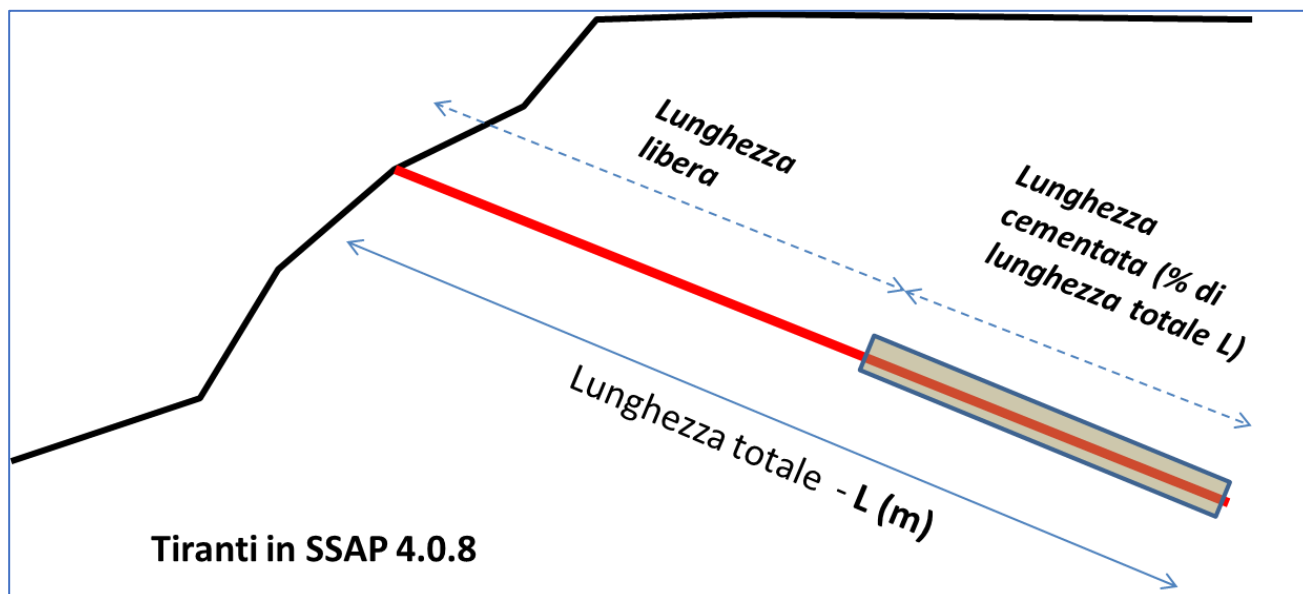


Fig. 2.4.3.6

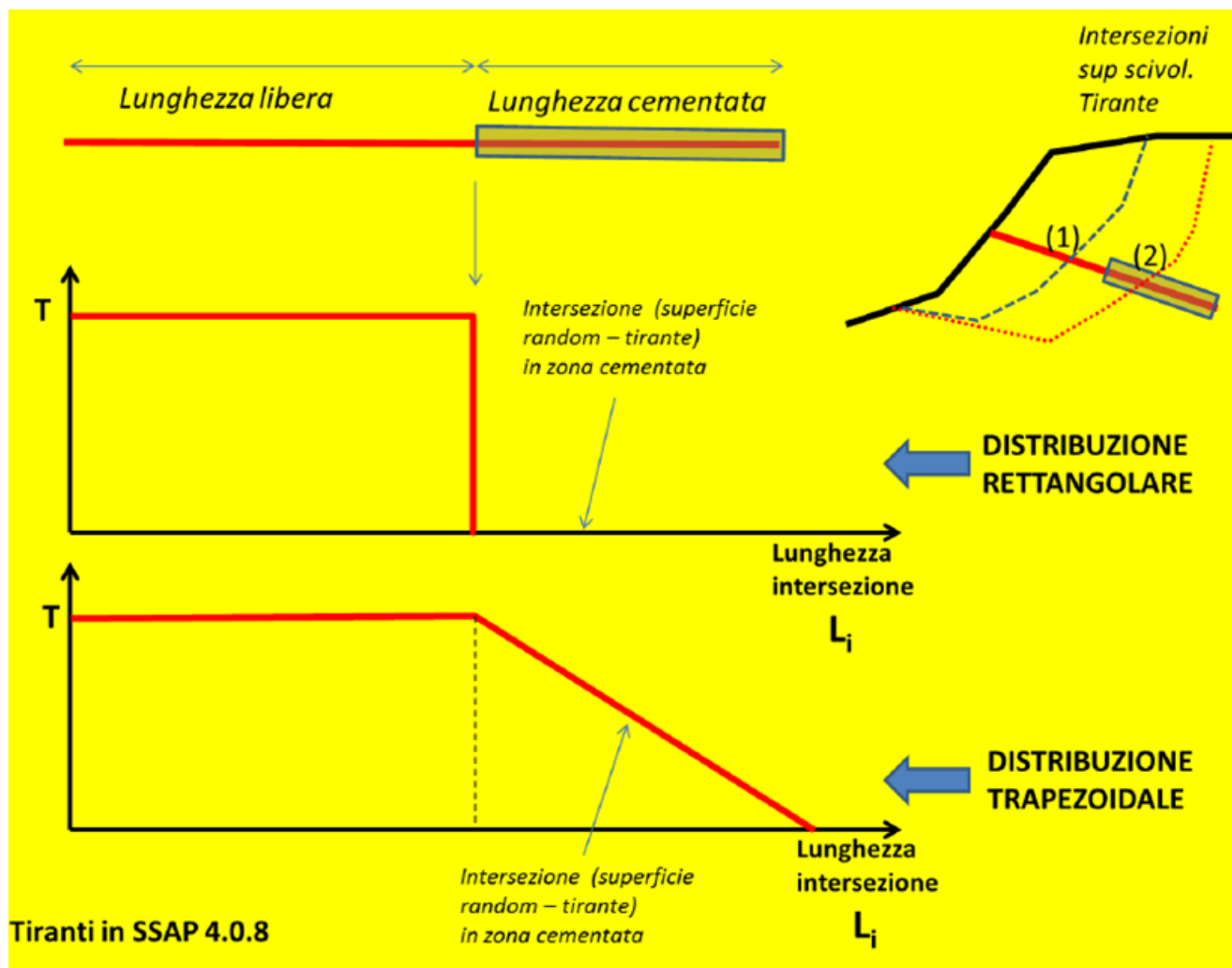


Fig. 2.4.3.7

In generale abbiamo che la forza di reazione nominale del tirante è ottenuta con la seguente equazione:

$$T = F T_{\max} \quad (2.4.3.3)$$

dove **F** è un coefficiente compreso tra 0.0 e 1.0 che rappresenta il primo livello di riduzione della forza massima di reazione di progetto assegnata al rinforzo.

**F** è funzione della posizione della intersezione tra il tirante e la superficie di scivolamento considerata e dalla distribuzione assunta ( Rettangolare o Trapezoidale) della resistenza di progetto del rinforzo. In funzione del tipo di distribuzione assunta avremo:

- Nel caso di una distribuzione **RETTANGOLARE**, **F=0** nel caso di intersezioni nella zona cementata di ancoraggi, mentre **F=1.0** per le intersezioni che avvengono nella zona libera.
- Nel caso di una distribuzione **TRAPEZOIDALE**, **0<F<1.0** per le intersezioni che avvengono nella zona cementata di ancoraggio, mentre **F=1.0** per le intersezioni che avvengono nella zona libera.

In SSAP è quindi necessario scegliere il tipo di distribuzione da utilizzare: la rettangolare o la trapezoidale **che è quella standard (consigliata)**, selezionandola tra le opzioni base per i tiranti (vedasi capitolo 5). Per completare la modellizzazione degli effetti del rinforzo viene utilizzato un parametro addizionale: la percentuale cementata **Lc(%)** della lunghezza totale **L** del tirante. Questo parametro permette una maggior flessibilità nella modellizzazione dell'effetto

stabilizzante del tirante. È possibile infatti con questo parametro anche simulare l'effetto stabilizzante di micropali inclinati dove la percentuale di cementazione arriva anche a oltre il 90%.

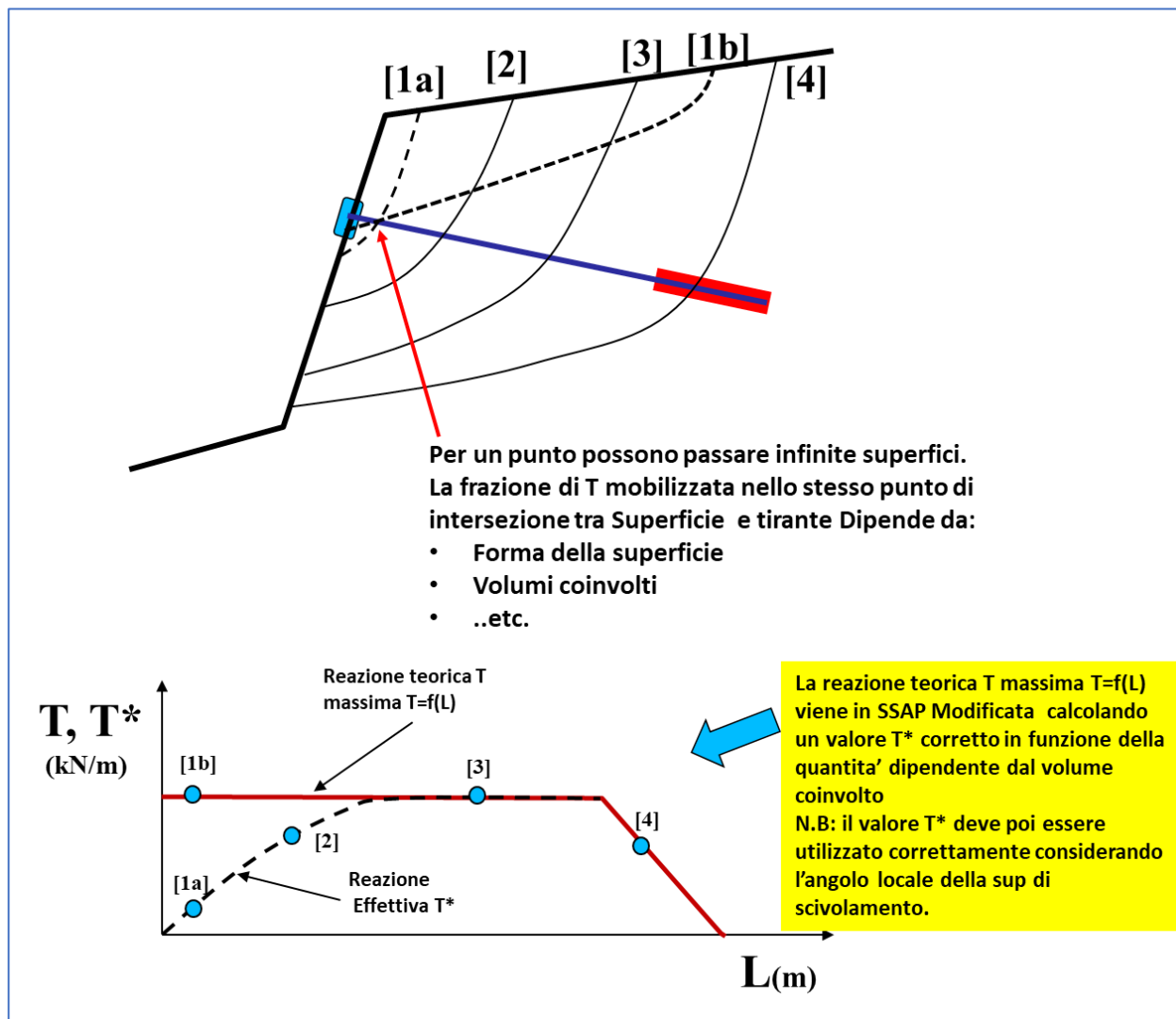


Figura 2.4.3.8

**N.B: Nel caso di tiranti Attivi è necessario prestare attenzione al valore della forza T che viene utilizzata. Valori eccessivi di T possono portare a valori Fs NEGATIVI, o fuori scala, perché appare un termine che decrementa eccessivamente le preesistenti forze agenti destabilizzanti fino a superarle. In caso di tiranti Attivi è necessario analizzare il comportamento del pendio facendo analisi con incrementi progressivi di T e monitorando il comportamento con attenzione. Nel caso si ottengano Fs NEGATIVI le relative superficie non verrebbero mai visualizzate e si otterrebbe un basso valore di convergenza nel calcolo di Fs. Una bassa % del tasso di convergenza (o stabilità numerica) indica in presenza di opere di rinforzo di un possibile eccesso delle forze resistenti.**

Per evitare il problema sopra descritto, a partire da SSAP 4.9.9, è stata attivata una procedura automatica di riduzione della forza di reazione del tirante nel caso che i volumi e le masse in gioco, definite dalla superficie di scivolamento, siano modesti. In questo caso la procedura indicata nella figura 2.4.3.8 si attiva automaticamente e la forza di reazione del tirante viene modificata calcolando la reazione  $T^*$  **effettivamente mobilizzata** mediante la seguente equazione:

$$T_i^* = \Omega_i T_i = \Omega_i F_i T_{\max_i} \quad (2.4.3.4)$$

dove:

$\Omega_i$  è il coefficiente di mobilitazione, o fattore di scala riduttivo, (variabile tra 0.0 e 1.0), che è ottenibile dalle seguenti equazioni:

$$T_{ah_i} = F_i T_{\max_i} \sin \beta_i \cos \alpha_i \quad (2.4.3.5)$$

$$\Omega_i = \frac{\min(T_{ah_i}, \sum \Delta_{def})}{T_{ah_i}} \quad (2.4.3.6)$$

dove:

$T_{ah_i}$  = reazione del tirante nella componente collineare alla pendenza locale della superficie di scivolamento (kN/m)

$F_i$  = fattore di riduzione di primo livello che dipende dalla posizione della intersezione tra tirante e superficie di scivolamento (adimensionale)

$T_{\max_i}$  = tensione di progetto del rinforzo (kN/m)

$\beta_i$  = angolo di inclinazione del rinforzo rispetto alla orizzontale (gradi)

$\alpha_i$  = pendenza locale della superficie di scivolamento nel punto di intersezione con il rinforzo (gradi)

$\Delta_{def}$  = entità complessiva (kN/m) del deficit delle forze resistenti (unitarie) sulla superficie di scivolamento.

La quantità generale del deficit  $\Delta_{def}$  delle forze resistenti utilizzate allo scopo di questo calcolo è trasferita integralmente nel punto di intersezione, e posta collineare con la pendenza locale della superficie di scivolamento. Il valore di  $\Delta_{def}$  viene ottenuto con la seguente equazione:

$$\Delta_{def} = F_{s_{mob}} \sum_i A_i - \sum_i R_i \quad (2.4.3.7)$$

dove:

$\sum_i A_i$  = entità complessiva (kN/m) delle forze agenti (unitarie) sulla superficie di scivolamento.

$\sum_i R_i$  = entità complessiva (kN/m) delle forze resistenti (unitarie) sulla superficie di scivolamento.

$F_{s_{mob}}$  = fattore di sicurezza minimo per il calcolo della mobilitazione locale

La entità delle forze resistenti (unitarie)  $\sum_i R_i$ , sulla superficie di scivolamento, nella porzione a monte del punto di intersezione con il rinforzo, viene nella eq. 2.4.3.7 divisa per un fattore  $F_{s_{mob}} = 2.0$ . Questa riduzione si rende necessaria per garantire maggiore sicurezza nella valutazione del deficit delle forze resistenti e calcolarlo rispetto a un fattore locale minimo di sicurezza  $F_{s_{mob}} = 2.0$ , anche in ottemperanza alle normative NTC2018 e EC7. Con questa modalità il valore del deficit locale delle forze resistenti agisce come un fattore di scala di

riduzione che evita una mobilitazione maggiore della reazione del tirante rispetto a quella fisicamente possibile. Nel caso che con la eq. 2.4.3.7 si ottenga  $\Delta_{def} < 0$  il valore del deficit viene posto  $\Delta_{def} = 0$ .

Nella figura 2.4.12 viene mostrato lo schema delle forze utilizzate nel calcolo di  $\Omega_i$  e  $T_i^*$ .

È importante considerare che sempre avremo  $T_i^* \leq T_{\max_i}$ , ovvero mai possiamo mobilitare una forza superiore al valore massimo assunto di progetto. Mentre in caso di volumi ridotti di terreno o roccia, delimitati dalla superficie di scivolamento a monte della zona di intersezione del rinforzo (fig. 2.4.3.8), possiamo avere in alcuni casi anche valori ridotti di  $\Omega_i$ , come valori di reazione  $T_i^*$  prossimi o uguali a zero.

Il concetto espresso dalle precedenti equazioni è insito nella procedura di progettazione per rinforzi attivi e passivi, indicata da Lazarte et al (2015)<sup>1</sup>, anche se nel nostro caso il fattore di scala riduttivo complessivo  $\Omega$  è ottenuto (con la procedura sopra illustrata) in base alla entità delle forze agenti localmente sul tirante.

**Si ricorda che la attivazione della procedura automatica del calcolo di mobilitazione della reazione del tirante è opzionale.** Tuttavia nel caso che l'utente scelga di disattivarla viene assunto un valore costante di  $\Omega_i = 1.0$ . **Tuttavia in questi casi potranno verificarsi situazioni in cui un eccesso di reazione e resistenza fuori scala possono produrre effetti che non sono fisicamente giustificati come indicato in precedenza.**

Durante il calcolo la procedura fino qui descritta è attivata per ognuno dei tiranti incontrati e intersecati dalla superficie di scivolamento e ripetuta per ognuna delle intersezioni. Dato che in SSAP si considerano le componenti orizzontali e verticali (fig. 2.4.3.2 , 2.4.3.3) delle reazioni mobilitate dai rinforzi, queste vengono ricavate con le seguenti equazioni:

$$T_{h_i} = \Omega_i F_i T_{\max_i} \cos \beta_i \quad (2.4.3.8a)$$

$$T_{v_i} = \Omega_i F_i T_{\max_i} \sin \beta_i \quad (2.4.3.8b)$$

<sup>1</sup> Vedasi il seguente manuale: Lazarte, C. A., Robinson, H., Gómez, J. E., Baxter, A., Cadden, A., & Berg, R. (2015). *Soil Nail Walls Reference Manual (No. FHWA-NHI-14-007)*

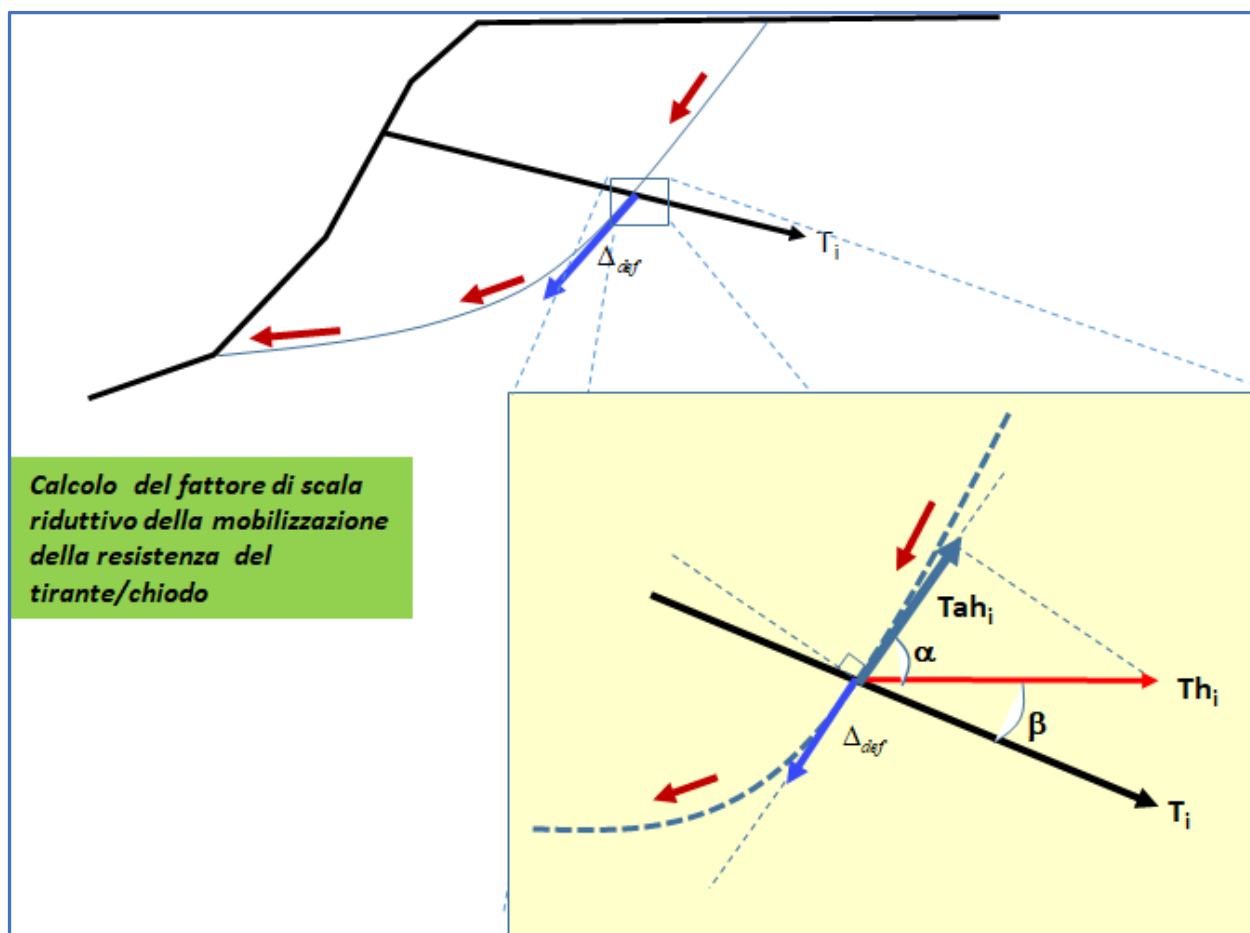


Figura 2.4.3.9

Una tabella riassuntiva con tutti i parametri di interazione, sopra descritti, tra sistema di tiranti/chiodi e superficie di scivolamento con  $F_s$  minimo viene prodotta nel rapporto finale di verifica.

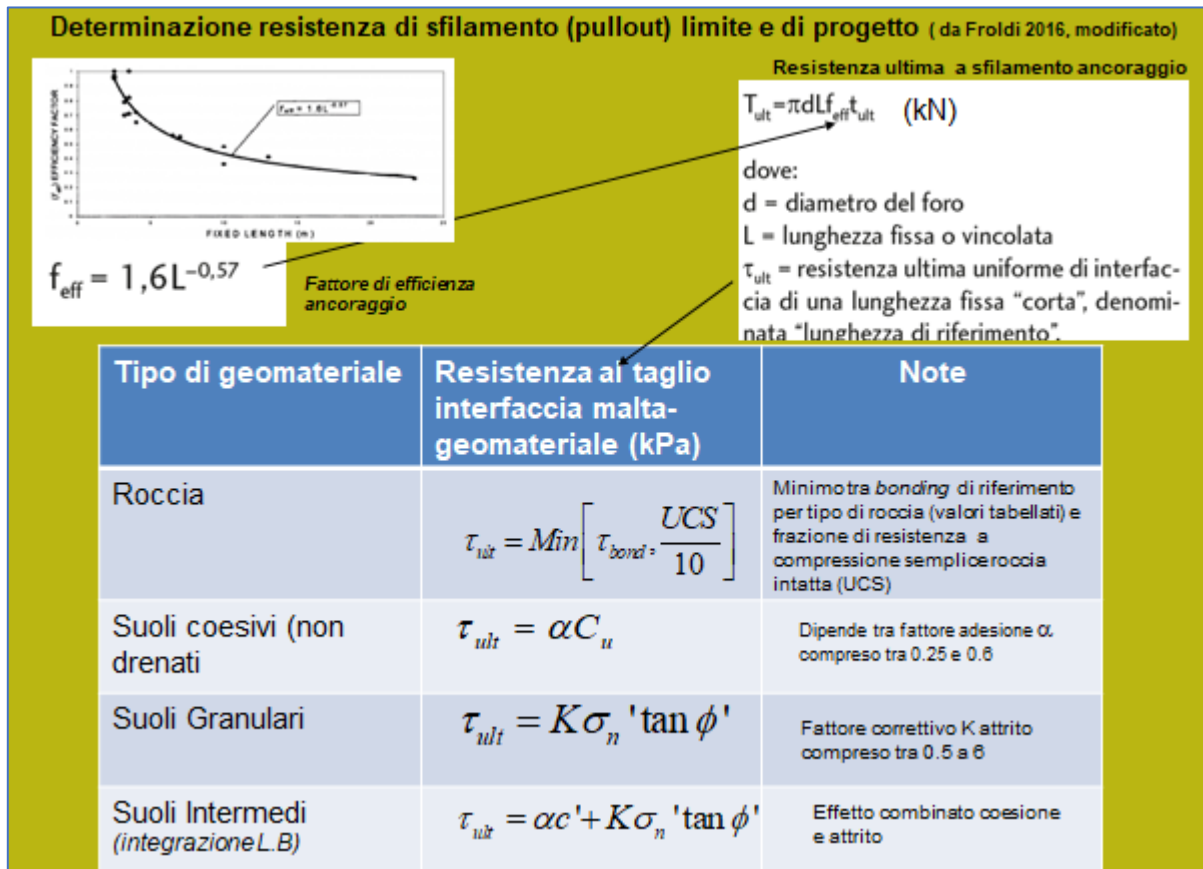
**N.B.:** La stessa procedura per il calcolo automatico della mobilitazione della reazione di un rinforzo, a partire dalla versione SSAP 5.0, può essere applicata anche nel caso di terre armate e palificate, delle interazioni tra terreno e rinforzi.

Per i dettagli nel formato del file che contiene i parametri per i tiranti, si veda il capitolo 3 di questo manuale

### 2.4.3.2 Stima o misura della resistenza allo sfilamento e di resistenza di progetto in tiranti e chiodi

La stima o misura della tensione o resistenza di progetto di un singolo tirante (espressa kN) può essere ricavata mediante opportune prove dirette di carico in sito sviluppate fino ad ottenere rottura o sfilamento. Una alternativa a questo procedimento è quella di utilizzare un insieme di modelli teorici, e equazioni empiriche, che consentono di ottenere una stima del valore di resistenza limite di sfilamento o rottura dell'insieme di struttura e interfaccia terreno/fondazione. Il testo di riferimento che mi permetto di citare, che sicuramente è un punto cardine nella letteratura italiana sull'argomento, è quello di Frolidi (2016). In questo articolo vengono sintetizzate le metodologie di misura e o/stima della resistenza limite alla rottura dell'ancoraggio e successivamente la resistenza limite e di progetto allo sfilamento.

La procedura di calcolo è sintetizzata in figura 2-4-3.10. Si rimanda al testo di Froidi (2016) per maggiori dettagli.



**Figura 2.4.3.10**

Con riferimento alla figura 2.4.3.10 il primo passo è la conoscenza delle caratteristiche geomeccaniche della zona di ancoraggio o fondazione e unitamente alla geometria del tirante nel suo complesso (incluso Lunghezza della zona di fondazione, o cementata; il diametro del foro). Le caratteristiche geomeccaniche della zona di fondazione influiscono direttamente nella stima della resistenza al taglio limite  $\tau_{ult}$  (kPa) che si sviluppa alla interfaccia tra Terreno/roccia e cementazione. Successivamente la forza di sfilamento ultima  $T_{ult}$  (kN) del tirante viene calcolata con la seguente equazione.

$$T_{ult} = \pi d L_c f_{ult} \tau_{ult} \quad (2.4.3.9)$$

Dove :

d=diametro del foro (m)

$L_c$ =lunghezza della porzione vincolata o cementata (m)

$f_{eff}$  =fattore di efficienza ancoraggio (adimensionale)

$\tau_{ult}$  =resistenza al taglio limite alla interfaccia tra Terreno/roccia e cementazione (kPa)

$T_{ult}$  =resistenza forza di sfilamento ultima del tirante singolo (kN)

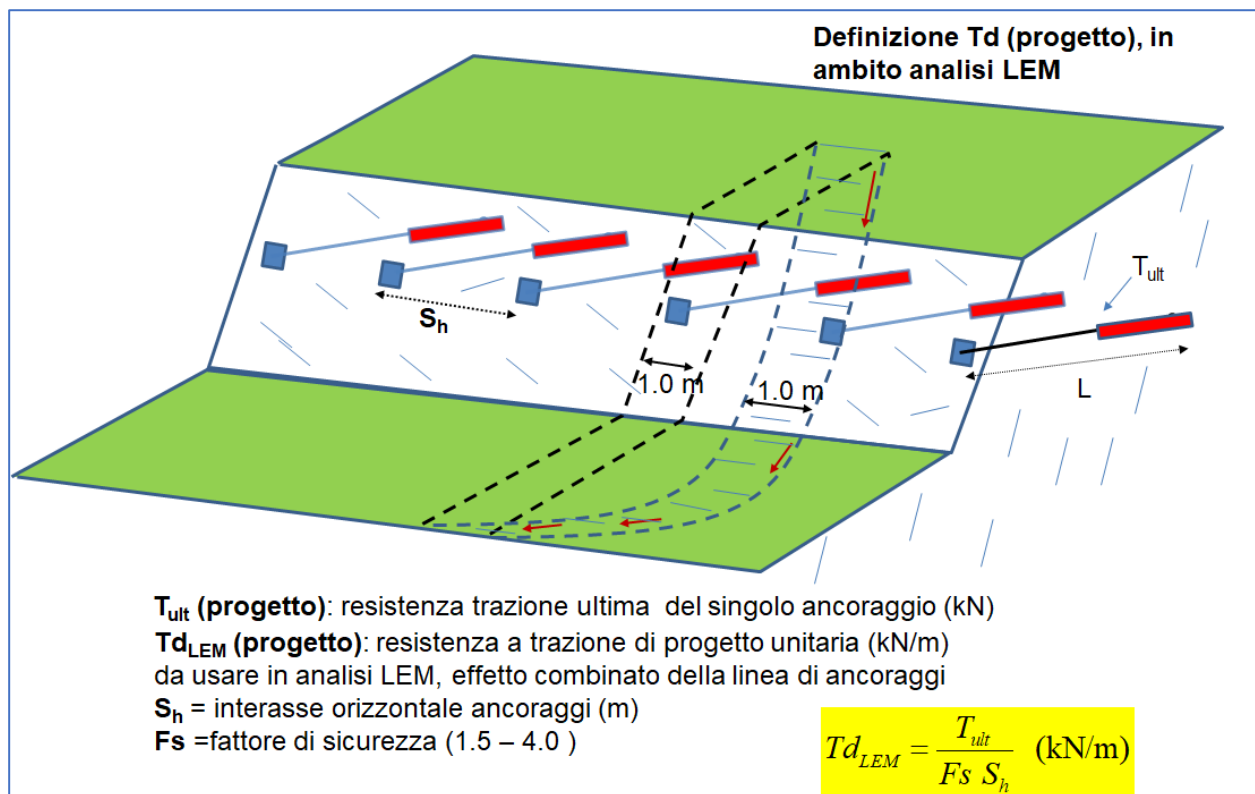


Il valore di  $f_{eff}$  viene solitamente assunto in funzione della lunghezza della zona di cementazione e segue sperimentalmente un andamento con un decadimento di tipo esponenziale che viene approssimato con la seguente formula (Froldi, 2016):

$$f_{eff} = 1.6L_c^{-0.57} \quad (2.4.3.10)$$

Per maggiori dettagli sulla metodologia e procedura di calcolo della forza di sfilamento ultima  $T_{ult}$  (kN) si suggerisce di fare riferimento al citato articolo di Froldi(2016) ed ai testi di Sabatini et al (1999), Lazarte et al.(2015), Aydan (2018), Cheung & Ho (2021).

Successivamente la resistenza finale a trazione unitaria di progetto  $T_{d_{LEM}}$  (kN/m), da utilizzarsi nella verifica di stabilità secondo metodologia all'equilibrio limite (LEM), come è implementata nei software SSAP e similari, deve essere ottenuta conoscendo la geometria di ogni fila di tiranti presenti nel nostro pendio, come indicato nella figura 2.4.3.11.



**Figura 2.4.3.11**

La resistenza a trazione unitaria di progetto  $T_{d_{LEM}}$  (kN/m) viene calcolata con la seguente equazione:

$$T_{d_{LEM}} = \frac{T_{ult}}{F_s S_h} \quad (2.4.3.11)$$

Dove:

$S_h$  =interasse orizzontale ancoraggi (m)

$F_s$ = Fattore di sicurezza, o coefficiente riduttivo (NTC2018) della resistenza di sfilamento ultima  $T_{ult}$ .

Si ricorda che  $F_s$  è un Coefficiente (adimensionale) compreso normalmente tra 1.5 e 4.0 e la cui selezione dovrebbe seguire le indicazioni presentate nel cap.6 delle vigenti norme NTC2018 per le strutture di ancoraggio.

La resistenza a trazione unitaria di progetto  $T_{dLEM}$  (kN/m) è il parametro da utilizzare come resistenza a trazione richiesta nel file .TIR che contiene i parametri dei tiranti/chiodi dell'intero sistema di rinforzo.

#### 2.4.4 Terre armate, Geogriglie, Geosintetici e muri in terra meccanicamente rinforzati (MSEW)

Le strutture in terra rinforzata sono correntemente utilizzate per la stabilizzazione di scarpate artificiali e rilevati. L'azione delle geogriglie, solitamente in gruppo, è in pratica una azione di tipo stabilizzante che ha influenza sul coefficiente di sicurezza complessivo del pendio ove esse sono posizionate.

La stabilità complessiva di un pendio dove è presente un sistema di geogriglie deve essere effettuata tenendo conto della tensione o resistenza massima di progetto, della posizione, della lunghezza di ciascuna delle geogriglie presenti e della interazione con le varie superfici di scivolamento possibili (fig. 2.4.4.1).

La resistenza massima unitaria di progetto e la lunghezza di ogni geogriglia deve essere determinata mediante i correnti metodi di progettazione che tengono conto della stabilità interna dell'opera (collasso, superamento di resistenza delle armature, sfilamento ecc.). Vedasi a questo proposito: Jewell (1990,1991), Greenwood(1990), Berg et al.(2009). A tale scopo esistono codici di calcolo e programmi specifici che aiutano in questa fase della progettazione (Leshchinsky et al. 2016).<sup>1</sup>

Una volta determinati i parametri ottimali per la stabilità interna è necessario condurre una verifica per controllare la compatibilità di questi con possibili movimenti di scivolamento globale, che interessano, cioè, anche porzioni dove le geogriglie non sono presenti. È questo il caso in cui si applica il programma SSAP.

Nella effettuazione della verifica di stabilità globale per ogni geogriglia che risulta intersecata da una potenziale superficie di scivolamento deve essere calcolata la resistenza efficace  $T_i$ , calcolata nelle sue componenti orizzontale, rispetto alla superficie di scivolamento (fig. 2.4.4.2). Nella stessa figura appaiono molteplicità di forme per le potenziali superfici di scivolamento. La natura composita delle potenziali superfici di scivolamento in un sistema di terre armate è fondamentale per comprendere la necessità di utilizzare uno strumento come SSAP che non predilige a priori nessuna forma (es. solo forme circolari) nelle potenziali superfici di scivolamento.

Ciascuna delle geogriglie ha una resistenza a trazione complessiva di progetto  $T$  e una lunghezza totale  $L$ . Si noti bene che:

$T$  = resistenza unitaria (nel senso della larghezza) a trazione della geogriglia (in kN/m);

$L$  = Lunghezza della geogriglia nel senso orizzontale (in m).

Tuttavia il valore di resistenza  $T_i$  da utilizzare nel calcolo per ogni geogriglia attraversata da una superficie di potenziale scivolamento deve considerare anche la resistenza allo sfilamento La resistenza  $Pr$  (kN/m) della geogriglia stessa (fig. 2.4.4.3).

In pratica ogni geogriglia è come un ancoraggio orizzontale che resiste allo sfilamento per azione delle sue caratteristiche geometriche (presenza di maglie, apertura), per le caratteristiche del terreno in cui è inglobata e per la pressione litostatica efficace sovrastante e per la lunghezza dell'ancoraggio a destra ed a sinistra della superficie di scivolamento (fig. 2.4.4.4).

<sup>1</sup> Vedasi il seguente manuali: .

- Berg, R. R., Christopher, B. R., Samtani, N. C., & Berg, R. R. (2009). *Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes—Volume I* (No. FHWA-NHI-10-024). United States Federal Highway Administration.
- Leshchinsky et al. 2016. "Limit Equilibrium Design Framework for MSE Structures with Extensible Reinforcement". United States Federal Highway Administration. <http://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/hif17004.pdf>

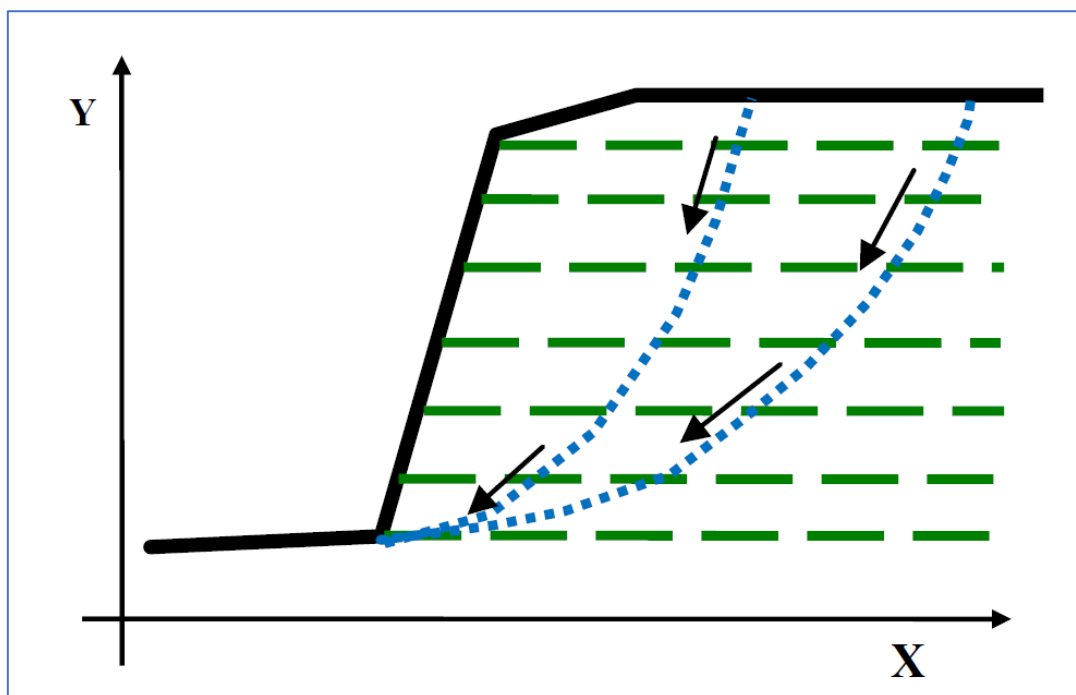


Fig. 2.4.4.1

La resistenza  $Pr$  (kN/m) (fig. 2.4.4.3) offerta allo filamento viene calcolata con la seguente formula Jewell (1990,1991), Greenwood(1990), Berg et al.(2009):

$$P_r = 2 f_b \tan \varphi' \sigma'_v L_a \quad (2.4.4.1)$$

dove:

$f_b$  = coefficiente di interazione suolo/geogriglia-geosintetico (*bond coefficient*); variabile, a seconda del tipo di geosintetico/geogriglia, tra 0.4 e 1.0. Tale parametro è indicato nelle caratteristiche tecniche della geogriglia /geosintetico ( In assenza di informazioni, usare un valore di 0.5);

$\sigma'_v$  = la pressione litostatica efficace (kPa);

$L_a$  = la lunghezza minima dell'ancoraggio (a sinistra o destra) rispetto alla superficie di scivolamento(m)

I parametri  $\sigma'_v$  e  $L_a$  vengono calcolati dinamicamente per ogni geogriglia e per ogni intersezione tra la superficie di scivolamento e la geogriglia. Nella determinazione di  $L_a$  viene adottato il seguente criterio:

$$L_a = \min(Ls, Ld) \quad (2.4.4,2)$$

dove:

$Ls$  = lunghezza della geogriglia a sinistra della intersezione con la superficie di scivolamento(m).

$Ld$  = lunghezza della geogriglia a destra della intersezione con la superficie di scivolamento (m)

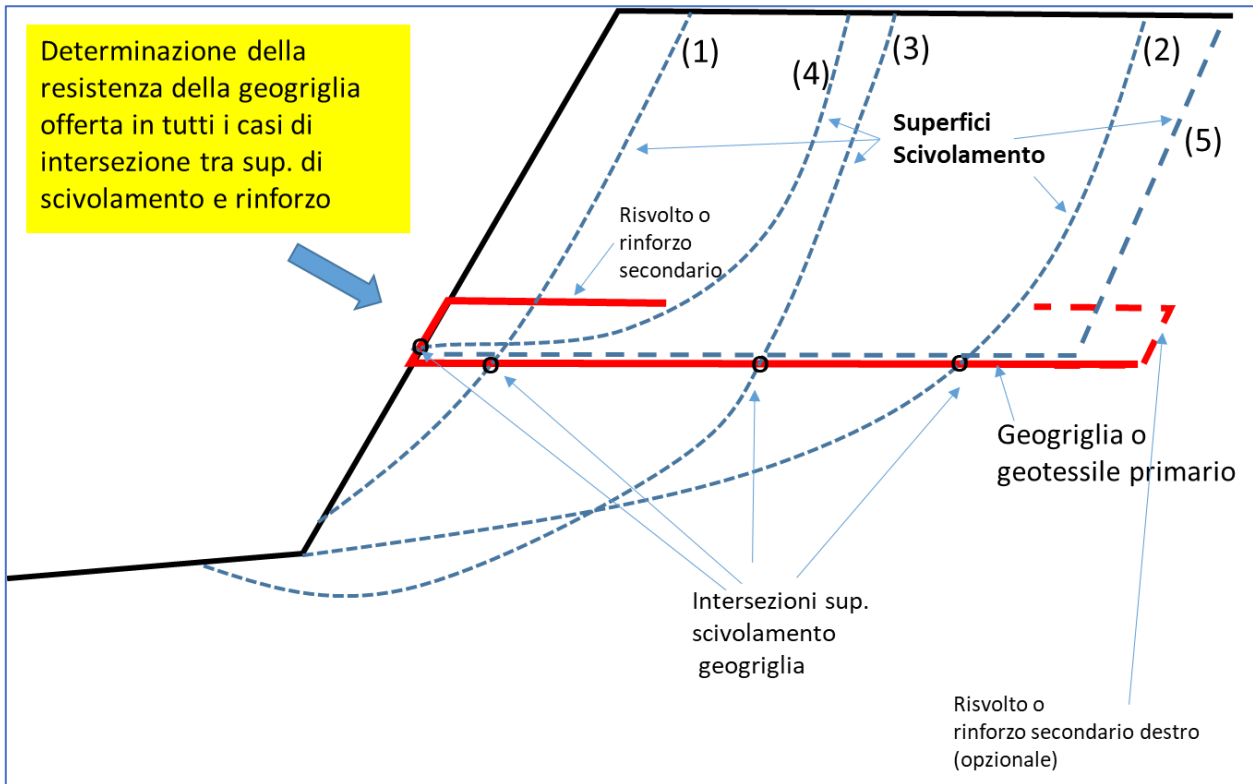


Fig. 2.4.3.2

In entrambi i casi le lunghezze a sinistra e a destra includono gli eventuali risvolti nel caso la lunghezza degli stessi sia >0 per la geogriglia presa in esame (fig. 2.4.4.4).

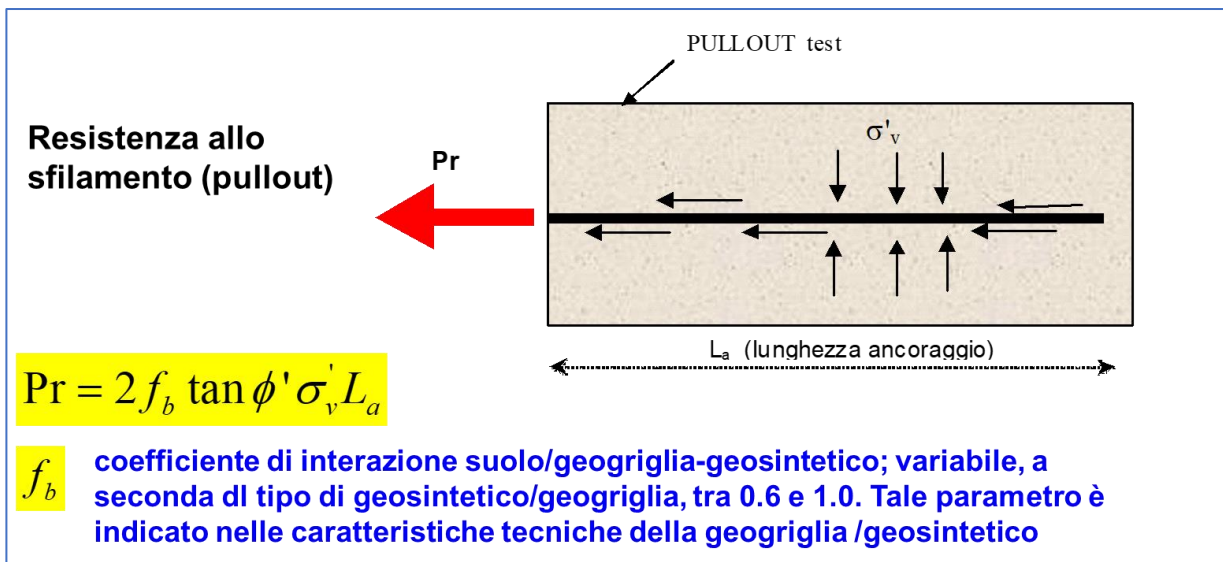


Fig. 2.4.4.3

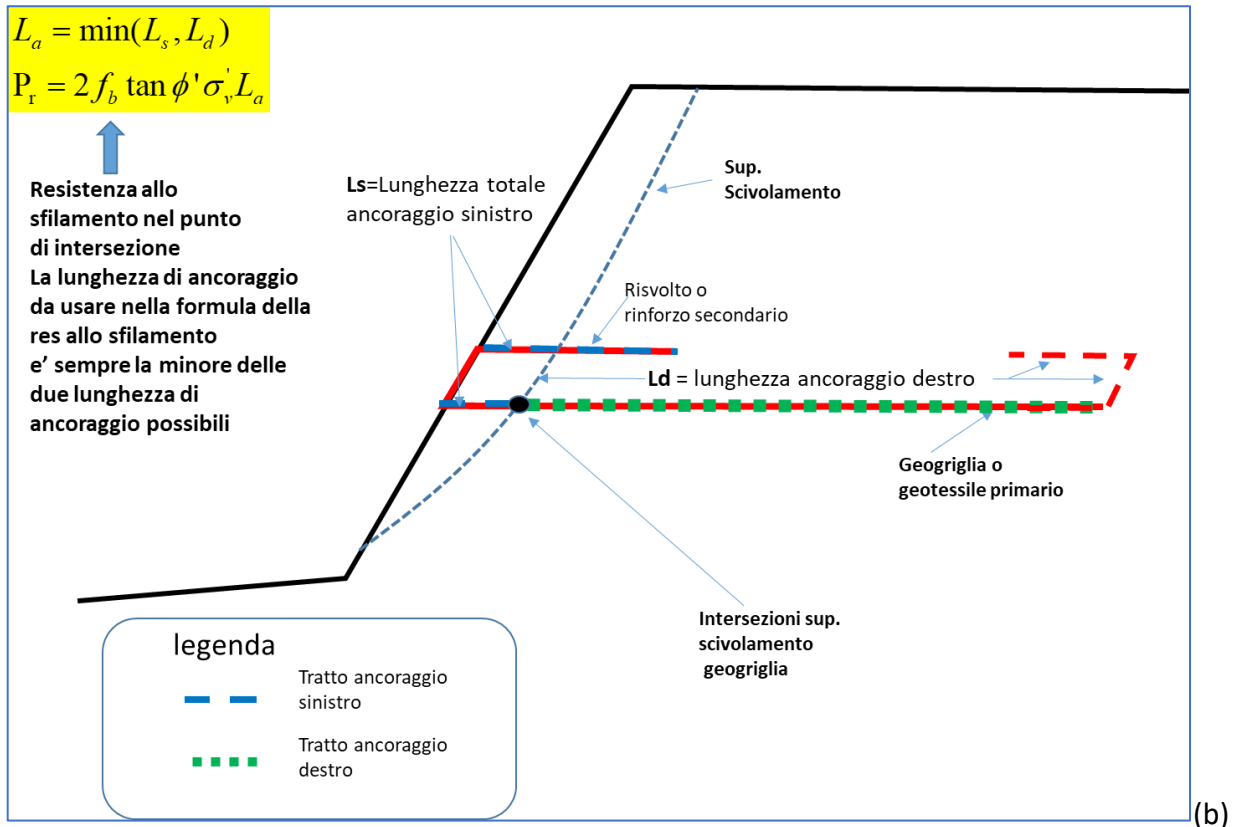


Fig. 2.4.4.4

Per ogni geogriglia/geosintetico viene quindi assunto come parametro di resistenza  $Tr_i$  del singolo rinforzo, il valore MINIMO tra **T** e **Pr**

$$Tr_i = \min(T, Pr) \quad (2.4.4.3)$$

In generale il singolo valore di **Pr** può risultare in certi casi maggiore di **T**; tuttavia la resistenza meccanica a trazione di progetto assunta per la geogriglia (indicata dal progettista o fornita dalla casa costruttrice) costituisce sempre il limite superiore nella resistenza del singolo rinforzo.

Nel caso di una intersezione della superficie nella faccia esterna del risvolto sinistro è necessario considerare la reazione orizzontale della geogriglia al punzonamento della stessa vedasi fig. 2.4.4.5

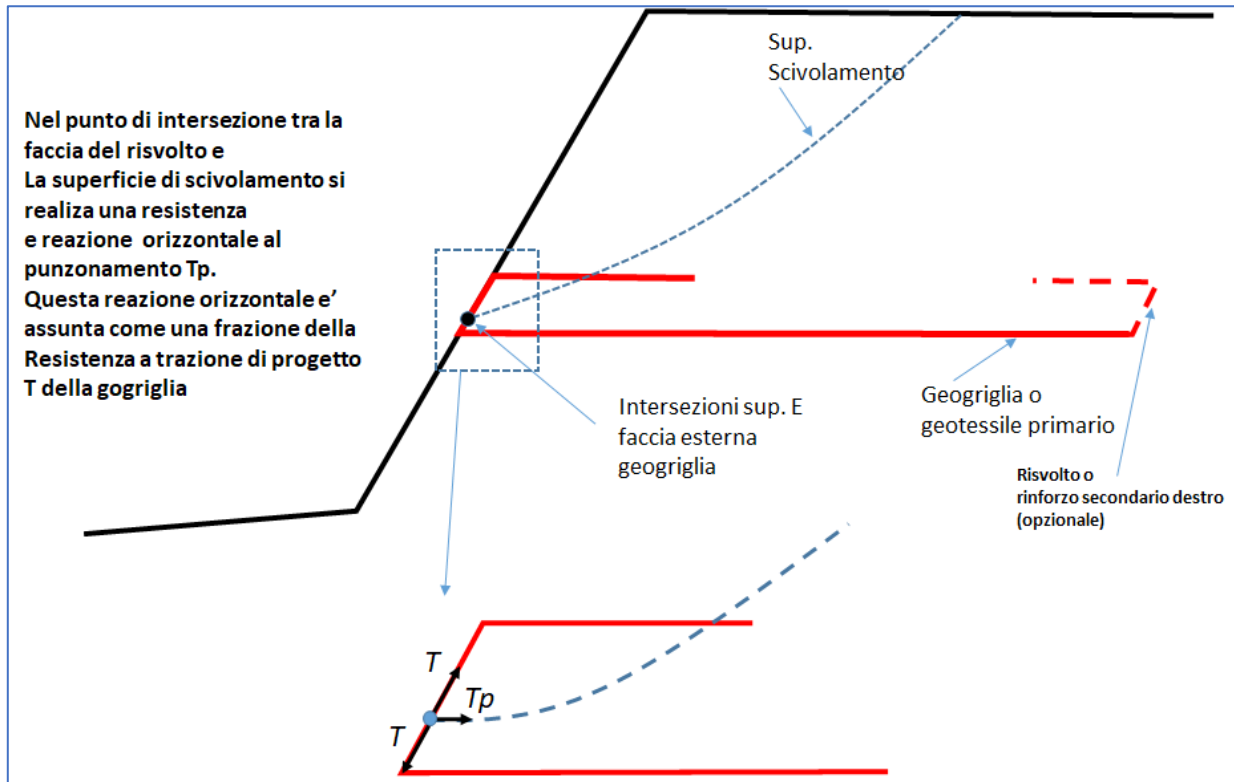


Fig. 2.4.4.5

In questo caso il valore della reazione orizzontale è diverso da  $T$  e generalmente inferiore. SSAP utilizza la seguente formula per calcolare la resistenza orizzontale al punzonamento nel caso di questo tipo particolare di intersezione.

$$T_p = \eta T \sin(90 - \beta) \quad (2.4.4.4)$$

Dove:

$T_p$  = reazione orizzontale al funzionamento (kN/m)

$T$  = resistenza a trazione di progetto della geogriglia (kN/m)

$\eta$  = coefficiente riduttivo della resistenza a trazione (adimensionale). Generalmente compreso tra 0- e 0.25, però per ragioni di sicurezza si può considerare un valore cautelativo compreso tra 0.05 e 0.1. questo valore è uguale a 0 nel caso di assenza di risvolto sinistro.

$\beta$  = angolo di pendenza della superficie esterna locale della faccia con risvolto, (in gradi)

Il valore di  $\eta$  può essere indicato opzionalmente nel file che contiene le caratteristiche delle geogriglie il cui contenuto e formato è presentato nel capitolo 3 di questo manuale.

Una volta stabilito il valore di resistenza da impiegare per ciascun singolo rinforzo del sistema  $F_s$  può essere calcolato con la seguente espressione derivata da Greenwood (1990), adattata per seguire la notazione di Zhou(2005):

$$F_s = \frac{\text{Forze resistenti}^*}{\text{Forze agenti} - \sum_i T_i} \quad (2.4.4.5)$$

L'impostazione della eq. 2.4.4.5 è equivalente a considerare ogni geosintetico come un rinforzo orizzontale (LESHCHINSKY *et al.* 2016) ma che nel contesto dei metodi di calcolo dell'equilibrio limite deve essere formulato come elemento che contemporaneamente riduce le forze agenti, ma che in questo caso anche incrementa le forze resistenti (LESHCHINSKY *et al.* 2016) attraverso una alterazione (incremento\*) locale della pressione normale alla superficie di scivolamento.

Inoltre, secondo AASHTO (1998), Elias *et al.* (2001), QA SPECIFICATION R57, (2002), Leshchinsky (2004), **va distinto, nel caso delle terre armate, il concetto di progettazione da quello di verifica.**

Per **progettazione** si intende il processo attraverso il quale si ottimizzano una serie di elementi strutturali di una struttura in terra rinforzata al fine di ottenere certe condizioni di stabilità minime richieste dalla normativa o stabilite a priori dal progettista (stabilità interna, esterna globale e capacità portante fondazione). La progettazione di una struttura in terra rinforzata passa in pratica attraverso una serie di procedure codificate per valutare la domanda di incremento di resistenza, locale e complessiva, e la valutazione di capacità effettiva di incremento di resistenza fornita dalle strutture (terre rinforzate con geogriglie e muri blocchi).

Le procedure di **verifica** invece rappresentano qualcosa di diverso. Si ipotizza infatti una modello strutturale completo (rivestimento esterno, elementi di rinforzo, riempimento a tergo, suolo di fondazione ecc.). Successivamente mediante una procedura basata su metodi all'equilibrio limite o agli elementi finiti si verifica la stabilità locale e complessiva dell'opera (Zornberg 1998, Leshchinsky 2002, 2004).

Il programma SSAP permette di operare una verifica di questo tipo, ovvero una verifica complessiva (secondo LESHCHINSKY *et al.* 2016).

**Nel caso particolare dei Muri in terra meccanicamente stabilizzati (MSEW)** ovvero muri con elementi di rivestimento con blocchi prefabbricati o elementi di gabbionate a tergo rinforzati con ancoraggi costituiti da geogriglie e geosintetici, da un esame della letteratura tecnica sull'argomento si riscontra una certa varietà dei metodi di progettazione e verifica (AASHTO 1998, Elias *et al.* 2001, QA SPECIFICATION R57, 2002, Leshchinsky 2004) .

Rispetto alle verifiche dei muri in terra rinforzata con sole geogriglie e geotessuti, per le strutture MSEW è necessario operare come segue:

- Il paramento esterno (blocchi o gabbionate) deve essere modellizzato come un elemento resistente per coesione e attrito analogo a una lente di suolo (Leshchinsky 2004).
- Il risvolto delle geogriglie deve essere assunto di lunghezza pari a 0, se la geogriglia è inserita, e bloccata, dalla struttura di rivestimento (a blocchi) esterna.
- Nella determinazione della tensione ammissibile **T** per ogni geogriglia deve essere considerato un fattore di riduzione della T ultima aggiuntivo rispetto a quelli tradizionali: *creep*, danneggiamento, azioni chimiche, incertezze generiche; ciò per tenere conto anche della connessione geogriglia/struttura esterna di rivestimento.

In questo caso gli standard australiani (QA SPECIFICATION R57, 2002) indicano una riduzione massima del 75% del valore **T** precedentemente calcolato con i fattori di riduzione classici.

Il valore **T** che viene usato da SSAP deve essere indicato dall'utente per ogni geogriglia di rinforzo e nel file .GRD (vedi capitolo 3).

Si ricorda che il valore della tensione **Tr** che viene considerato da SSAP durante il calcolo varia con continuità, ed è sempre il valore minimo tra quello ammissibile **T**, assegnato per ogni geogriglia, e quello di tensione di *pullout* (sfilamento), valutata localmente (valore **P<sub>r</sub>**) secondo la procedura indicata precedentemente.



#### **2.4.4.1 Applicazione procedura automatica calcolo della mobilizzazione**

La applicazione di un rinforzo locale orizzontale dovrebbe in linea di massima tenere sempre conto del grado di mobilizzazione della resistenza disponibile. Per poter considerare questa possibilità' la stessa procedura per il calcolo automatico della mobilizzazione della reazione di un rinforzo, descritta nella precedente sezione 2.4.3.2, e applicata ai tiranti/chiodi, a partire dalla versione SSAP 5.0, può essere applicata anche nel caso delle interazioni tra terreno e rinforzi di terre armate.

In questo caso specifico l'angolo  $\beta_i$  è sempre  $\beta_i = 0$  e nella applicazione della equazione 2.4.3.7 il fattore di sicurezza per il calcolo della mobilizzazione viene posto  $F_{s_{mob}} = 2.0$ . **Anche in questo caso la applicazione della procedura è opzionale.** Nelle condizioni di applicazione la procedura può portare a una riduzione del fattore di Fs minimo ma al contempo riduce grandemente la possibilità che si verifichino effetti di reazione locale fuori scala che possono portare a valori di Fs anomali e senza significato fisico.

#### **2.4.4.2 Il fenomeno di scivolamento diretto o "direct sliding"**

Lo **scivolamento diretto** o "**direct sliding**" è il processo di formazione di una superficie di scivolamento che risulta fondamentalmente posizionata lungo la interfaccia tra geosintetico e terreno di riempimento, minimizzando la intersezione tra il sistema di geosintetici e la superficie di scivolamento stessa (Fig. 2.4.4.6). Normalmente questo tipo di superfici hanno una estensione sub- orizzontale parallela ai sistemi di rinforzo e si sviluppano, a tergo dei rinforzi, con un tratto con alta pendenza. Questo tipo di superficie è praticamente sempre molto lontana da una forma sub-circolare e pertanto risulta necessario valutare correttamente anche questo tipo di superfici composite. SSAP permette di effettuare automaticamente questo tipo di verifiche durante il processo di verifica di stabilità di un pendio che contenga questo tipi di rinforzi.

Nella figura 2.4.4.6 viene mostrata una banda di disturbo e di taglio dello spessore, secondo vari autori, di alcuni cm. In questa zona di interfaccia si può estendere una superficie di scivolamento che però è caratterizzata da valori di resistenza al taglio inferiore a quella del terreno di riempimento. La resistenza al taglio in questa zona di interfaccia è considerata, ai fini della sicurezza, come semplice attrito e quindi associata a un parametro ridotto di angolo di attrito rispetto a quella di progetto del terreno di riempimento. Il valore ridotto di angolo di attrito, in corrispondenza della zona di taglio nella interfaccia è data dalla seguente equazione:

$$\delta = \arctan(f_{ds} \tan \phi') \quad (2.4.4.6)$$

dove:

$\phi'$  = angolo di attrito interno del terreno di riempimento (in gradi)

$f_{ds}$  = coefficiente di riduzione per **direct sliding**. Solitamente compreso tra 0.6 e 1.0.

$\delta$  = angolo di attrito interno della zona di taglio alla interfaccia geosintetico/terreno (in gradi).

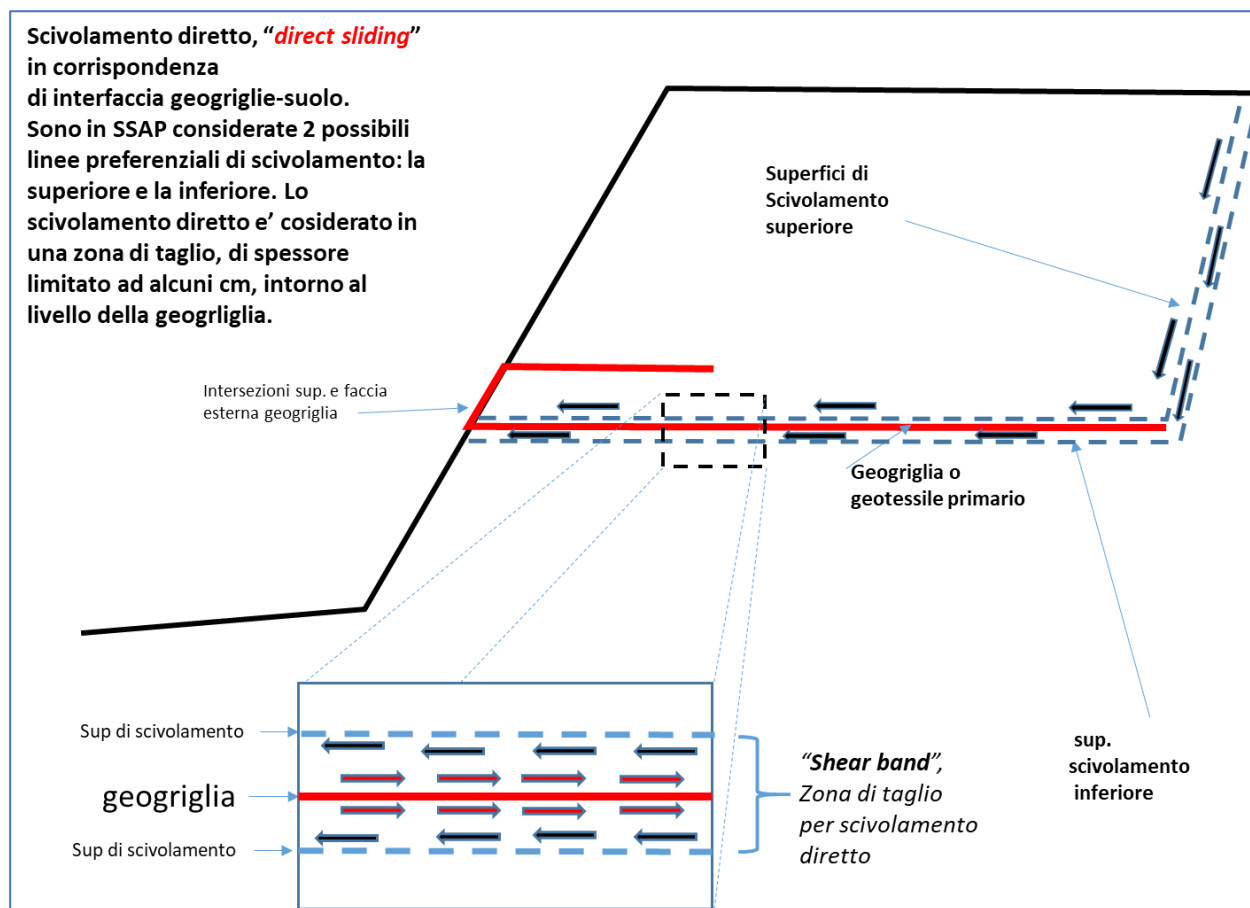


Fig. 2.4.4.6

Il coefficiente  $f_{ds}$  di riduzione per **direct sliding**, solitamente compreso tra 0.6 e 1.0, nella letteratura geotecnica specializzata e nei manuali dei produttori di geosintetici è generalmente ottenuto da speciali test di taglio diretto in scatole di taglio di grandi dimensioni. Nei fatti è ottenuto mediante la comparazione della resistenza al taglio in un campione con solo terreno e la resistenza al taglio dove in corrispondenza della zona di *shear* della scatola è posto un geosintetico.

Il risultato di queste prove permette di ottenere una misura affidabile di questo coefficiente molto importante nella valutazione della riduzione di resistenza la taglio nel processo di *direct sliding*. Generalmente, secondo i vari autori che hanno eseguito questi tipi di test, per le geogriglie i valori variano tra 0.8 e 0.95, mentre per i geotessili si ottengono valori inferiori, variabili tra 0.6 e 0.75 (Liu et al. 2009; Moraci et al. 2014). In mancanza di dati affidabili si consiglia di utilizzare un valore di  $f_{ds}$  non superiore a 0.7.

#### 2.4.4.3 Equazioni per la stima dei parametri $f_b$ e $f_{ds}$

Sono disponibili dei modelli per la **stima dei parametri  $f_b$  e  $f_{ds}$** , tuttavia si consiglia di preferire i valori che è possibile ottenere dai certificati con i dati tecnici dei produttori di geosintetici. Va detto comunque che spesso i produttori di geosintetici omettono di fornire i valori di questi coefficienti, anche se determinati sperimentalmente in prove di sfilamento (*pullout*) e di taglio/scivolamento diretto (*direct sliding*). In alcuni casi questi valori non sono forniti direttamente ma solo in maniera indiretta per mezzo di parametri calcolati dalla geometria del geosintetico. Nella figura 2.4.4.7 viene mostrato un esempio di tabella di riferimento per di questi parametri, fornita da un noto produttore di geosintetico a livello internazionale, relativi a differenti tipi di prodotti. **(N.B.: si omette volontariamente il nome del produttore).**

Grade	$\alpha_s^{(1)}$	Ratio of bearing <sup>(2)</sup> surface to plan area $\alpha_b \times B/2S$
35T	0.28	0.009
55T	0.31	0.009
65T	0.34	0.009
80T	0.34	0.009
110T	0.37	0.008
150T	0.39	0.008
200T	0.41	0.008
R300/50-30T	0.47	0.013
R400/50-30T	0.49	0.012
R600/50-30T	0.55	0.011
R800/100-30T	0.61	0.020
R1000/100-30T	0.87	0.007

(1)  $\alpha_s$  is the proportion of the plane sliding area that is solid and is required for the calculation of the bond coefficient ( $f_b$ ) and the direct sliding coefficient ( $f_{ds}$ ) (see sections 6.10 and 6.13).

(2) The ratio is required to calculate the bond coefficient in accordance with CIRIA SP123 : 1996 (see section 6.13):

$\alpha_b$  is the proportion of the grid width available for bearing

B is the thickness of a transverse member of a grid taking bearing

S is the spacing between transverse members taking bearing.

fig. 2.4.4.7

Comunque la stima dei parametri  $f_b$  e  $f_{ds}$ , secondo Jewell(1990,1996), può essere fatta con le seguenti equazioni e procedura:

$$f_{ds} = \alpha_s f_{sf} + (1 - \alpha_s) \quad (2.4.4.7)$$

dove:

$\alpha_s$  = Porzione della superficie di scivolamento che è sulla geogriglia. Usualmente fornita dai produttori di geosintetici. (vedi figura 2.4.4.7)

$f_{sf}$  = coefficiente di frizione tra geogriglia e suolo (*skin friction coefficient*), usualmente assunto con un valore tra 0.6 e 0.7, ai fini della sicurezza.

La stima di  $f_{ds}$  può essere quindi effettuata con il nomogramma mostrato nella figura 2.4.4.8.

La stima di  $f_b$  (*bond coefficient*) viene invece usualmente fatta con la seguente equazione da Jewell(1990,1996):

$$f_b = \alpha_s f_{sf} + F_1 \frac{\sigma_b'}{\sigma_n'} \alpha_b \frac{B}{2S} \frac{1}{\tan \phi'} \quad (2.4.4.8)$$

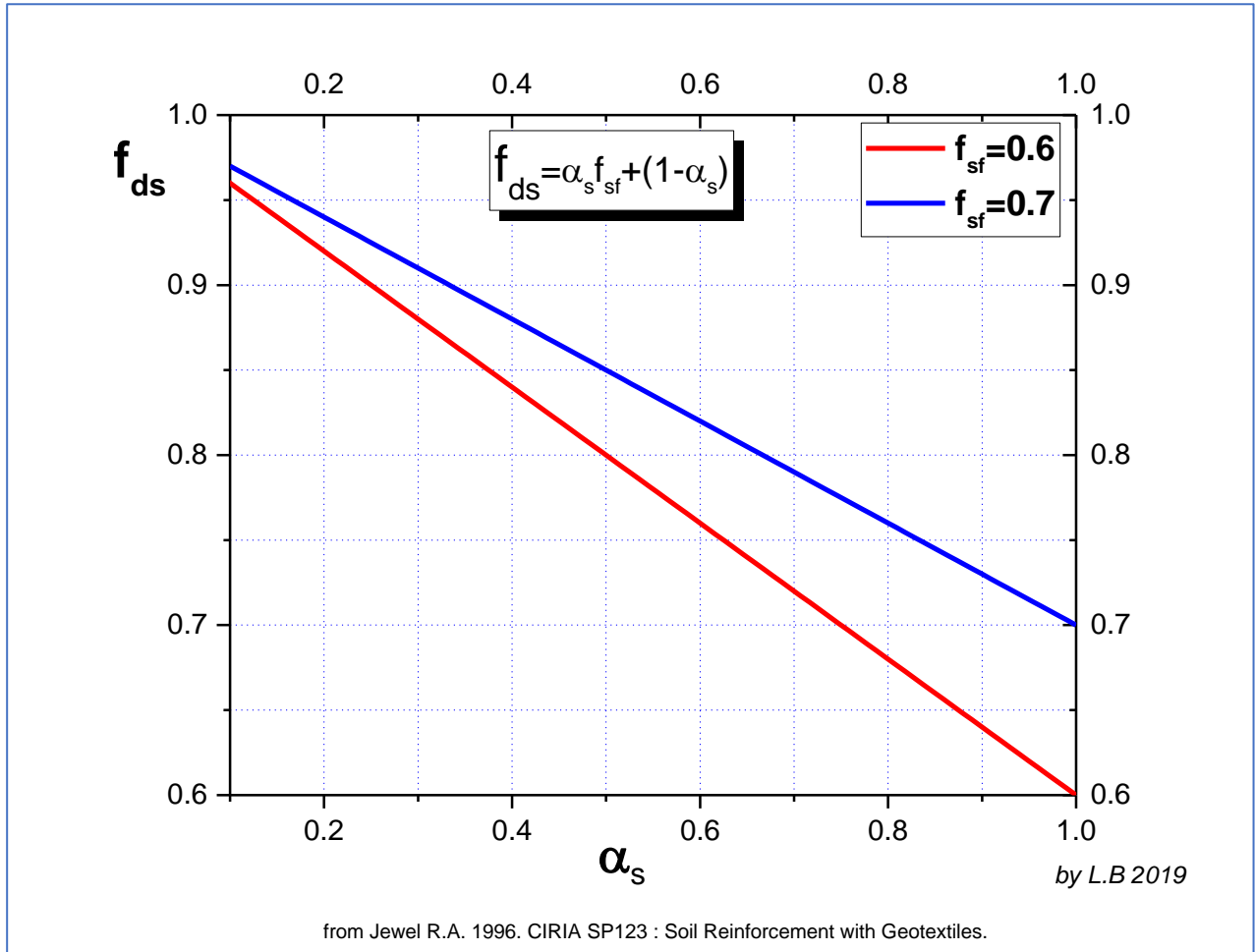
dove :

$\alpha_b \frac{B}{2S}$  = frazione della superficie della griglia dove agisce la resistenza passiva allo sfilamento.

Valore è usualmente fornito dei produttori del Geotessile (vedi fig. 2.4.4.7);

$\frac{\sigma_b'}{\sigma_n'}$  = *bearing stress ratio*(adimensionale);

$F_1$  = fattore di scala funzione dello spessore (altezza) degli elementi trasversali della geogriglia e dal diametro medio della granulometria.


**Fig. 2.4.4.8**

La eq. 2.4.4.8 che può essere semplificata in due termini che esprimono la componente di frizione (*pullout friction*) e la componente di resistenza passiva in prossimità' della parte di geogriata trasversale alla direzione di sfilamento (*pullout bearing*)

$$f_b = \alpha_s f_{sf} + F_1 k_b \quad (2.4.4.9)$$

Nella precedente equazione il fattore  $k_b$  è definito dalla seguente equazione:

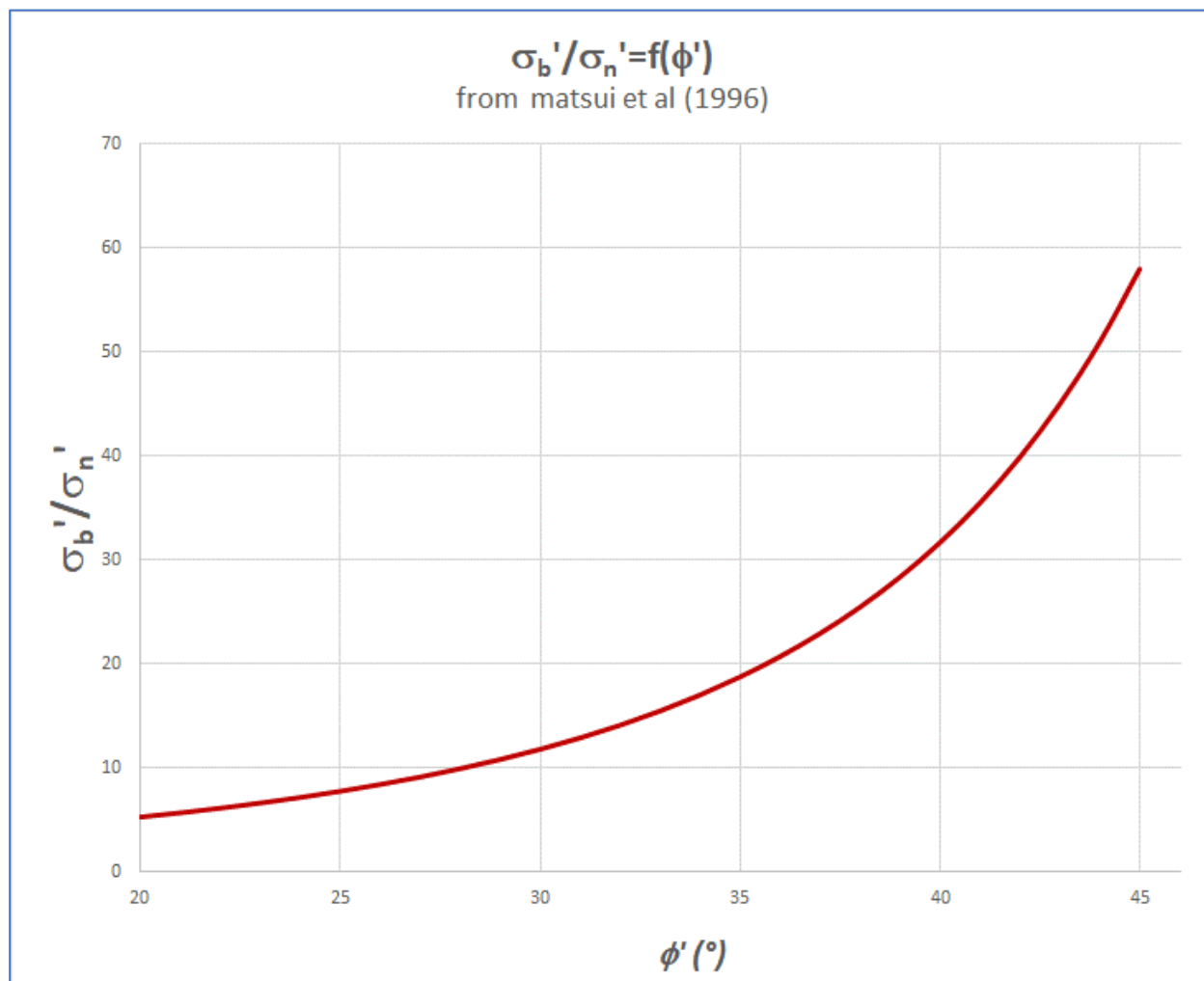
$$k_b = \left( \frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \right) \left( \alpha_b \frac{B}{2S} \right) \left( \frac{1}{\tan \phi'} \right) \quad (2.4.4.10)$$

In questa equazione il fattore *bearing stress ratio*  $\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n}$  è ottenibile dalla eq. 2.4.4.11, ottenuta Matsui et al (1996) e utilizzati e suggeriti da Moraci e Giofre' (2006) e da Moraci et. al (2014):

$$\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} = e^{\pi \tan \phi'} \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \left[ \cos \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) + (1 - \sin \phi') \sin \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \right] \quad (2.4.4.11)$$

Il grafico della eq. 2.4.4.11 è mostrato nella figura 2.4.4.9.

Essendo il fattore  $\frac{\sigma_b'}{\sigma_n'}$  una funzione del solo  $\phi'$ , la stima speditiva del coefficiente  $K_b$  può essere effettuata usando direttamente il nomogramma della figura 2.4.4.10, una volta noti  $\phi'$  e il fattore  $\alpha_b \frac{B}{2S}$  fornito dal produttore dal geosintetico (vedi fig. 2.4.4.7).



**Fig. 2.4.4.9**

Il fattore  $F_1$  è invece un fattore di scala che dipende dallo spessore  $B$ (mm) degli elementi trasversali del foglio della Geogriglia/Geotessile e dal diametro mediano della granulometria del terreno di riempimento  $D_{50}$ (mm):

$$F_1 = \frac{20 - \frac{B}{D_{50}}}{10} \quad (2.4.4.12)$$

Noti i coefficienti  $\alpha_s$ ,  $F_1$  e  $K_b$  abbiamo la possibilità di determinare rapidamente il valore di  $f_b$  (*bond coefficient*) usando anche i nomogrammi nelle figure 2.4.4.9, 2.4.4.10, 2.4.4.11 .

Bisogna ricordare che in caso di geotessili abbiamo generalmente che  $f_{ds}=f_b$  con valori generalmente intorno a 0.6-0.7. Questi valori sono legati alle equazioni 2.4.4.8 e 2.4.4.9 dato che non esistono in questo tipo di geosintetico porzioni trasversali dove si può generare una resistenza passiva al *pullout* (Jewell , 1990,1996). Tali valori sono confermati sperimentalmente da vari autori (Liu et al. 2009; Moraci et al. 2014) con test di taglio diretto o di sfilamento.

Dalla figura 2.4.4.11 si evince che per ottenere un valore di  $f_b > 0.5$  è necessario scegliere geosintetici con combinazioni e caratteristiche geometriche particolari. Quindi dovrebbero essere evitati quei geosintetici che possono produrre valori  $f_b < 0.5$ . La influenza della granulometria del terreno di riempimento è molto importante infatti il valore  $F_1$  (eq.2.4.2.12) può variare nel campo [1.0,2.0] e questo può produrre un rilevante incremento nel valore finale di  $f_b$ , nel caso di geogriglie.

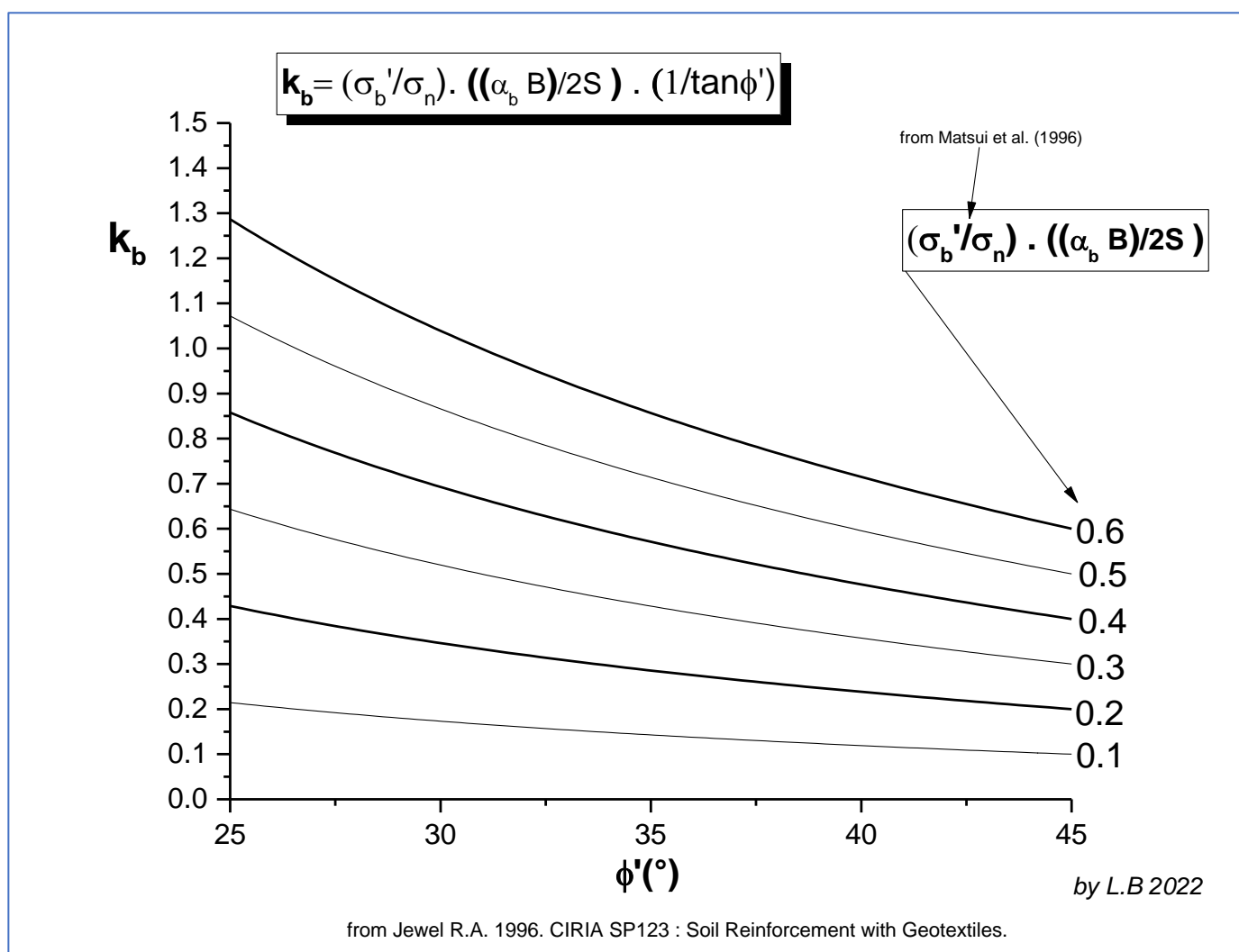


Fig. 2.4.4.10

La figura 2.4.4.12 mostra le principali differenze macroscopiche tra geogriglie e geotessuti e il campo di variazione più comune dei fattori di interazione terreno/geosintetici.

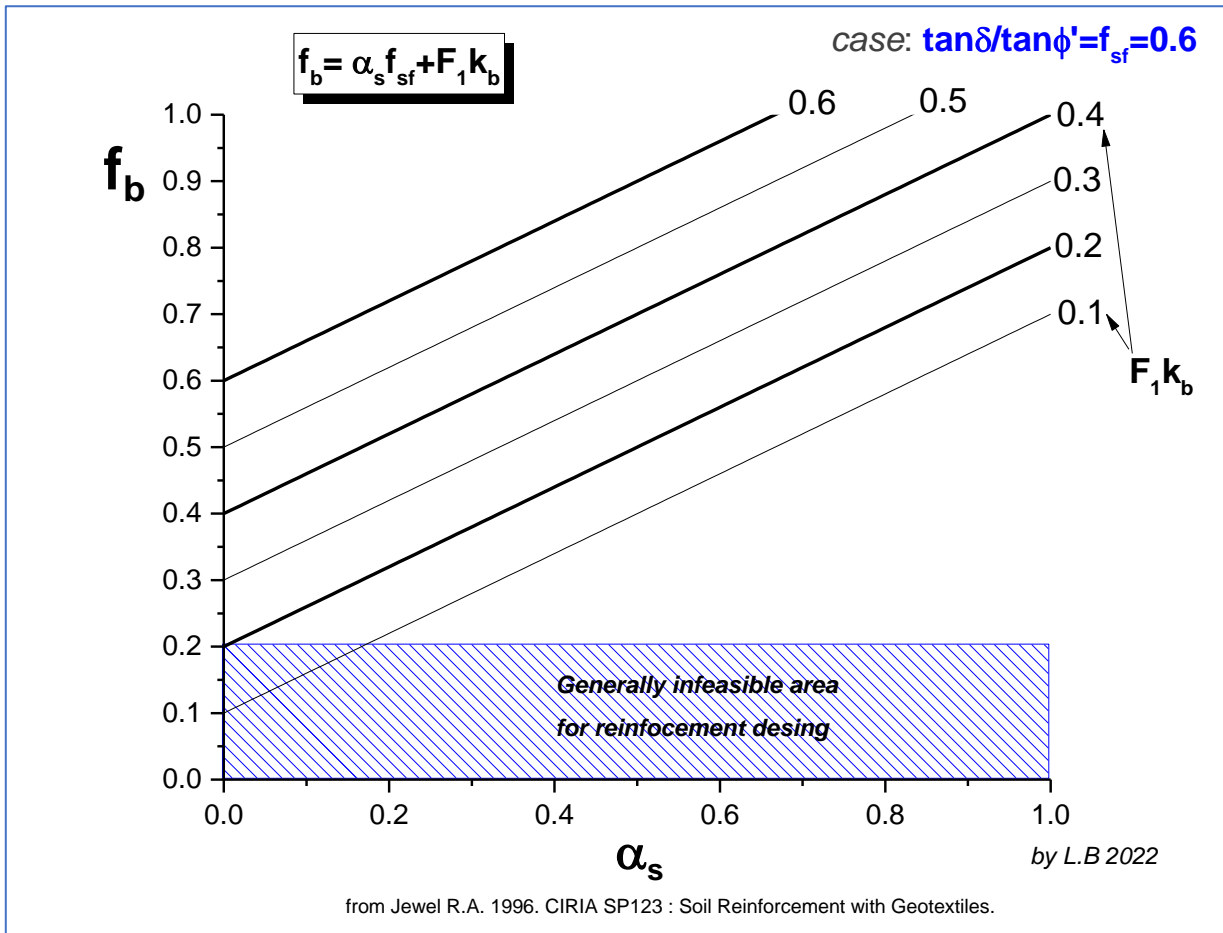


Fig. 2.4.4.11

**Campo dei valori dei coefficienti di interazione terreno/geosintetici**

**Geogriglie**

$f_b = 0.8-1.0$   
 $f_{ds} = 0.75-1.0$

**Geotessili**

$f_b = 0.6-0.8$   
 $f_{ds} = 0.6-0.7$

Fig. 2.4.4.12

È necessario puntualizzare che per trarre il maggior beneficio dalle rinnovate capacità di analisi e verifica di SSAP in presenza di strutture in terre armate e geosintetici di rinforzo di terrapieni si consigliano gli utenti di fare uso della molteplicità di strumenti disponibili nel software.

In particolare si suggerisce di fare in ogni caso ricorso alla modalità *Sniff Random Search* come motore di ricerca dato che questo, a partire dalla versione Sniff Random Search 3.1, è stato potenziato per rilevare la riduzione locale della resistenza alla interfaccia Suolo/geosintetico e tracciare le porzioni dove è possibile il verificarsi di Fenomeni di **Direct Sliding**. Si suggerisce comunque di effettuare sempre verifiche con smussatore delle superfici, sia attivato che disattivato.

**Per i dettagli nel formato del file che contiene i parametri per geogriglie e geosintetici, si veda il capitolo 3 di questo manuale.**



### 2.4.5 Palificate

Le palificate, nella forma di una o più file di pali sono una tecnica frequentemente adottata negli interventi di stabilizzazione di pendii. Ogni fila di pali inserita per una certa profondità nel pendio (fig.2.4.5.1), attraversando la potenziale superficie di scivolamento, e inserendosi saldamente e profondamente entro un livello con adeguata resistenza meccanica, è in grado di esercitare una forza di reazione  $F_p$  (fig.2.4.5.2) opposta al movimento che permette di aumentare il fattore di sicurezza globale del pendio.

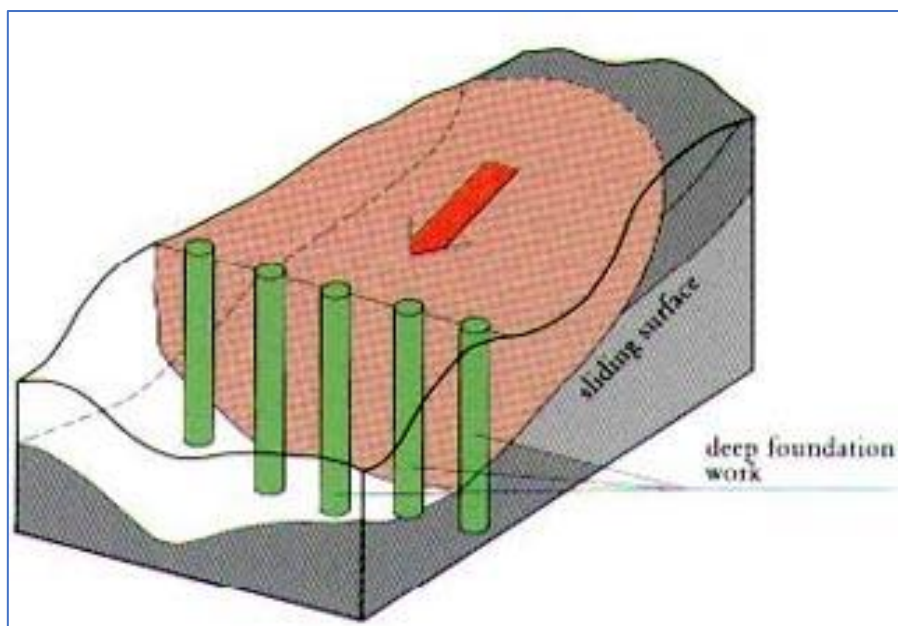


Fig. 2.4.5.1

Nel corso degli ultimi decenni numerosi studi sono stati condotti per cercare di determinare quale sia il più corretto metodo di valutazione degli effetti di una fila di pali nella stabilizzazione di un pendio in frana o più semplicemente per aumentare il valore di  $F_s$  fino al livello desiderato.

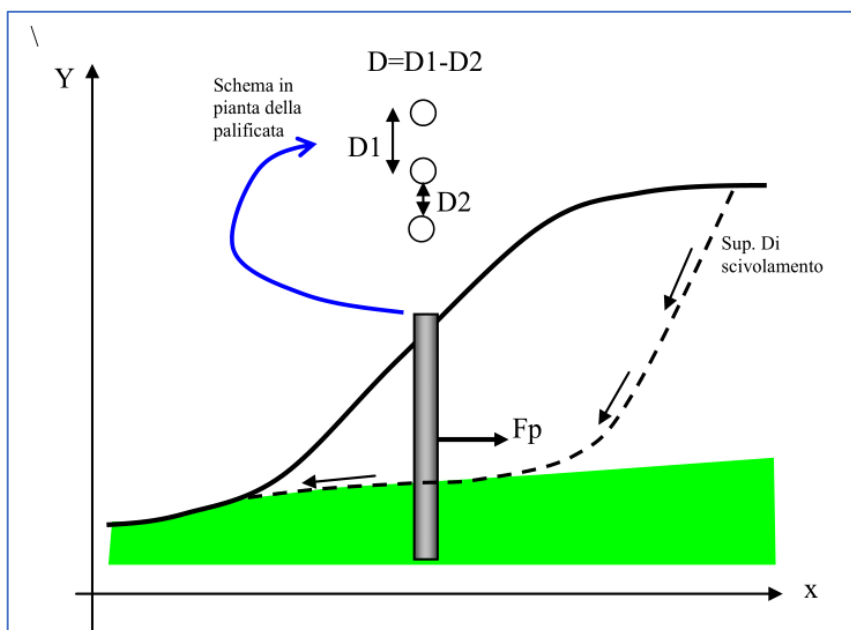


Fig. 2.4.5.2

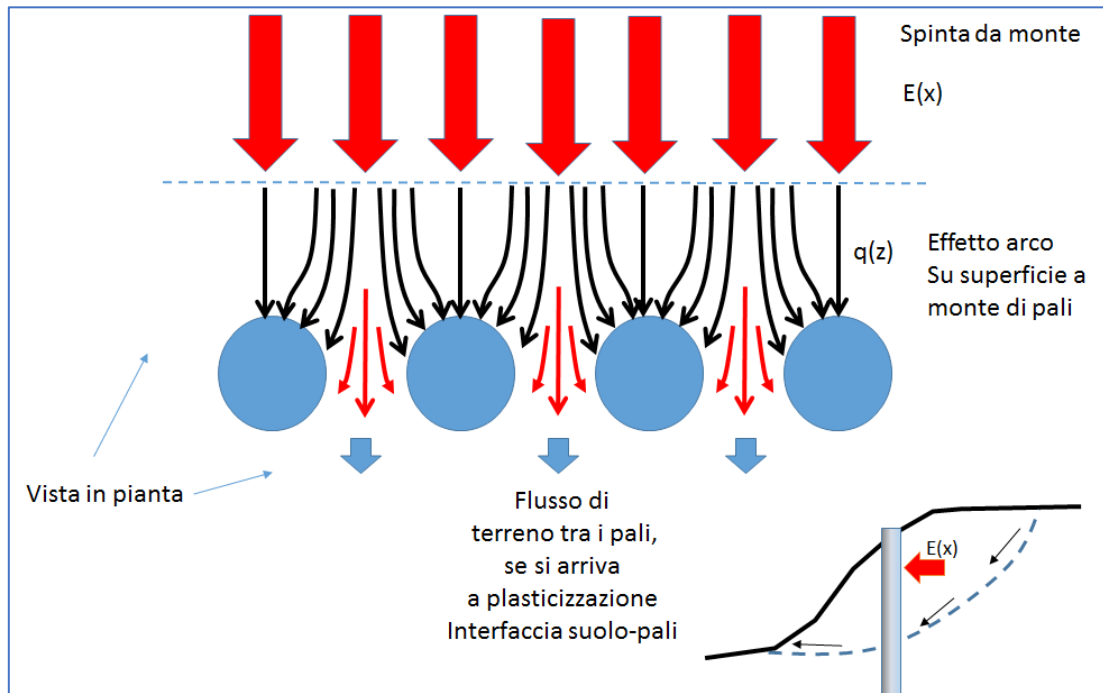
Non si è a tutt'oggi arrivati ad un criterio di progettazione unico, data la estrema complessità della interazione tra terreno e struttura. Sono noti vari approcci che si basano interamente su analisi a elementi finiti e sulla teoria dello stato limite. In questi casi un'analisi dello stato tensionale e deformativo generale del pendio e della struttura permette di simulare il comportamento dell'insieme. Tuttavia ci sono fondamentali contributi come gli approcci di Ito e Matsui (1975,1981) e di Hassiotis et al. (1997), Kumar & Hall(2006) per arrivare a una valutazione del comportamento della palificata e del pendio attraverso l'utilizzo del **metodo dell'equilibrio limite** per valutare gli effetti dell'incremento globale di **Fs**. Tale analisi si basa sulla valutazione in successione di:

1. *Determinazione della Spinta massima teorica a cui la palificata deve venire sottoposta per arrivare a deformare plasticamente il terreno all'intorno dei pali e quindi con la possibilità di rifluire tra i pali.*
2. *Uso di questa forza di spinta massima, o di una frazione di essa, come forza resistente/stabilizzante aggiunta che la palificata è in grado di mobilitare.*
3. *Calcolo di un nuovo fattore di sicurezza **Fs** che tenga conto di questo effetto aggiuntivo.*
4. *Nel caso che **Fs** risulti adeguato si effettua successivamente una analisi strutturale alle differenze finite della deformata del palo, dei momenti flettenti e della distribuzione sforzo di taglio sulla sezione, prodotto della flessione, in funzione della profondità dalla superficie critica individuata. Questa analisi strutturale (distinta dalla analisi all'equilibrio limite) permette di verificare se le spinte individuate nei punti 1,2 e 3 tali grandezze sono compatibili con le caratteristiche strutturali dell'opera. In caso contrario l'analisi ai punti 1 2 e 3 viene ripetuta ma con caratteristiche geometriche della palificata diverse, come ad esempio un diametro dei pali incrementato e un interasse ridotto.*

Le ipotesi del **metodo Ito e Matsui (1975,1981) e di Hassiotis et al. (1997) , Kumar & Hall(2006)** sono le seguenti:

1. *Al di sopra della superficie di scorrimento assunta i pali sono sottoposti a carichi noti e pari ai valori indicati al punto 1 e 2 precedenti.*
2. *Al di sotto della superficie di scorrimento i pali sono assimilati a travi su suolo elastico. A questa ipotesi possono essere associate ipotesi aggiuntive sulla cinematica della testa dei pali, come la possibilità di avere la testa dei pali bloccata o libera alla traslazione o alla rotazione.*
3. *Il terreno instabile è contenuto dalla azione esercitata dai pali*
4. *Le sollecitazioni dei pali sono pari a quelle ammissibili. (Salvo poi fare una verifica come al punto 4 precedente).*

La valutazione delle sollecitazioni massime per arrivare alla *plasticizzazione* cui una palificata intersecata da una potenziale superficie di scorrimento è soggetta, sono valutate in base a: lunghezza dei pali L, diametro D, loro interasse D1, oltre alle caratteristiche geotecniche del terreno a monte della palificata. (fig. 2.4.5.2, 2.4.5.3). È riconosciuto anche sperimentalmente da diversi autori il cosiddetto effetto arco ovvero una distribuzione della spinta su tutta la superficie nella a porzione a monte dei pali. Questo porta a una potenziale *plasticizzazione* o rottura alla interfaccia suolo-pali.


**Fig. 2.4.5.3**

La forza di reazione massima mobilitata offerta dalla palificata, in condizioni di *plasticizzazione* della interfaccia suolo-pali, viene calcolata con la metodologia adottata da Ito e Matsui(1975) e Ito et al. (1981,1982) e successivamente modificata parzialmente da Hassiotis et al. (1997) e infine corretta da Kumar et Hall (2006). In SSAP viene utilizzata sia la formulazione di Ito et al. (1981), nella versione corretta da Kumar et Hall (2006), per pali molto ravvicinati, sia la formulazione diretta di Kumar et Hall (2006) che è leggermente più conservativa. **Si ricorda che la formulazione di Kumar et Hall(2006) presenta una importante correzione nella metodologia di Ito et al. (1981) che in origine non considerava il caso di pali estremamente ravvicinati. In questi casi la procedura di calcolo originale di Ito et al. (1981) produce dei valori infiniti di reazione che ovviamente non sono fisicamente possibili. Il limite fisico è infatti la resistenza limite passiva del terreno. SSAP utilizza in ogni caso il limite fisico a rottura determinato da Kumar et Hall(2006).**

Consideriamo ora la formulazione originale di Ito e Matsui (1975) e Ito et al.(1981).

Il primo passo è quello di calcolare la funzione  $q(z)$  di distribuzione con la profondità della forza, per strato di spessore unitario (1 m), che agisce sulla palificata a una data profondità Z:

$$q(z) = cA \left( \frac{1}{N_\phi \tan \phi} \{ E - 2N_\phi^{0.5} \tan \phi - 1 \} + B \right) - c \left( D_1 B - 2D_2 N_\phi^{-0.5} \right) + \frac{\sigma}{N_\phi} (AE - D_2) \quad (2.4.5.1a)$$

dove:

$$N_\phi = \tan^2 \left[ \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right] \quad (2.4.5.1b)$$

$$A = D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{N_\phi^{0.5} \tan \phi + N_\phi - 1} \quad (2.4.5.1c)$$

$$B = \frac{2 \tan \phi + 2N_{\phi^{0.5}} + N_{\phi^{-0.5}}}{N_{\phi^{0.5}} \tan \phi + N_{\phi} - 1} \quad (2.4.5.1d)$$

$$E = \exp \left[ \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_{\phi} \tan \phi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right] \quad (2.4.5.1e)$$

e dove:

$D_1$  = interasse tra i pali (m)

$D_2$  = apertura tra i pali (m)

$D$  = diametro dei pali (m)

$\sigma$  = pressione litostatica calcolata alla profondità  $z$  dalla superficie (kPa)

$c$  = valore medio della coesione fino alla profondità  $z$  (kPa)<sup>1</sup>

$\phi$  = angolo di attrito interno medio<sup>2</sup> calcolato fino alla profondità  $z$  (gradi)

La funzione  $q(z)$  (e. 2.4.5.1a). ha una distribuzione in generale trapezoidale, come in figura 2.4.5.4, che degenera a rettangolare con  $q(z) = \text{costante}$ , nel caso che  $\phi$  tenda a 0. È importante notare che la equazione 2.4.5.1 può produrre valori di  $q(z) > 0$  per  $z=0$ .

La eq. 2.4.5.1, nella sua formulazione originale, secondo Kumar & Hall (2006) presenta valori anormalmente elevati per  $D_2$  che tende a 0. Infatti in questo caso il valore di  $q(z)$  assume valori che tendono a infinito. Di conseguenza il modello di Ito & Matsui (1975,81) non potrebbe essere utilizzato in caso di pali molto ravvicinati. Kumar & Hall (2006) quindi propongono una correzione da applicare a pali molto vicini tra loro e il calcolo di un valore limite della  $q(z)$  che è legata alla resistenza per spinta passiva del terreno. SSAP impiega nel calcolo di  $q(z)$  la procedura di correzione del metodo originale di Ito e Matsui (1975) e Ito et al. (1981) proposta da Kumar & Hall (2006) oltre al metodo alternativo integrale proposto da questi Autori, cui si rimanda la lettura nell'articolo originale citato.

Per avere la forza massima risultante di reazione della palificata in, in condizioni limite di plasticizzazione della interfaccia – suolo pali,  $F_p$  (kN/m) (forza di reazione unitaria per metro di larghezza fronte scarpata) localmente profonda  $H$  (fig. 2.4.5.4), la eq. (2.4.5.1a) deve essere integrata da 0 a  $H$  e successivamente divisa per l'interasse della palificata  $D_1$ :

$$F_p = \frac{\int_0^H q(z) dz}{D_1} \quad (2.4.5.2)$$

**Il valore di  $F_p$  ottenuto con la eq. 2.4.5.2 andrà a incrementare il contributo delle forze orizzontali resistenti nel calcolo di  $F_s$ .** Tale valore dipenderà dalla complessa interazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche del pendio e dalle caratteristiche geometriche della palificata, nonché dal suo posizionamento all'interno del pendio (fig. 2.4.5.6). Il valore di  $F_p$  è un

1 Viene assunto sempre un valore limite superiore di 100 kPa per la coesione media calcolata, onde evitare valori anomali delle forze al limite di plasticizzazione calcolate.

2 Viene assunto sempre un valore limite superiore di 45° per l'angolo di frizione medio calcolato, onde evitare valori anomali delle forze al limite di plasticizzazione calcolate

valore teorico che in nessun caso potrà essere superato perché oltre tale valore di spinta da monte il terreno si plasticizza e fluisce tra i pali e si perde l'effetto di contenimento della palificata.

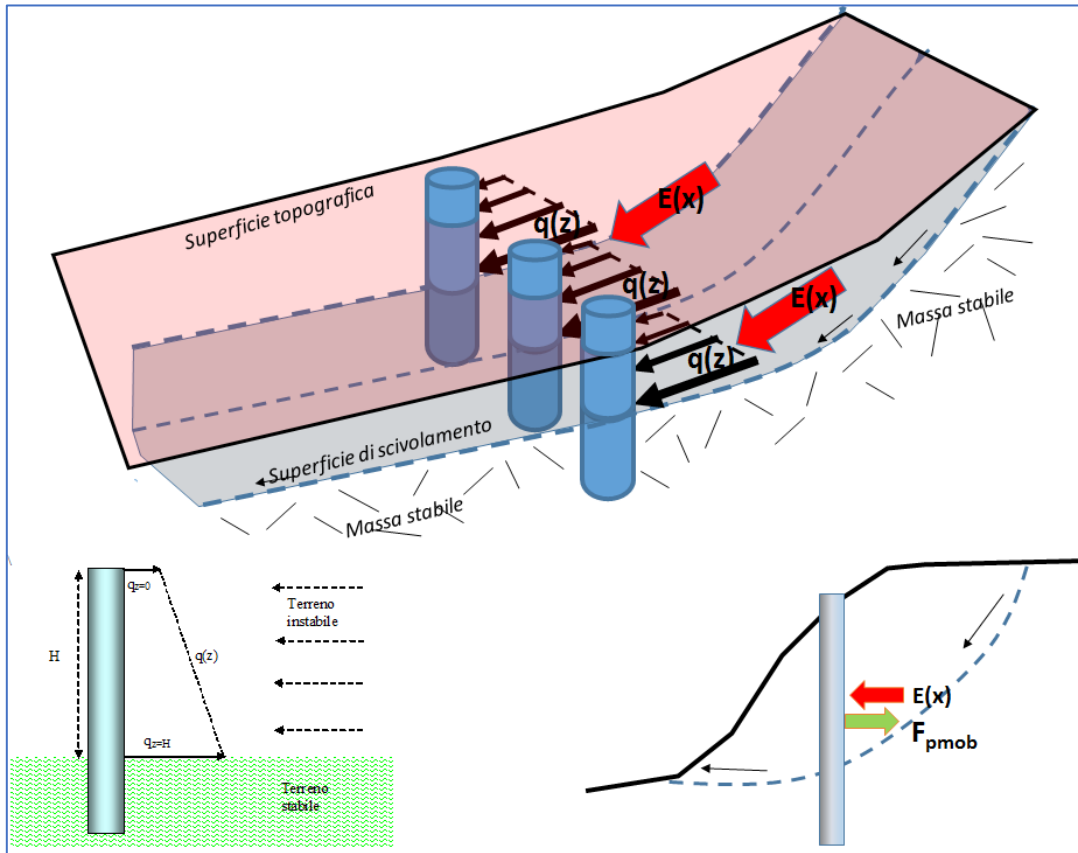


Figura 2.4.5.4

Tuttavia è importante notare che il valore di  $F_p$  è solo il valore massimo teorico in condizioni di plasticizzazione del suolo alla interfaccia suolo-palo (fig. 2.4.5.5) e che quindi il valore reale di reazione mobilitato della palificata potrebbe essere anche molto più basso del massimo teorico.

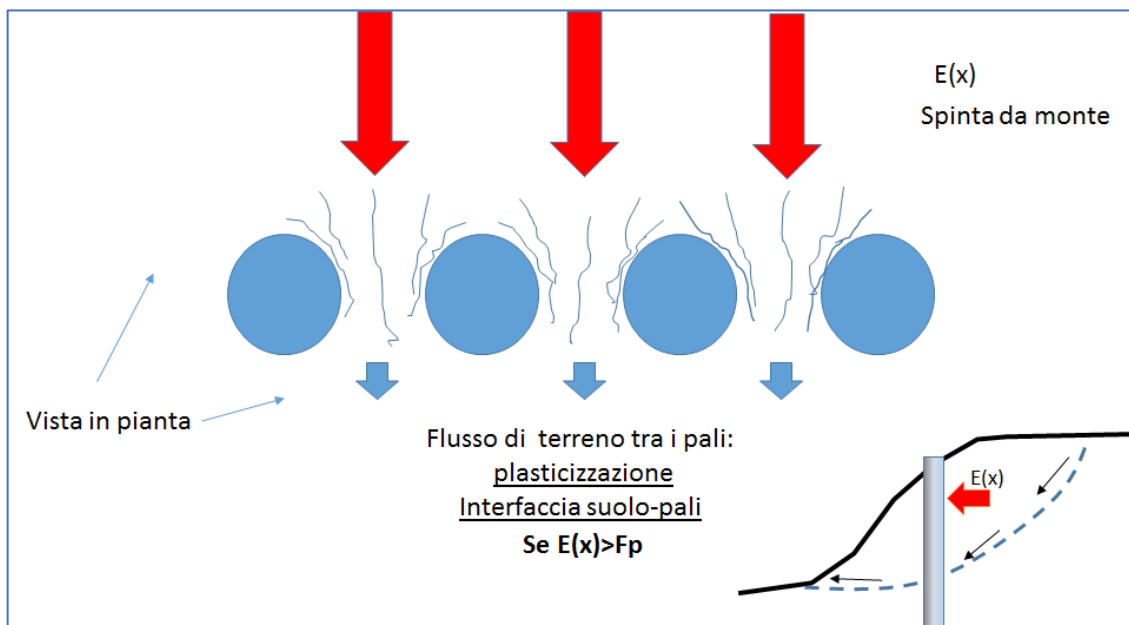


Fig. 2.4.5.5

Bisogna inoltre considerare un elemento importante, spesso non considerato in molti testi e articoli che trattano l'argomento. Si può notare che nel caso in figura 2.4.5.6 (pendio omogeneo) la palificata 1 e la palificata 3 sono posizionate in punti diversi del pendio ma a monte agisce probabilmente una spinta da monte completamente diversa, anche se la profondità  $H$  della porzione potenzialmente mobile del pendio (sopra la superficie di scivolamento) è la stessa. In pratica si osserva che il valore della spinta teorica  $Fp$  non tiene conto della spinta reale che agisce a monte ma solo della profondità  $H$  e dal tipo di terreno che si trova immediatamente a monte di pali. Questo tipo di considerazione apparentemente non realistica è riconsiderata in SSAP, e in SSAP è quindi applicata una strategia di calcolo che tiene conto delle condizioni al contorno nella loro globalità.

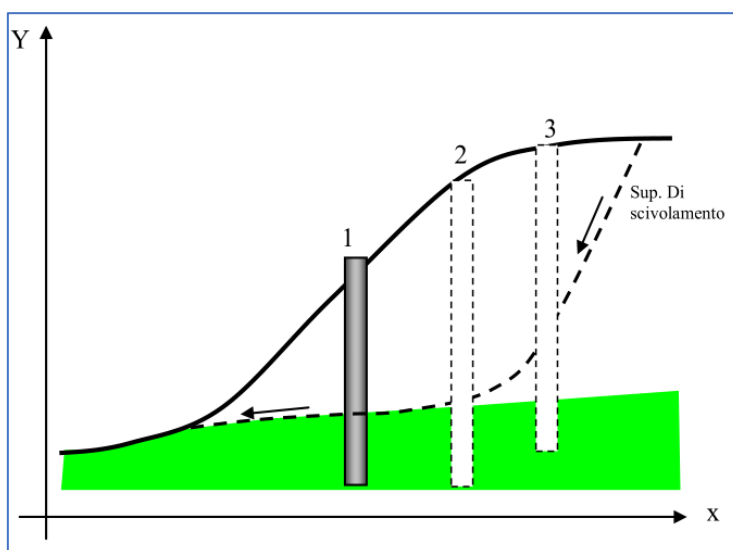


Fig. 2.4.5.6

Seguendo le indicazioni di Hassiotis et al.(1997) il valore di  $Fp$  calcolato con la eq. 2.4.5.2 dovrebbe essere modificato ulteriormente per tenere conto che l'effettivo grado di mobilitazione non è indipendente dalle condizioni complessive di stabilità globale. Gli stessi autori propongono di utilizzare come fattore di scala il valore di  $Fs$  medesimo. Vedasi la eq. 2.4.5.3:

$$Fp_{mob} = \frac{Fp}{Fs} \quad (2.4.5.3)$$

L'uso della eq.2.4.5.3 permette di inserire il calcolo di  $Fp_{mob}$  direttamente nel processo iterativo del calcolo di  $Fs$  e di scarlo dello stesso livello di mobilitazione delle altre forze resistenti nel pendio.

Tuttavia è necessario considerare una forma più generale per il calcolo di  $Fp_{mob}$ . Seguendo le indicazioni di Ito et al. (1982)  $Fp_{mob}$  può essere espresso con la seguente equazione generale:

$$Fp_{mob} = Fp\alpha_m \quad (2.4.5.4)$$

Dove  $\alpha_m$  è il coefficiente di mobilitazione della forza totale di reazione massima teorica della palificata, che può assumere un valore variabile tra 0.0 e 1.0 dipendendo da una serie di condizioni come quella del livello di stabilità globale ma anche da altri fattori di seguito indicati.

In sostanza in prima approssimazione possiamo avere che:

$$\alpha_m = \frac{1}{F_s F_{NTC}} \quad (2.4.5.5)$$

dove:  $F_s$  è il fattore di stabilità globale iterativo e finale e  $F_{NTC}$  è un fattore riduttivo addizionale (fattore di sicurezza addizionale con  $F_{NTC} \geq 1.0$ ) che permette di tenere conto di ulteriori riduzioni necessarie per venire incontro a normative tecniche come le NTC2018.

Con valori  $F_{NTC} > 1.0$  è possibile ridurre progressivamente il valore di  $\alpha_m$ . Ad esempio con  $F_{NTC} = 4$  abbiamo un  $\alpha_m$  minimo equivalente a 0.25 (ovvero una mobilitazione massima del 25% della spinta teorica massima di plasticizzazione).

**Comunque è possibile che si verifichi il caso che il fattore di mobilitazione  $\alpha_m$  sia ancora eccessivamente elevato, se comparato alla effettiva spinta che la palificata riceve dalla parte di terreno a monte di essa. Questo avviene spesso quando il sistema di palificata è sovradimensionato eccessivamente rispetto alla effettiva necessità o quando la forza  $F_{P_{mob}}$  non tiene effettivamente conto della entità delle masse in gioco e delle spinte effettive, da monte, esistenti.**

Un sovradimensionamento eccessivo di  $F_{P_{mob}}$  porta a problemi di calcolo e una assenza di significato fisico per il problema in esame: ad esempio una spinta di reazione eccessiva potrebbe spingere verso monte il pendio, cosa che non è fisicamente possibile.

Durante il processo iterativo per il calcolo di  $F_s$ , come abbiamo già detto, si tiene in conto delle forze di interazioni interconco sia verticali  $T(x)$  che orizzontali  $E(x)$  che si realizzano in corrispondenza delle interfacce verticali dei conci stessi. La distribuzione delle forze orizzontali  $E(x)$  può essere quindi di ausilio nel valutare il grado di mobilitazione della forza di reazione effettivamente prodotta dalla palificata con effetto stabilizzante. **Questo concetto permette di introdurre una nuova procedura di calcolo automatico della reazione mobilizzata dalla palificata, che è un contributo originale di SSAP.**

#### **2.4.5.1 procedura opzionale di calcolo automatico della reazione mobilizzata dalla palificata**

Una procedura opzionale per il calcolo automatico del grado di mobilitazione massimo di  $F_p$  è implementata in SSAP, a partire dalla versione 4.2.2.

Da un punto di vista fisico, una volta che si assume una potenziale superficie di scorrimento che interseca la palificata a una certa profondità  $H$  e si calcola in prima approssimazione la  $F_{P_{mob}}$  con la eq. 2.4.5.4 può verificarsi il caso che, nella zona immediatamente a monte della palificata, il valore di  $F_{P_{mob}}$  sia superiore, o inferiore, al valore effettivo e iterativo di  $E(x)$  locale. Ovvero abbiamo la possibilità che si realizzino una delle due condizioni nella seguente equazione:

$$Fp_{mob} \geq E_x \quad (2.4.5.6a)$$

$$Fp_{mob} < E_x \quad (2.4.5.6b)$$

In questo caso è possibile attivare una procedura per assegnare un valore limite a  $Fp_{mob}$  nel caso che sia verificate una delle condizioni della eq. (2.4.5.6)

Nella nuova procedura di calcolo automatico dell'entità massima della mobilitazione  $Fp_{mob}$ , della **Fp** teorica calcolata con la eq. 2.4.5.2, nell'area immediatamente a monte della palificata, è necessario confrontare il valore massimo di  $Fp_{mob}$  al valore locale di  $E(x)$  (eq. 2.4.5.6). Questa operazione di confronto è operata iterativamente durante il calcolo di  $F_s$  globale, fino ad arrivare alla convergenza di un valore di  $F_s$  finale.

Nella figura 2.4.5.7 vengono mostrati due casi di palificate inserite in un pendio. La **palificata A** si trova inserita dove prevalgono forze di interconco orizzontali di tipo compressivo ( $E(x) > 0$ ), mentre la **palificata B** in una zona in testa al pendio dove prevalgono forze orizzontali interconco orizzontali in regime di trazione ( $E(x) < 0$ ) essendo la palificata B posizionata in una zona di bassa profondità e intersecata da una superficie di scivolamento a profondità inferiore della profondità critica per lo sviluppo di **Tension Cracks** (in suolo con  $C'$  o  $C_u > 0$ ).

Nel caso della palificata B, anche se nella zona di potenziale regime di trazione ( $E(x) < 0$ ) potrebbe esistere una ridotta, o potenzialmente assente, azione sul palo, questo effetto, dalla versione SSP 5.2, non viene più considerato ai fini della sicurezza, lasciando e calcolando la azione di reazione del palo in modo normale come per la palificata A.

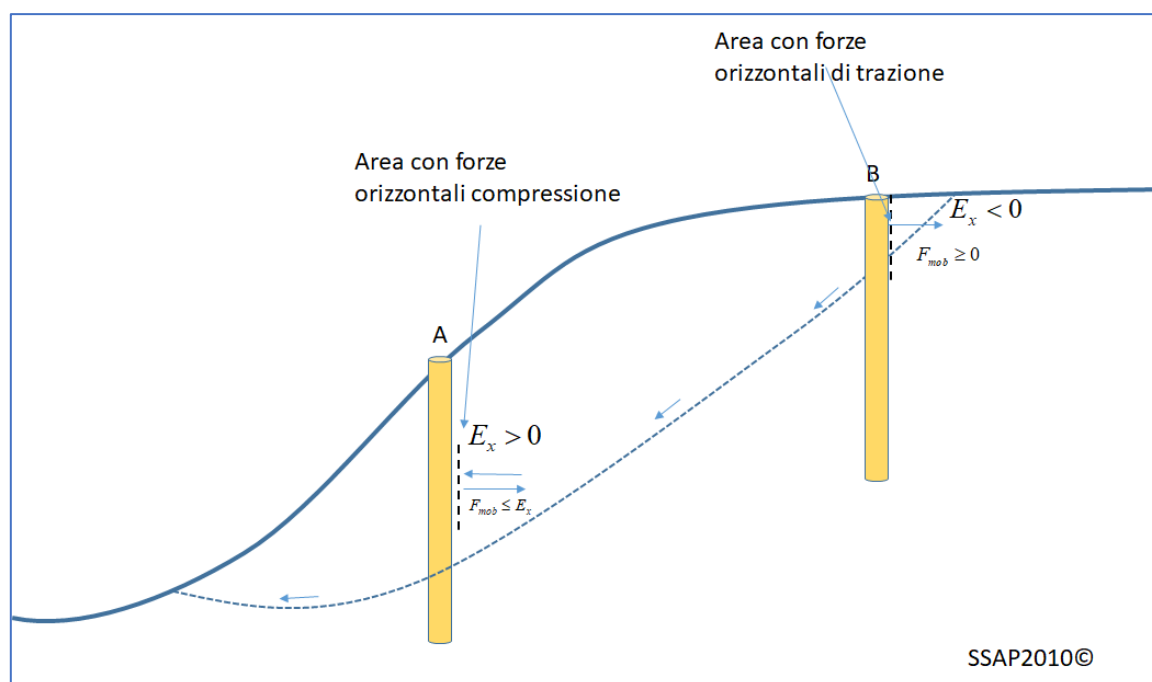


Fig. 2.4.5.7



In questo caso il valore  $Fp_{mob}$  di forza di reazione mobilitato dalla palificata può essere modificato fino ad un valore finale  $Fp_{mob}^*$  considerando i seguenti casi:

$$Fp_{mob}^* = \text{Min} [Fp_{mob}, |E_X|] \quad (2.4.5.7a)$$

Oppure:

$$Fp_{mob}^* = \text{Max} [Fp_{mob}, |E_X|] \quad (2.4.5.7b)$$

dove comunque è deve sempre essere verificato che:

$$Fp_{mob}^* < F_p \quad (2.4.5.7c)$$

ovvero che in nessun caso la forza mobilizzata sia superiore a valore massimo teorico ottenuto dalla eq. 2.4.5.2.

Nel caso delle palificate A e B questa spinta della porzione a monte di pendio non è nulla ma è un valore che viene stimato mediante il processo numerico iterativo globale per il calcolo di FS. Durante il processo di calcolo iterativo a ogni passo viene fatto il confronto tra il valore limite di  $Fp_{mob}$  pre-calcolato con la eq. 2.4.5.4, con il valore di  $E(x)$  locale.

In particolare il confronto sulla base delle condizioni 2.4.5.7a o 2.4.5.7b si applica sulla base di una scelta dell'utente.

Per in **condizioni standard si applica la condizione 2.4.5.7a che è più conservativa** dato che nella maggior parte dei casi la condizione eq.2.4.5.7a è la più frequente. Tuttavia in caso di pendii con bassi valori di  $E(x)$  dovuti a bassi valori di resistenza al taglio (terreni molto scadenti) è conveniente considerare un valore di  $Fp_{mob}^*$  come il massimo tra le forze di spinta da monte e quelle teoricamente mobilitabili dalla palificata (condizione eq.2.4.5.7b). **Va detto che in ogni caso vale sempre la condizione della eq. 2.4.5.7c come il valore massimo teorico in assoluto della reazione della palificata, dato che oltre questo valore avremo plasticizzazione del terreno alla interfaccia suolo palo, e conseguentemente la palificata non sarà in grado di svolgere più nessuna efficace azione di contenimento del terreno a monte.**

La applicazione di una reazione locale orizzontale dovrebbe in linea di massima tenere sempre conto del grado di mobilitazione della resistenza disponibile lungo la superficie di scivolamento. Per poter considerare questa possibilità' la stessa procedura per il calcolo automatico della mobilitazione della reazione di un rinforzo, descritta nella precedente sezione 2.4.3.2, e applicata ai tiranti/chiodi, a partire dalla versione SSAP 5.2, può essere applicata anche nel caso delle interazioni tra terreno e palificate.

Nella applicazione della equazione 2.4.3.7 il fattore di sicurezza per il calcolo della mobilitazione viene posto  $Fs_{mob} = 3.0$ .

**Ricordiamo che la applicazione della procedura di calcolo automatico della mobilitazione è opzionale.** Nelle condizioni di applicazione la procedura può portare a una riduzione del fattore di  $Fs$  minimo ma al contempo essa riduce grandemente la possibilità che, anche nel caso delle palificate, si verifichino effetti di reazione locale fuori scala che possono portare a valori di  $Fs$  anomali e quindi senza significato fisico.

Dopo questa ultima fase di controllo e sul valore finale di  $F_{p_{mob}}^*$  è possibile calcolare sempre il coefficiente di mobilitazione finale  $\alpha_m^*$  (eq. 2.4.5.8) considerando eventualmente i nuovi valori di  $F_{p_{mob}}^*$  riassegnati con la eq. 2.4.5.7 o la distribuzione effettiva delle forze  $q(z)$  effettivamente distribuite lungo la superficie del palo (eq. 2.4.5.9 e figura 2.4.5.8):

$$\alpha_m^* = \frac{F_{p_{mob}}^*}{F_p} \quad (2.4.5.8)$$

$$q^*(z) = q(z) \alpha_m^* \quad (2.4.5.9)$$

La forza finale  $F_{p_{mob}}^*$  (figura 2.4.5.8) calcolata con le eq. 2.4.5.4 o 2.4.5.7 è aggiunta al sistema delle forze resistenti per il calcolo di  $F_s$  globale, mediante un sistema iterativo, congiuntamente alle forze d'interazione interconciò  $E(x)$  e  $T(x)$  che ne saranno influenzate sia localmente che globalmente.

#### 2.4.5.2 Effetto arching: da Liang et al.(2014).

Con la versione SSAP 4.9.2 è stata introdotta la procedura di riduzione del trasferimento della spinta a valle delle palificate, seguendo l'algoritmo proposta da Liang et al. (2014) e Li e Liang (2014). Il cosiddetto effetto arco (*arching*) è mostrato nella figura 2.4.5.9. Il metodo di Liang et al.(2014) riduce il trasferimento della spinta  $E(x)$  che la palificata riceve da monte verso la zona a valle del fusto. Il nuovo metodo proposto è stato sviluppato testato con metodi agli elementi finiti è stato poi sintetizzato in forma analitica dagli Autori per una rapida applicazione. Si rimanda ai lavori citati per la sua descrizione. La applicazione del metodo in SSAP produce un cambio della distribuzione della  $E(x)$  nel caso che una superficie di scivolamento attraversi una o più file di pali e nei fatti produce un effetto di interazione tra file di pali adiacenti. Il Considerare l'effetto arco (*arching*) produce un incremento della tasso di convergenza numerica nel caso di verifiche di superfici che attraversano una o più file di pali.

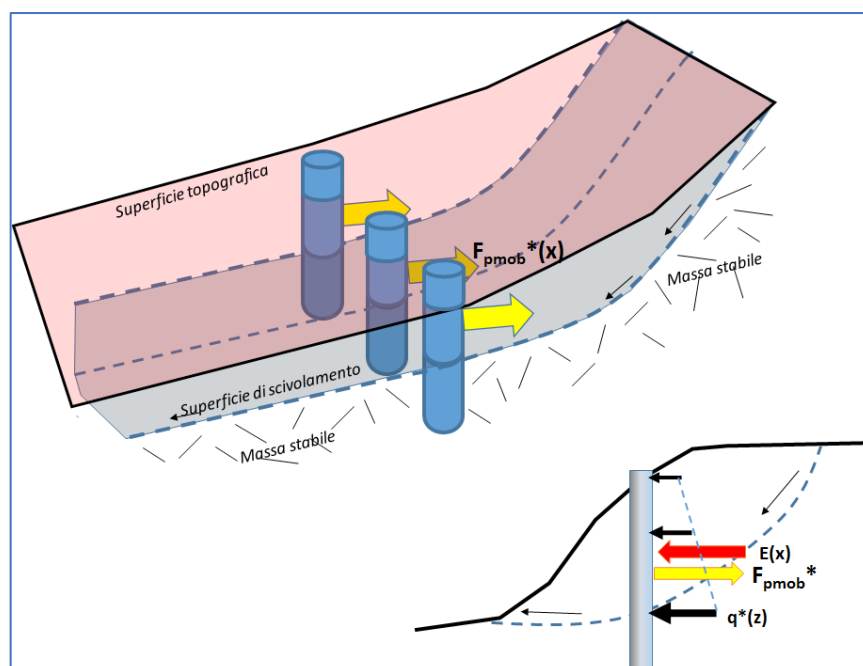


Figura 2.4.5.8

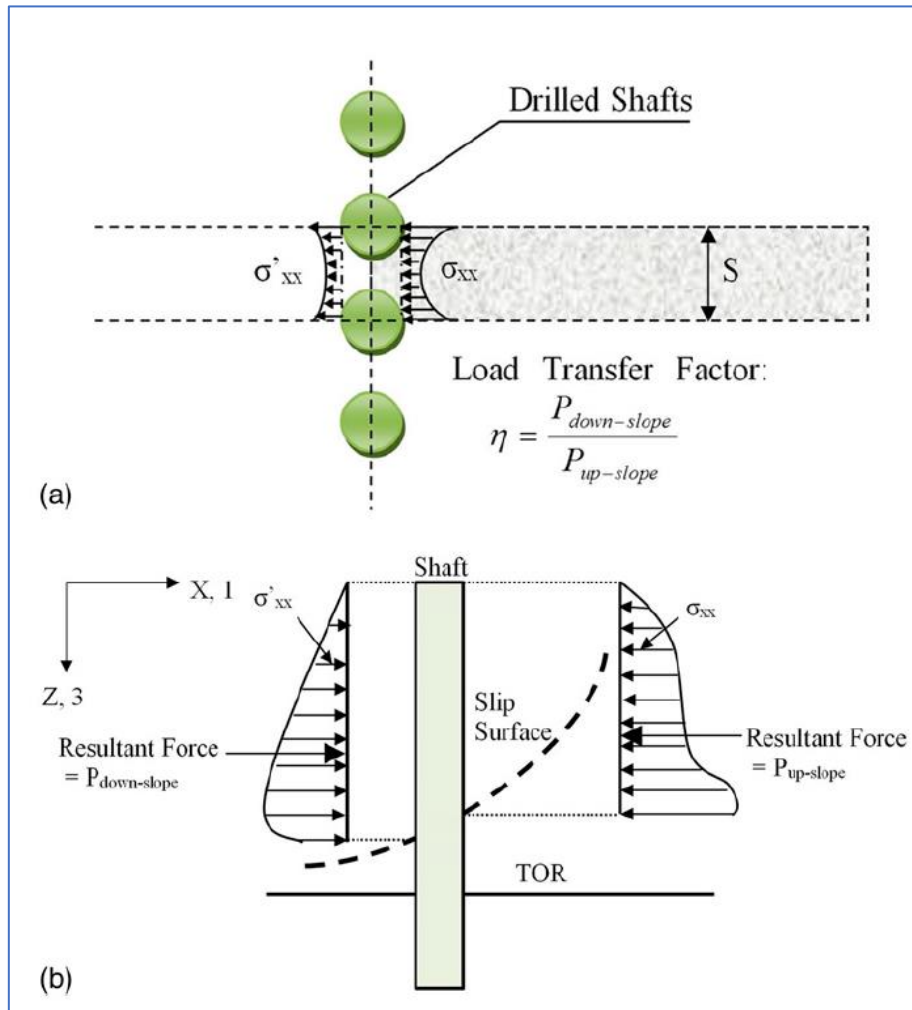


Figura 2.4.5.9 (da Liang et al. , 2014)

### 2.4.5.3 Considerazioni progettuali della spinta su palificate.

Il software SSAP produce anche una serie di grafici addizionali con i valori di  $Fp_{mob}^*(H)$ ,  $\alpha_m^*(H)$ ,  $q^*(z, H)$  (eq. 2.4.5.7, 2.4.5.8, 2.4.5.9) in funzione delle profondità di attraversamento delle palificate da parte delle molteplici superfici, generate durante la verifica di stabilità. Questi grafici addizionali possono essere di estrema utilità per i progettisti per valutare il grado di sollecitazioni possibili, alle diverse profondità  $H$ , lungo l'asse verticale di ogni palificata.

La necessità di avere un registro dei valori di spinta e mobilitazione delle forze alle varie profondità, come già visto nella figura 2.4.5.8, è motivato nella figura 2.4.5.10, dove viene mostrata una palificata e una serie di diverse superfici di scivolamento che la attraversano. Nella figura 2.4.5.10 le tre superfici di potenziale scivolamento che sollecitano la palificata passano tutte nello stesso punto, posto a profondità  $H$  dalla testa del palo.

Secondo la teoria di Ito e Matsui (1975,1981) nel nodo base della distribuzione di spinta, a profondità  $H$ , la spinta di reazione massima teorica  $Fp$ , precedentemente descritta con la eq. 2.4.5.2, sarà sempre la stessa, dato che essa dipende dalla profondità  $H$  e dalle caratteristiche del tipo di terreno che abbiamo lungo la verticale del palo fino a arrivare alla superficie o alla testa del palo.

Tuttavia, considerando le tre diverse superfici (1), (2) e (3) nella figura 2.4.5.10, nello stesso punto posto a profondità  $H$  avremo diversi valori di spinte effettive  $E(x)$  che agiscono. Infatti le tre superfici di esempio passano tutte per lo stesso punto profondità  $H$ , ma esse si diversificano per

un volume coinvolto a monte estremamente diverso e quindi da una diversa spinta  $E(x)$ . Infatti esistono infinite superfici di scivolamento possibili che passano per lo stesso punto di una verticale di un palo. Come pure esiste un infinito numero di punti, lungo la verticale di un palo che possono essere di intersezione tra superfici di scivolamento e palificata.

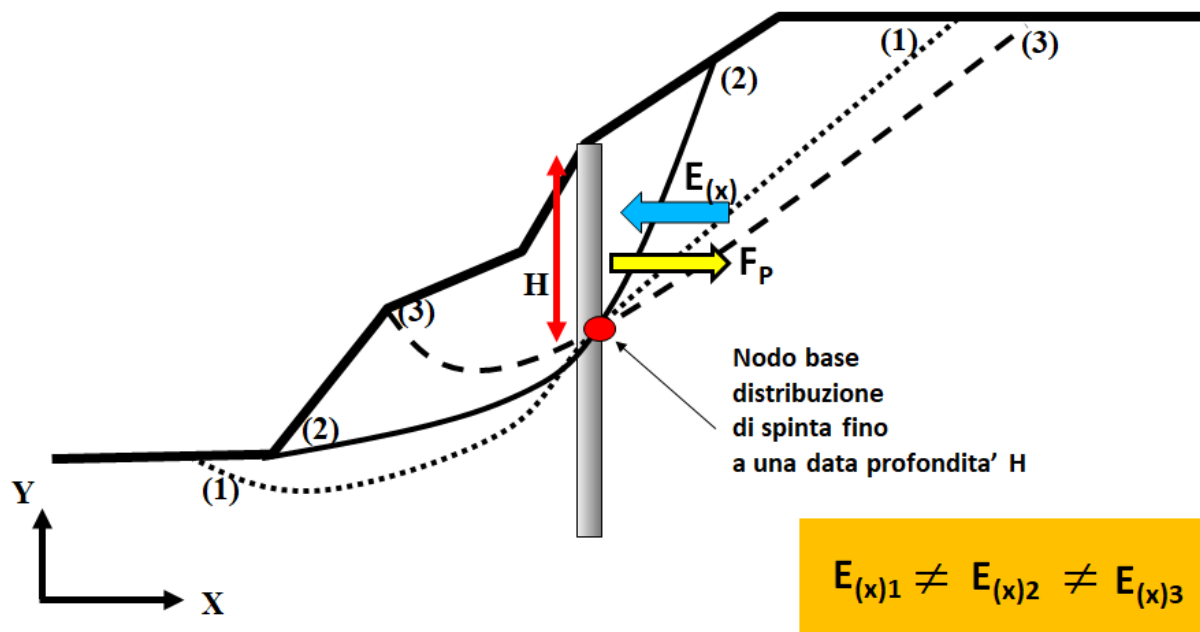


Figura 2.4.5.10

Ne consegue che essendo la spinta  $E(x)$  diversa per ognuna delle molteplici superfici possibili che intersecano la palificata, e essendo tale spinta  $E(x)$  essenziale al calcolo delle sollecitazioni sui pali, non possiamo trascurare la valutazione integrale di tutti i possibili valori calcolati per ciascuna delle superfici generate per le quali abbiamo una diversa profondità  $H$  e diversi valori di  $E(x)$  e quindi di  $Fp_{mob}^*(H)$ ,  $\alpha_m^*(H)$ ,  $q^*(z, H)$  e alla fine di  $Fs$ .

A titolo esemplificativo vediamo il caso del seguente pendio che è poi presentato integralmente nel capitolo 6 tra gli esempi di applicazione.

Si tratta di un pendio rimodellato con due strutture di sostegno tipo muro in calcestruzzo. Una delle strutture è fondata su una palificata (diametro pali 0.3 m, interasse 1.4 m, lunghezza pali 6 m) incastrata nello strato 5 che ha caratteristiche di alta resistenza meccanica (fig. 2.4.5.11).

Lo strato superficiale (strato 1) ha caratteristiche di media resistenza. A monte della struttura di maggiori dimensioni vi è una porzione di riempimento con caratteristiche scadenti, contenuta dal muro a mensola con fondazioni su pali. Questo esempio ha una elevata complessità di verifica soprattutto a causa della discontinuità molto irregolare tra lo strato 1 e lo strato 5 (fig. 2.4.5.11) ma anche per la presenza della palificata e della sua azione di reazione e stabilizzazione della parte di pendio a monte. In questo caso la analisi è stata eseguita con l'approccio statico A2+M2+R2 secondo le NTC2018 e utilizzando il motore *Sniff Random Search* (modalità non-convex).

Il fattore di sicurezza minimo individuato tra tutte le superfici che attraversano la palificata alle varie profondità è  $Fs=1.64$  (fig. 2.4.5.11). Tuttavia esistono altre superfici con fattore di sicurezza maggiore che attraversano la palificata a profondità sia minori che maggiori (fig. 2.4.5.12). La nuvola di punti mostrata nella figura 2.4.5.12 rappresenta il campione delle 10000 superfici generate che attraversano la palificata alle diverse profondità e ognuna con diverse forme e estensione. Di fatto l'involuppo inferiore della nuvola di punti della figura 2.4.5.12

rappresenta la distribuzione dei valori del fattore di sicurezza  $F_s(H)$  di ognuna delle superfici generate, calcolate e registrate risulta quello che maggiormente ci interessa.

L'inviluppo superiore della nuvola di punti della figura 2.4.5.13 rappresenta, invece la forza di reazione  $F_{p_{mob}}*(H)$  mobilitata dalla palificata sottoposta alle diverse forze  $E(x)$  prodotte dalle varie superfici generate. Dell'inviluppo superiore il progettista può considerare il valore appropriato per le diverse profondità H lungo la verticale del palo.

Un approccio analogo viene utilizzato per le figure 2.4.5.14, 2.4.5.15, 2.4.5.16 che corrispondono rispettivamente ai valori del coefficiente di mobilitazione  $\alpha_m*(H)$  della forza di reazione massima teorica  $Fp$  e dei valori  $q_{min}*(H)$  e  $q_{max}*(H)$  che corrispondono alle forze mobilitate agenti sulla testa del palo,  $q_{min}*(H)$ , e alla profondità H,  $q_{max}*(H)$ , prodotte dalle varie superfici. Anche in questo caso si devono considerare sempre i valori dell'inviluppo superiore della nuvola di punti.

Con questi valori disponibili è possibile valutare in modo opportuno la distribuzione di spinta, funzione della profondità, mobilitata sul fusto di ogni singolo palo. e non solo sulla superficie con FS minimo individuata.

Nella figura 2.4.5.17 viene riprodotto una porzione del report finale di verifica che include i dati importanti delle forze teoriche massime e quelle mobilitate reali  $F_{p_{mob}}*(H)$ ,  $\alpha_m*(H)$ ,  $q*(z, H)$ , ma nel caso della superficie individuata con FS minimo.

La figura 2.4.5.18 illustra la possibilità di avere due diverse distribuzioni di spinta lungo il fusto dei pali nel caso si considerino due diverse profondità H. Per la superficie meno profonda possiamo avere una distribuzione di spinta ridotta ma anche un fattore di sicurezza minore. Mentre per la superficie più profonda possiamo avere una distribuzione di spinta maggiore e anche, in questo caso, un Fs maggiore. Va comunque considerato che il fattore di sicurezza non è strettamente associato a una magnitudo della distribuzione di spinta ma esso dipende anche da una moltitudine di fattori geotecnici e della palificata.

Questi grafici possono essere di ausilio nella determinazione delle spinte reali mobilitate sui pali, elementi strutturali della palificata. Le distribuzioni di spinta sul fusto mobilitate possono essere utilizzate con altri software di tipo strutturale per ottenere le deformate, dei pali, il momento flettente e gli sforzi di taglio sulla sezione in modo da valutare la compatibilità e sicurezza della struttura proposta con gli sforzi calcolati e associati a un determinato valore di FS del pendio.

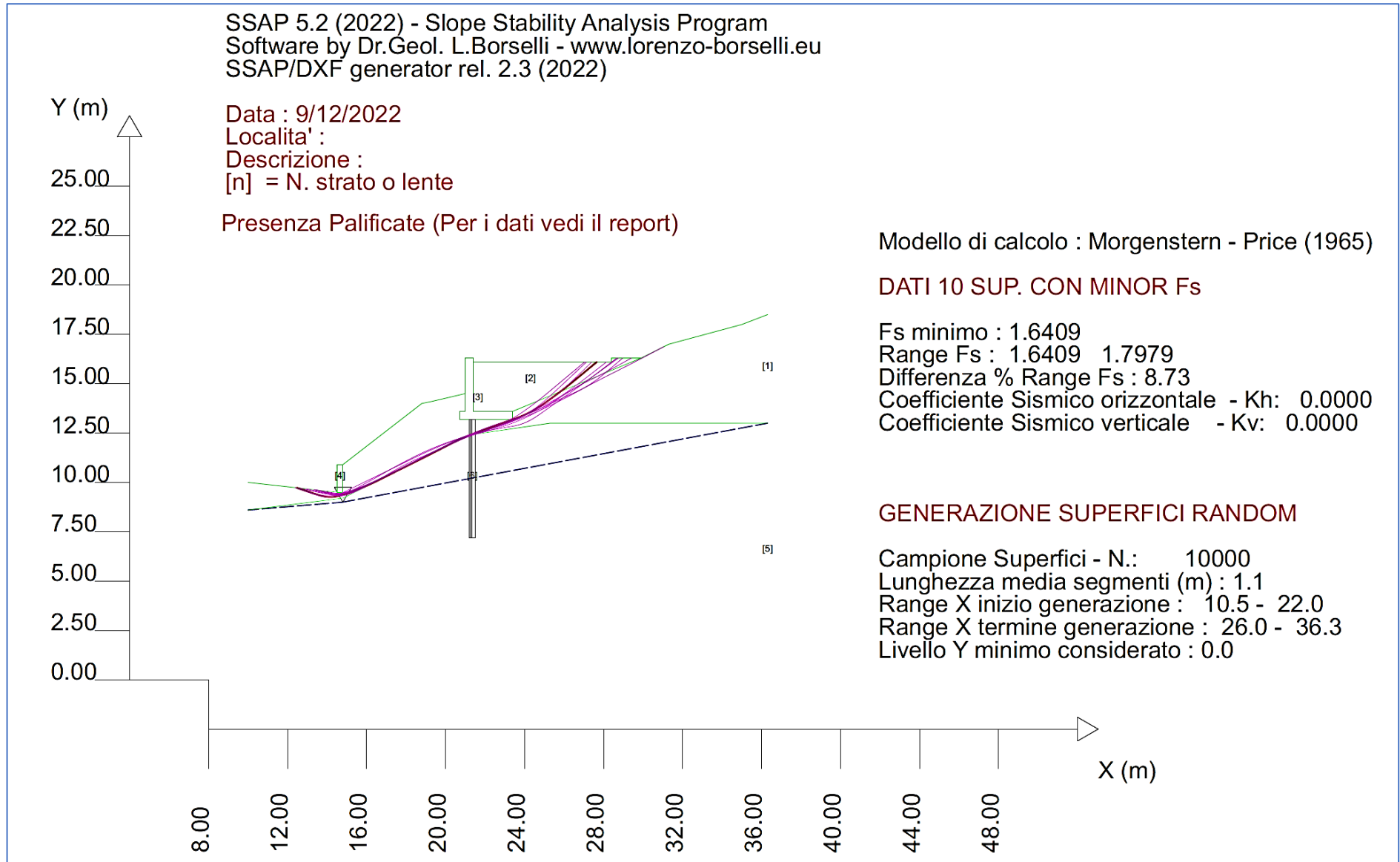
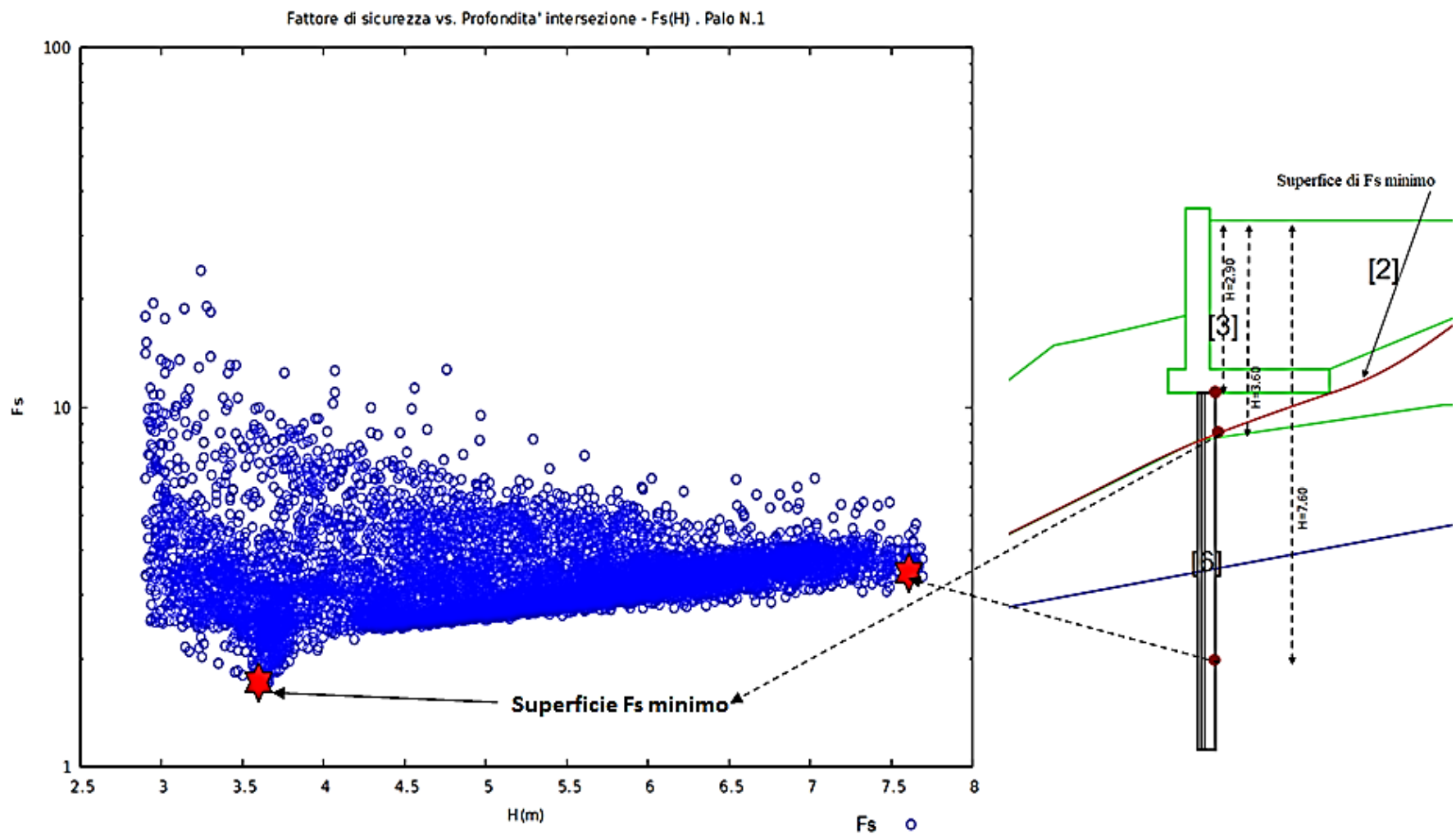


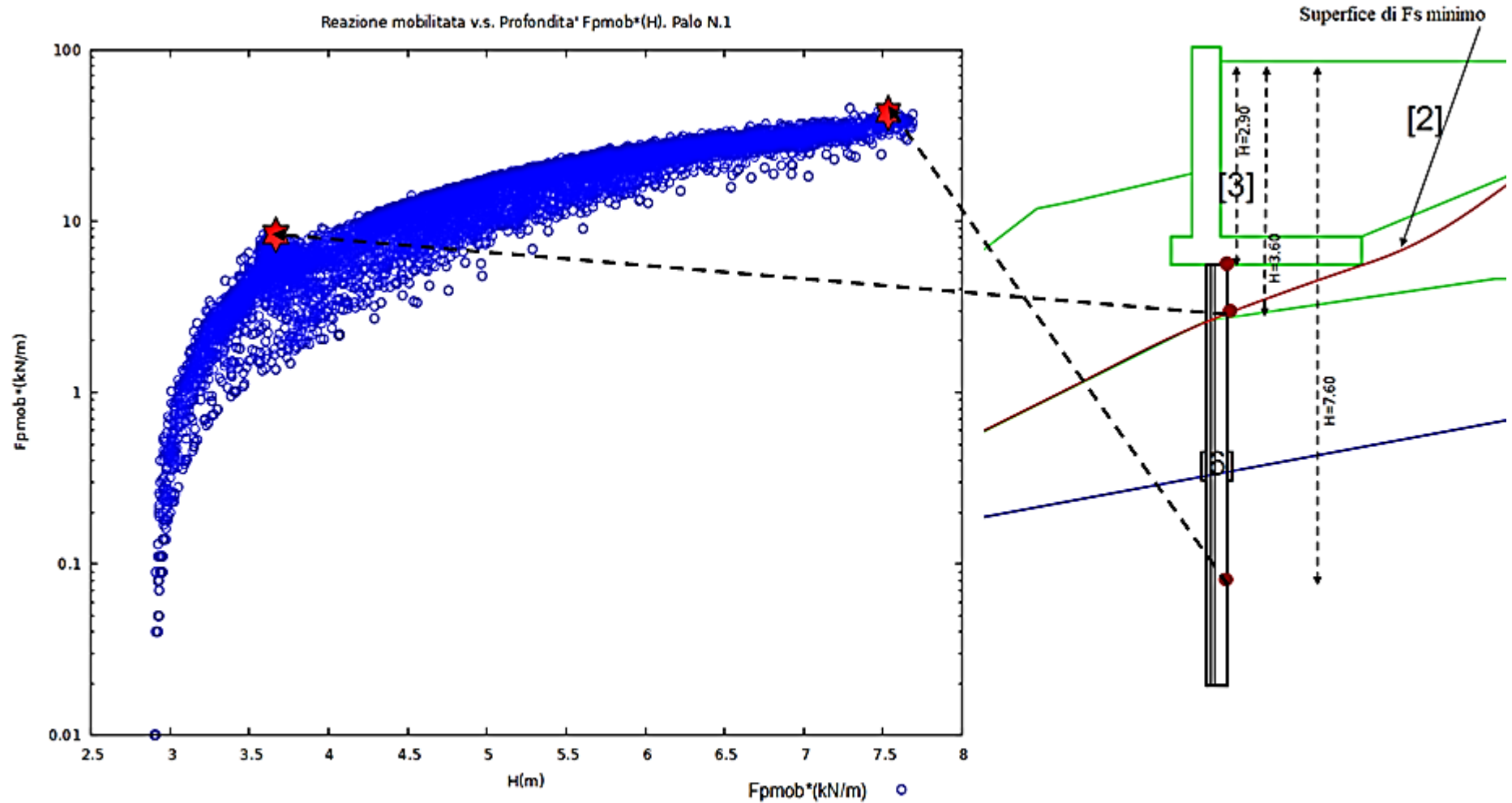
Figura 2.4.5.11



Graphic rendering, Credits to: GNUPLOT 5.4.5 www.gnuplot.info

SSAP2010 rel. 5.2 (1991,2022) by L. Borselli - www.ssap.eu

Figura 2.4.5.12

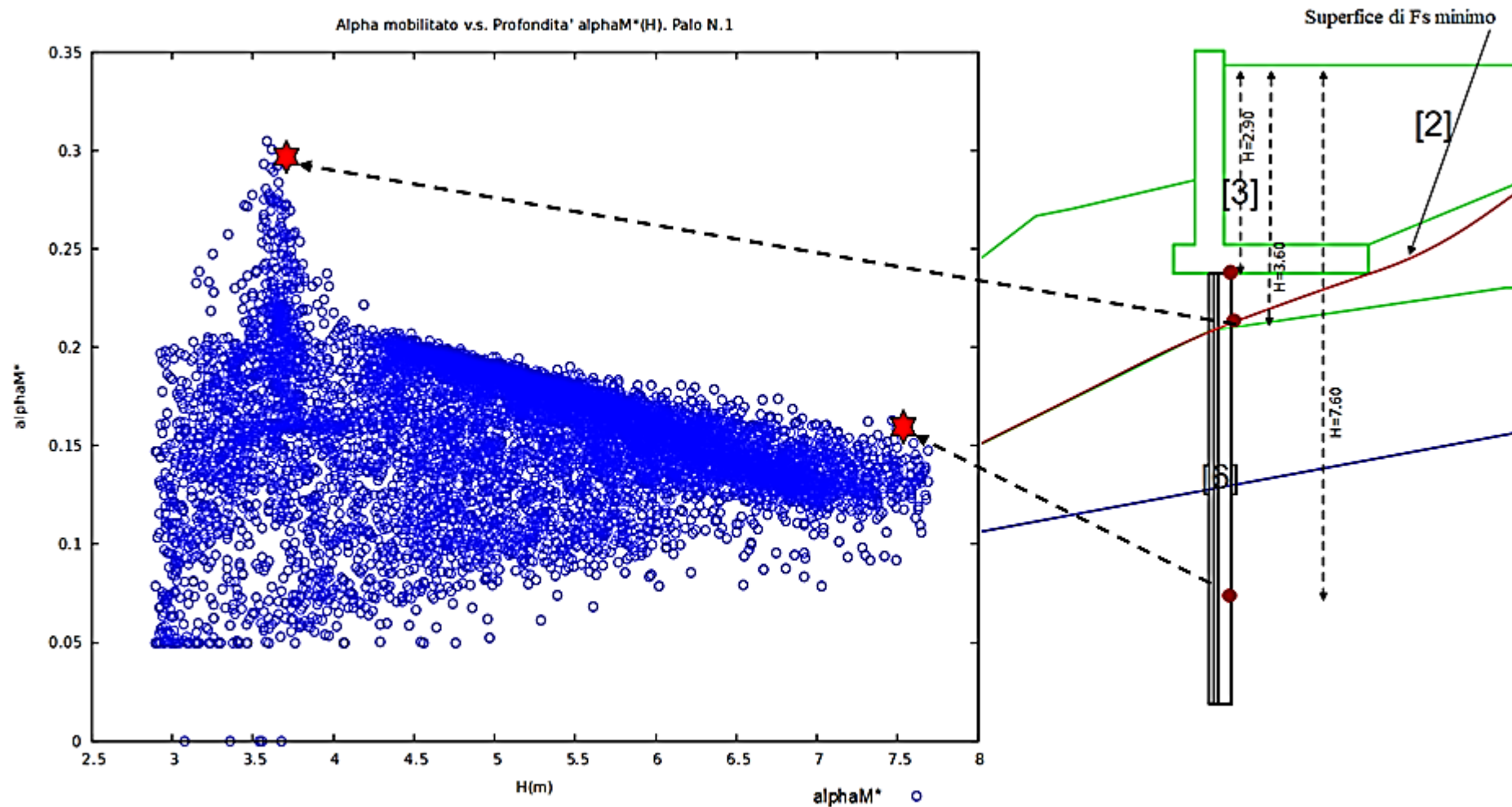


Graphic rendering.Credits to: GNUPLOT 5.4.5 www.gnuplot.info

SSAP2010 rel. 5.2 (1991,2022) by L. Borselli - www.ssap.eu

Figura 2.4.5.13

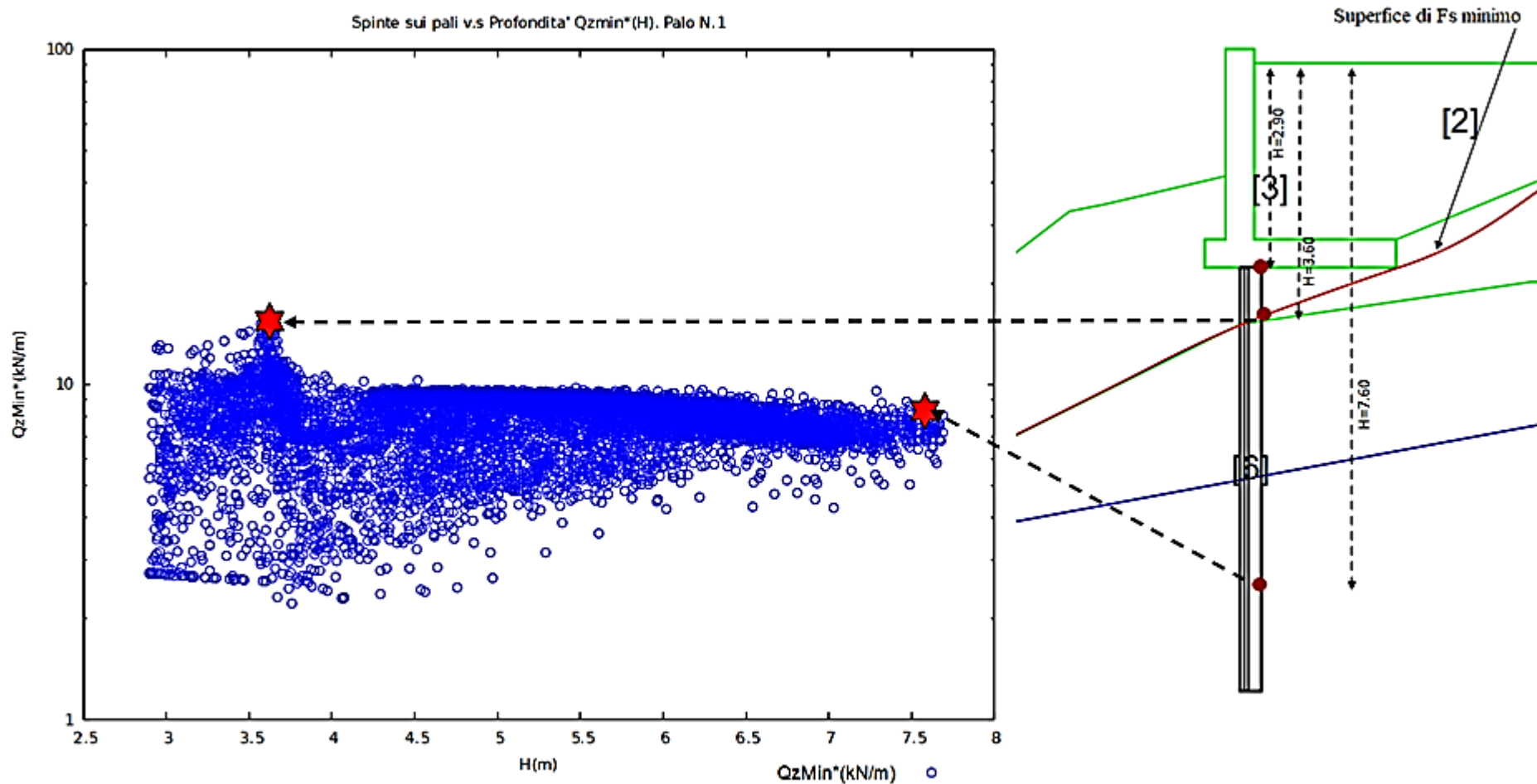




Graphic rendering, Credits to: GNUPLOT 5.4.5 www.gnuplot.info

SSAP2010 rel. 5.2 (1991,2022) by L. Borselli - www.ssap.eu

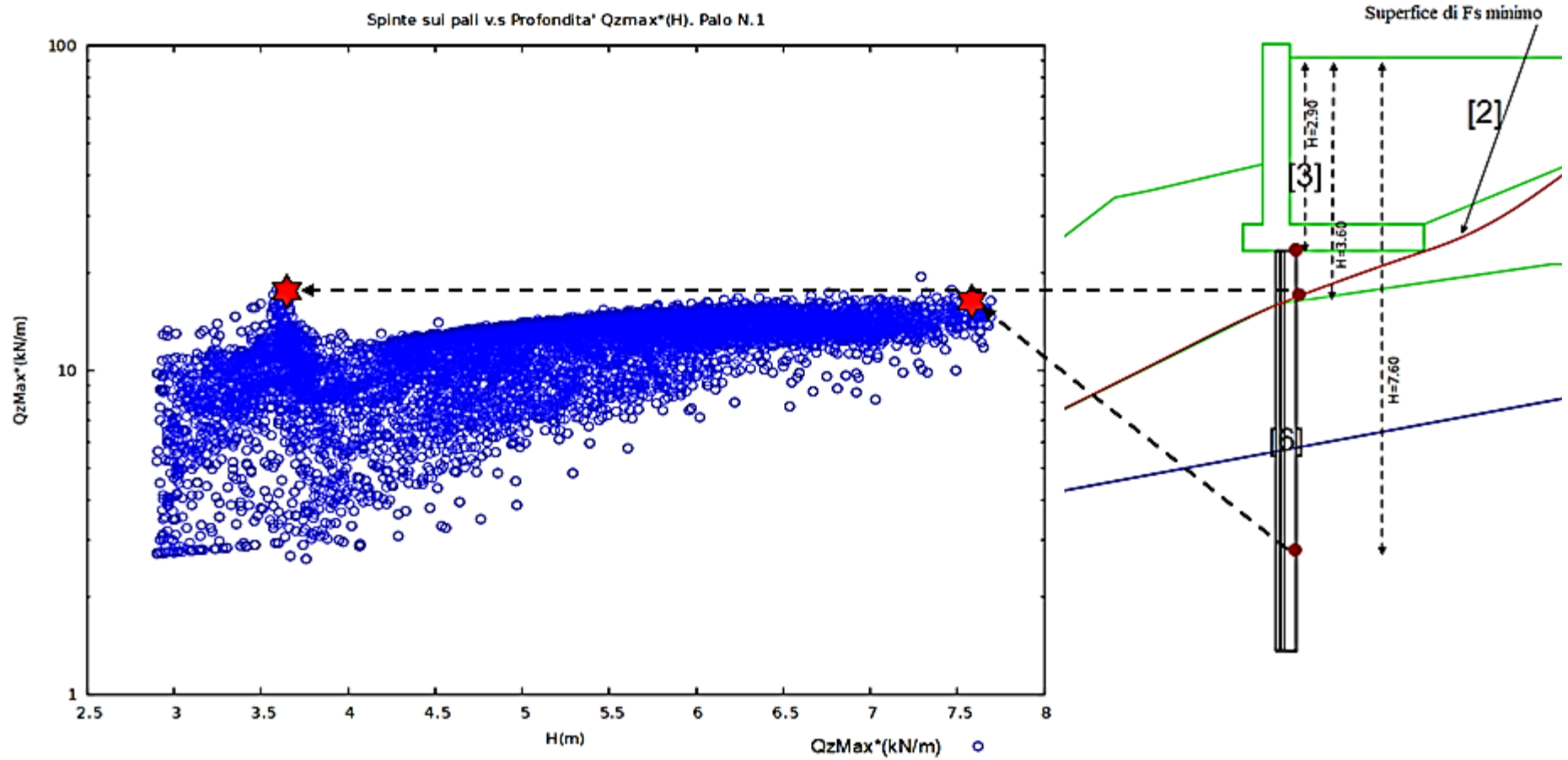
Figura 2.4.5.14



Graphic rendering, Credits to: GNUPLOT 5.4.5 www.gnuplot.info

SSAP2010 rel. 5.2 (1991,2022) by L. Borselli - www.ssap.eu

Figura 2.4.5.15



Graphic rendering, Credits to: GNUPLOT 5.4.5 www.gnuplot.info

SSAP2010 rel. 5.2 (1991,2022) by L. Borselli - www.ssap.eu

Figura 2.4.5.16

## FORZE APPLICATE/RESISTENTI SU PALIFICATE\*,\*\*

Metodo di calcolo adottato: ITO-MATSUI(1975,79,81,82) - HASSIOTIS (1997)

\*NOTA IMPORTANTE: Per le superfici che intersecano la palificata sotto il 20% finale della lunghezza, ai fini della sicurezza, non viene considerato l'effetto stabilizzante per mancanza di sufficiente ancoraggio (incastro).

## PALIFICATA N.1

Coordinata X Testa (m):	21.5000
Coordinata Y Testa (m):	13.2000
Lunghezza pali L (m)*:	6.00
Diametro pali D(m):	0.30
Interasse tra pali D1(m):	1.40
Lunghezza apertura tra pali D2(m):	1.10
Fattore riduttivo resistenza palificata (NTC 2018):	2.00
Massima % mobilizzazione di resistenza teorica plasticizzazione suolo-Palo:	50.00

PROFONDITA' SUPERFICIE DI SCORRIMENTO H (m) : 3.59  
 PENDENZA LOCALE INTERSEZIONE SUP. SCORRIMENTO-PALO alpha (gradi) : 21.37  
 Procedura calcolo automatico forza mobilitata su palificata: ATTIVATA  
 CRITERIO DI SPINTA ASSUNTO: Minima tra mobilizzazione massima assunta e spinta E(x) reale  
 MODELLO DI CALCOLO UTILIZZATO: ITO E MATSUI(1981)

--- PARAMETRI MASSIMI TEORICI IN CONDIZIONI DI PLASTICIZZAZIONE INTERFACCIA SUOLO PALO SECONDO TEORIA PLASTICIZZAZIONE ITO E MATSUI(1981) / KUMAR E HALL(2006)

FORZA UNITARIA SU PALO (Massima teorica) LOCALIZZATA ALLA TESTA PALO	qz0 (kN/m) :	51.46
FORZA UNITARIA SU PALO (Massima teorica) LOCALIZZATA ALLA BASE SUP. SCORRIMENTO	qzmax (kN/m) :	58.38
FORZA REAZIONE TOTALE UNITARIA (massima teorica per fronte larghezza 1 m) SU PALIFICATA	Fp (kN/m) :	27.21

--- PARAMETRI FORZE E SFORZI MOBILITATI CALCOLATI E APPLICATI NELLA VERIFICA ---

FORZA REAZIONE TOTALE UNITARIA (Mobilizzata per fronte larghezza 1 m) SU PALIFICATA	Fpm (kN/m) :	8.29
COEFFICIENTE DI MOBILIZZAZIONE TOTALE CALCOLATO E APPLICATO	alphaM (-) :	0.3047
FORZA UNITARIA SU PALO (mobilizzata) LOCALIZZATA ALLA TESTA PALO	qz0m (kN/m) :	15.68
FORZA UNITARIA SU PALO (mobilizzata) LOCALIZZATA ALLA BASE SUP SCORRIMENTO	qzmaxm (kN/m) :	17.79
SFORZO DI TAGLIO (Mobilizzato stimato) SU PALO LOCALIZZATO SU SUP. SCORRIMENTO	TAUpm (kPa) :	26.373

Figura 2.4.5.17

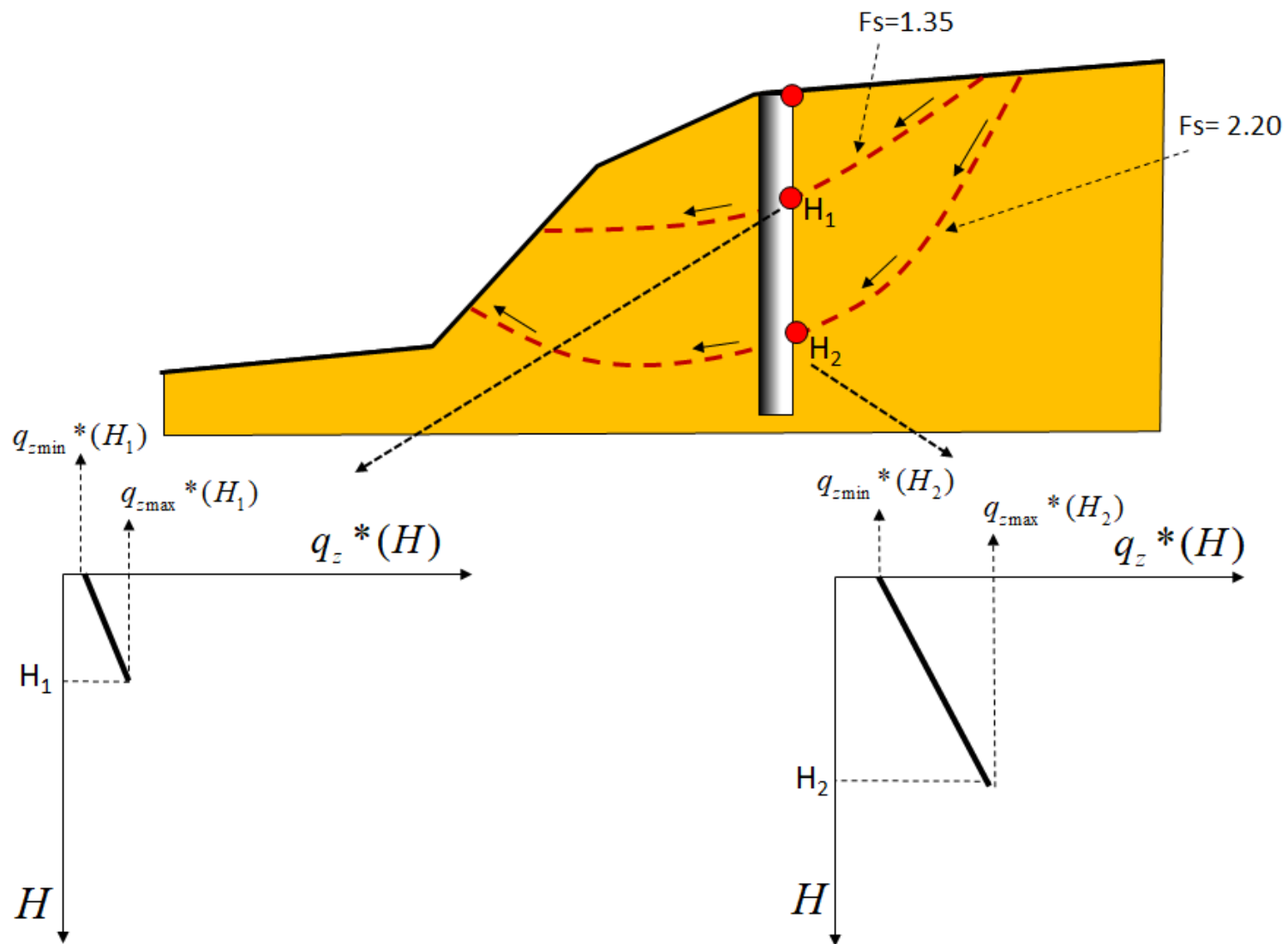


Figura 2.4.5.18

#### 2.4.5.4 Considerazioni generali sulla progettazione di palificate.

Con questa metodologia possono essere inserite diverse file di pali e valutare l'incremento complessivo di  $F_s$  per il pendio. Nel caso si voglia considerare una maggiore interazione tra le file di pali si può interagire incrementando il fattore di sicurezza aggiuntiva  $F_{NTC}$  che tenga conto della riduzione di effetti dei pali in gruppo nel caso che le file di pali siano ravvicinate (distanti tra loro meno di una distanza  $8D$ ). Al termine della verifica, **per la superficie individuata con  $F_s$  minimo o per la verifica su una superficie predefinita dall'utente**, il programma SSAP produce un rapporto con i risultati delle distribuzioni delle forze e delle pressioni agenti sulla palificata di progetto: la distribuzione delle  $q(z)$ , i valori di  $F_p$ ,  $F_{p_{mob}}$ ,  $F_{p_{mob}}^*$ ,  $\alpha_m$ ,  $\alpha_m^*$ ,  $q(z)^*$  oltre che lo sforzo di taglio agente sulla sezione della palificata. Il software SSAP produce anche una serie di grafici addizionali con i valori di  $F_p$ ,  $F_{p_{mob}}^*(z)$ ,  $\alpha_m^*(z)$ ,  $q^*(z)$  in funzione delle profondità di attraversamento delle palificate da parte delle molteplici superfici, generate durante la verifica di stabilità. Questi grafici addizionali, descritti nella sezione 2.4.5.3, possono essere di estrema utilità per i progettisti per valutare il grado di sollecitazioni possibili alle varie profondità lungo l'asse verticale di ogni palificata.

È tuttavia importante sottolineare che:

1. *Nel caso di palificate di lunghezza insufficiente alcune superfici profonde possono ugualmente rendere instabile un pendio se le superfici sono distribuite in aree dove l'effetto dei pali non agisce.*
2. *L'ultimo 20% della lunghezza  $L$  del palo non viene utilizzato per calcolare la reazione stabilizzante dato che viene assunto come uno spessore di immersione minimo. Quindi per le superfici che intersecano la struttura al di sotto di questo livello minimo l'effetto di reazione passiva della palificata non viene calcolata e considerata dal software SSAP. Questa azione è implementata per ragioni di sicurezza.*
3. *Palificate con un rapporto interasse/diametro  $D1/D > 4$  sono caratterizzate da una riduzione esponenziale, con l'incremento di questo valore, della forza di reazione mobilitata. In nessun caso è consigliabile superare il rapporto  $D1/D > 5$*
4. *La superficie più critica in assoluto, trovata per un pendio senza pali di sostegno, e quella maggiormente critica dopo l'inserimento di una palificata potrebbero non coincidere. Questo perché che l'azione dei pali cambia quasi sempre in maniera rilevante la distribuzione degli sforzi in un pendio.*
5. *Esistono vari criteri di progettazione che suggeriscono le caratteristiche geometriche limite per palificate, paratie di pali e file di fondazioni a Pozzo, oltre il quale gli interventi risultano non economicamente convenienti o comunque sconsigliati.*
6. *È necessario sempre accoppiare la analisi e le verifiche sopra descritte con un'analisi strutturale, per verificare che gli sforzi mobilitati dalla palificata per incrementare il valore complessivo di  $F_s$  non mettano in crisi la struttura. In questo caso è necessario che le sollecitazioni associate alla superficie di scivolamento non mettano in crisi le resistenze limite (flessionali e di taglio dei pali singoli o della palificata). Un criterio di progettazione strutturale integrato con la metodologia proposta è presentato in modo dettagliato nella appendice del lavoro originale di Ito e Matsui (1975,1981).*
7. **È IMPORTANTE CONSIDERARE** che ogni palificata dovrebbe venire inserita nel pendio anche come un elemento resistente al taglio, con forma e geometria

**propria come un qualsiasi strato o lente.** A questo proposito si veda sia il capitolo 3 di questo manuale, **sia l'appendice C**, dove è presentato un metodo, suggerito dall'autore, per valutare i parametri di resistenza al taglio di una lente/strato palificata.

**Per i dettagli nel formato del file che contiene i parametri per le palificate, si veda il capitolo 3 di questo manuale.**



### 2.4.6 Reti in aderenza ancorate (*anchored wiremesh*)



Figura 2.4.6.1 (foto: Borselli 2020)

I sistemi di reti in aderenza o *anchored wiremesh* sono un sistema integrato di rinforzi utilizzati nella stabilizzazione dei pendii in roccia, ammassi rocciosi fratturati, pendii in rocce tenere e terreni consolidati.

Le reti in aderenza, o *anchored wiremesh*, sono strutture di contenimento e rinforzo corticale flessibili costituite usualmente da rete in acciaio a doppia torsione ancorate da almeno due o più file di chiodi di rinforzo/tiranti (fig. 2.4.6.1). Queste strutture flessibili sono un importante strumento di consolidazione corticale di un pendio quando sussistono queste condizioni minime:

- Installazione su un pendio o parete costituita da roccia o sedimenti consolidati.
- Utilizzo di reti in acciaio a doppia torsione di alta resistenza.
- Collegamento alla parete da due o più file di chiodi/tiranti che garantiscano un adeguato ancoraggio della rete.
- Perfetta aderenza della rete alla superficie della roccia o del pendio.

Esistono diversi metodi di progettazione disponibili per simulare l'effetto locale di questi sistemi di rinforzo (Cala, 2012; Grimod & Giachetti, 2013; Blanco-Fernandez et al., 2011, 2013, 2016).

Tuttavia come si evince dalla letteratura scientifica (Blanco-Fernandez et al., 2011, 2013, 2016) i problemi ancora non completamente risolti sono i seguenti:

1. La difficoltà nel considerare l'effetto del rinforzo corticale nella stabilità del pendio nella verifica di stabilità globale con metodi LEM
2. La difficoltà di stabilire il principio di interazione del rinforzo con le superfici di potenziale rottura e scivolamento e il tipo di reazione (attivo o passiva) da utilizzare ai fini del calcolo degli effetti stabilizzanti.



L'obiettivo di questa sezione è quello di proporre un nuovo metodo di progettazione, alternativo ai metodi usuali finora disponibili nella letteratura tecnica sull'argomento, e dare una risposta ai punti 1 e 2 indicati sopra. Daremo qui' una descrizione di come il codice SSAP 5.0 permette di considerare sia l'effetto integrato degli ancoraggi sia quello delle reti in aderenza, in una verifica di stabilità globale con metodi LEM avanzati, facendo riferimento alla metodologia pubblicata dall'autore (Borselli, 2020) e qui riportata con alcuni ampliamenti.

L'effetto di instabilità locale può essere affrontato con dei modelli di calcolo specifici distribuiti da società che producono *wiremesh* (Cala, 2012; Grimod & Giachetti, 2013).

Tuttavia in questi modelli l'effetto di stabilizzazione della rete in aderenza non è considerato per le superfici calcolate nei modelli di stabilità globale. (es in figura 2.4.30, superfici tipo 3).

In questo caso, per questo tipo di superfici esiste solo l'effetto dei tiranti, e nei modelli esistenti di stabilità globale non si riesce a considerare l'effetto reale della rete in aderenza e la sua interazione con le superfici globali. Prendiamo come esempio le eventuali discontinuità in roccia. Le discontinuità possono esistere a differenti scale. Ad esempio e non esistono le sole porzioni prossime alla superficie come quelle che usualmente vengono considerate dai modelli esistenti (Cala, 2012; Grimod & Giachetti, 2013) a de esempio per le superfici di tipo 1 e 2 in fig. 2.4.6.2. Possono esistere infatti anche discontinuità più estese che comprendono tutto il volume dell'ammasso. La resistenza al taglio che si produce su queste discontinuità più interne si riflette sulla spinta e deformazione finale della rete e quindi sulla reazione prodotta della rete stessa e dai rinforzi con cui questa viene fissata alla parete.

In SSAP 5.0, e successive versioni, ci si propone quindi una metodologia che permetta di affrontare il calcolo della **stabilità globale con superfici a qualunque scala**, con un sistema integrale di verifica di stabilità globale rigorosa e dove tutti gli elementi della geomeccanica delle rocce e dei terreni.

Nei lavori di Blanco-Fernandez et al. (2011,2013) è stata presentata integralmente la problematica della progettazione delle reti in aderenza e la necessità di un cambio di paradigma, basato su chiare evidenze sperimentali, ottenute attraverso misure dirette in campo su reti installate e progettate secondo i metodi Classici. Gli Autori indicano che: *“Queste misurazioni dimostrano che la forza di precompressione sui sistemi flessibili è molto bassa e quasi trascurabile. Pertanto, i sistemi flessibili ancorati al suolo non possono essere considerati attivi, ma passivi, il che significa che i metodi di progettazione attuali non sono adeguati”* (Blanco-Fernandez et al. (2013). Blanco Fernandez et al. (2013) hanno dimostrato, con base sperimentale, in campo, su reti provenienti da diversi produttori, che la presenza di una spinta attiva da pre-stress prodotta dalla rete, in direzione del pendio, è nei fatti una chimera e che questo pone seri dubbi sopra i metodi fino ad adesso utilizzati che davano tale assunzione come un fatto assodato.

I metodi classici di progettazione prevedono che la rete ancorata abbia un certo grado di pretensionamento e che questo induca una pressione attiva dall'esterno verso l'interno.

Questo metodo è presente in diversi metodi di progettazione per spinta attiva come quello di Cala(2012) e Cala et al. (2013) che è illustrato anche da Blanco-Fernandez et al. (2011,2013) (figura 2.4.6.3 e 2.4.6.4).

**Tipi di instabilità in ammassi rocciosi con sistemi di giunti e discontinuità rinforzati con reti in aderenza ancorate con tiranti/chiodi.**

- 1 - instabilità locale tra i tiranti
- 2 - instabilità locale superficiale sub parallela alla superficie
- 3 - instabilità globale
- 4 - Rete in aderenza (wire mesh)

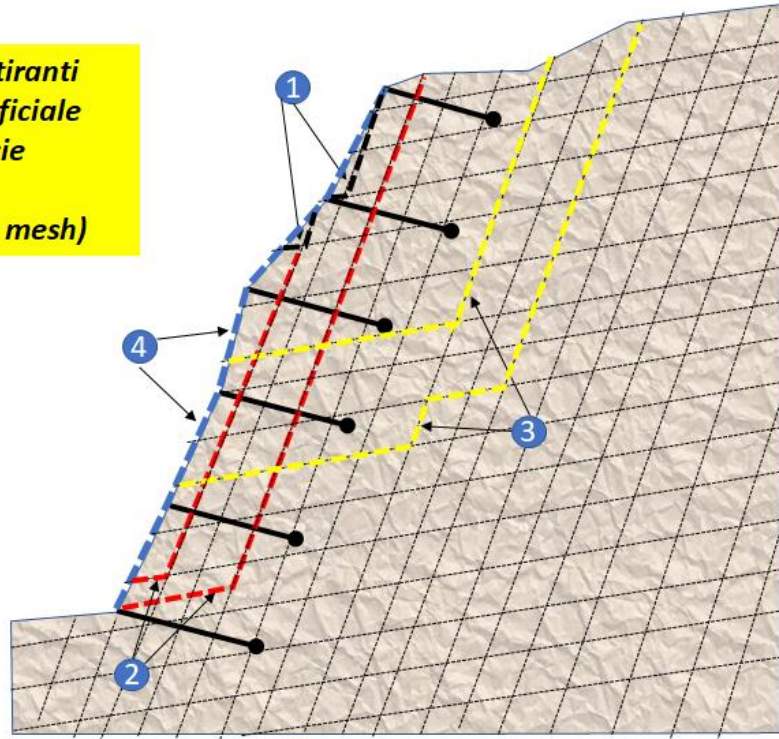


Figura 2.4.6.2

I metodi classici di progettazione prevedono che la rete ancorata sia pretensionata e che ciò genera una spinta attiva in direzione ortogonale alla superficie locale del pendio

Da (Blanco Fernandez et al. (2013))

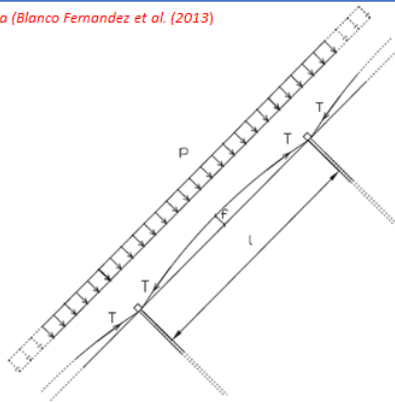


Fig. 1. Active behaviour of flexible systems. Theoretical scheme.

La assunzione della presenza di una spinta attiva e' la base dei metodi di progettazione indicati qui sotto..

Metodo del pendio indefinito

Da (Blanco Fernandez et al. (2011))

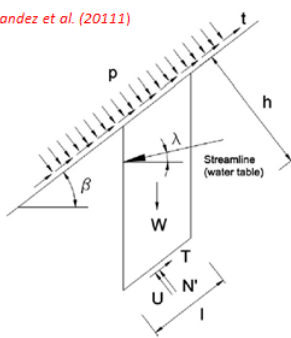


Fig. 4. Infinite slope (for soils, da Costa A.).

Metodo del cuneo locale

Da (Blanco Fernandez et al. (2011))

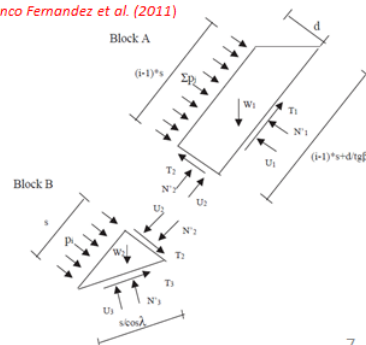


Fig. 7. Slope discretized in wedges (for soils). Force scheme.

Figura 2.4.6.3

la distinzione tra modello di reazione di **tipo Attivo** e di **tipo Passivo** è esemplificata nella seguente figura (fig. 2.4.32):

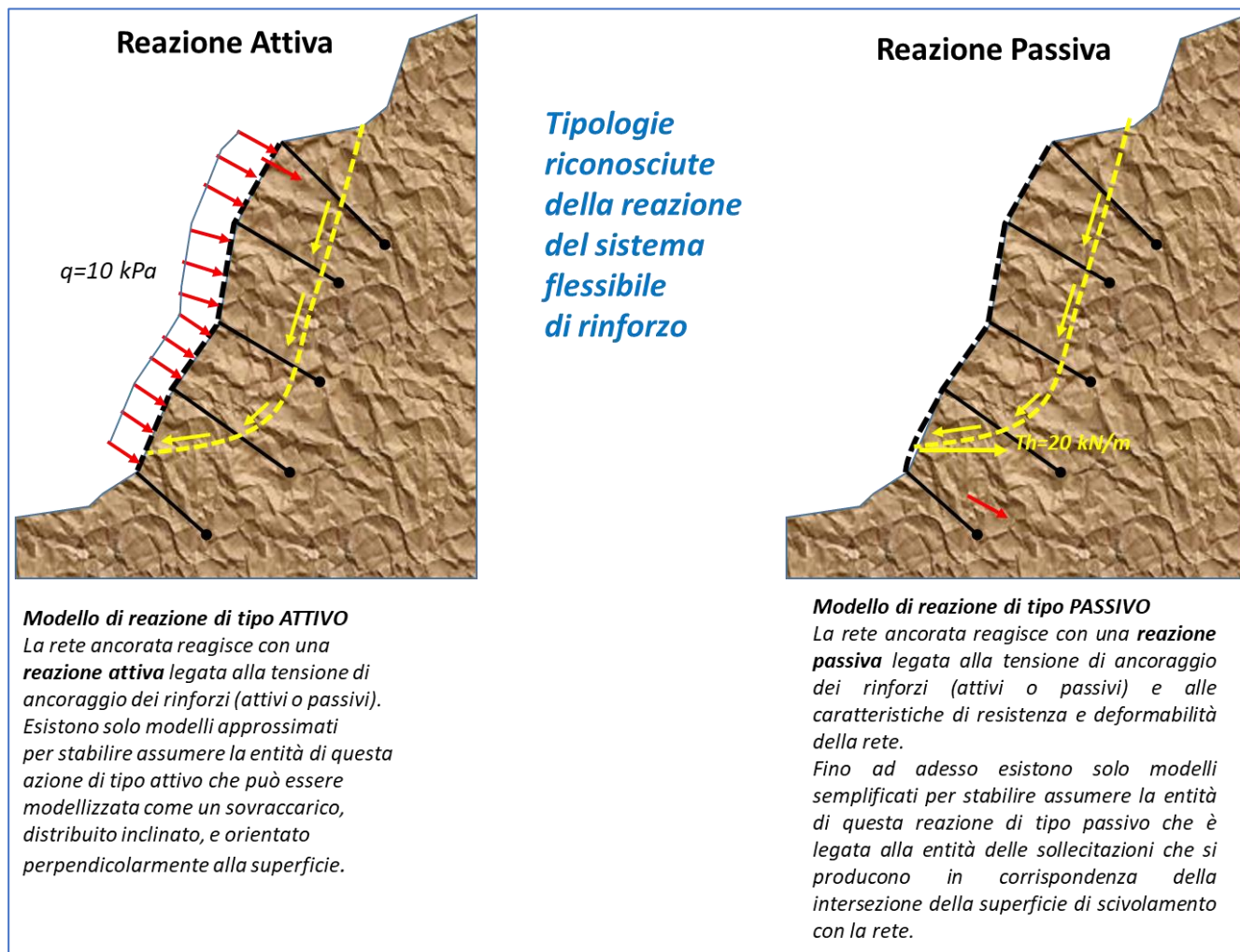


Figura 2.4.6.4(Borselli, 2020)

Le precedenti considerazioni mettono in evidenza la necessita che la spinta attiva esterna non sia da considerare se non per il puro peso proprio della rete e che sia necessario invece un sistema di azione e **reazione passiva progressiva** legato all'instaurarsi di un movimento che produce quindi la reazione della rete, limitato solamente dal limite di resistenza della rete e degli ancoraggi (Blanco-Fernandez et al. 2013)(figura 2.4.6.4).

Il metodo di progettazione di seguito proposto, implementato nel software SSAP 5.0 e versioni successive, è stato sviluppato dall'autore del software SSAP (Borselli, 2020) con lo scopo di superare le tecniche di progettazioni classiche e dare maggiore consistenza a un uso integrale del metodo di calcolo LEM rigoroso con reti in aderenza.

#### 2.4.6.1 Il Metodo *Th* (Borselli,2020).

Il metodo qui proposto di interazione della rete in aderenza con una superficie di scivolamento generica, che intercetta la rete, è basato su uno **schema di interazione passiva**. Il metodo proposto si chiama **Metodo *Th*** (Borselli, 2020)<sup>1</sup> (figura 2.4.6.5).

<sup>1</sup> BORSELLI, L. (2020). Reti in aderenza : progettazione alternativa in SSAP 5.0 per verifiche stabilità globali (LEM). Researchgate. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.22444.82569>

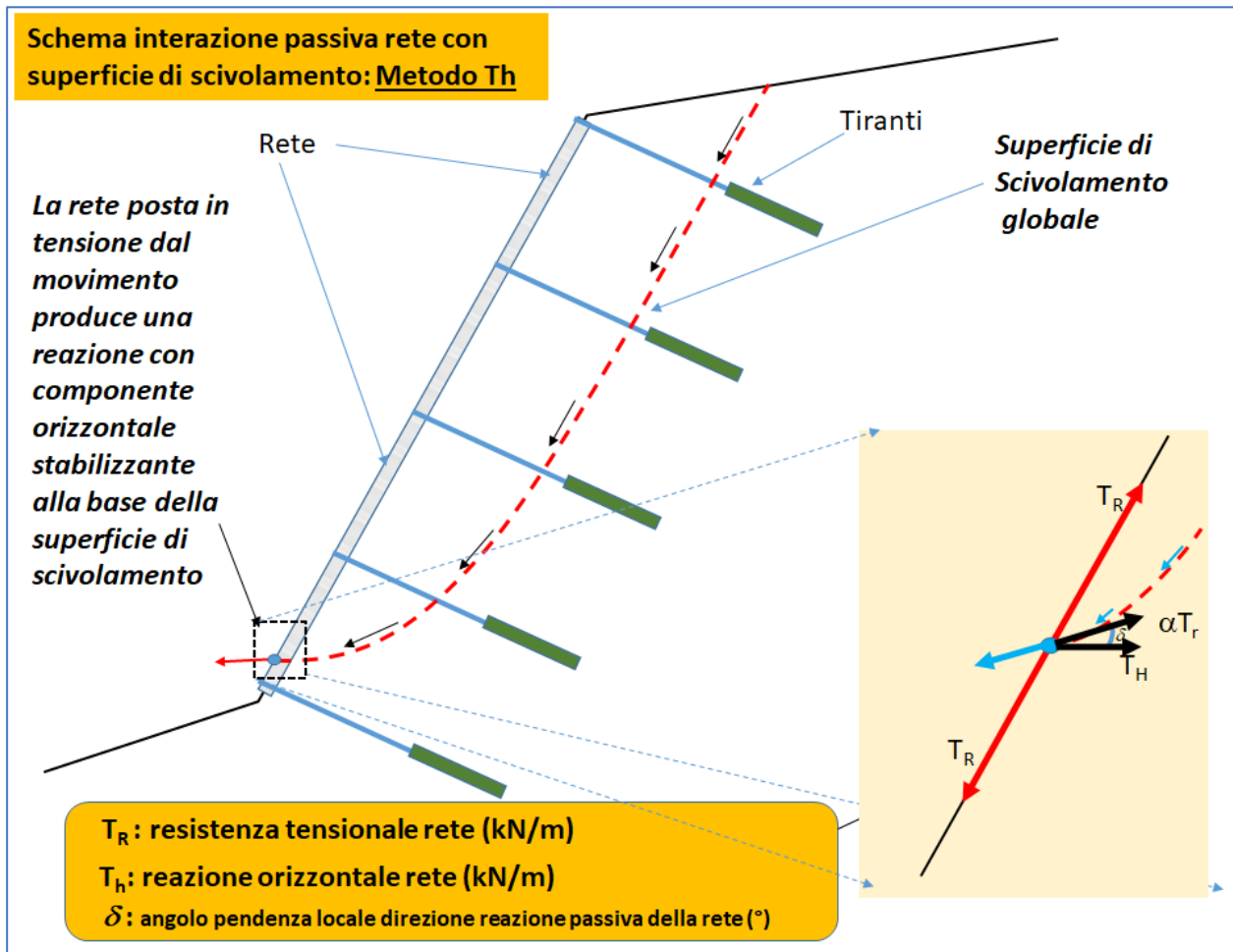


Figura 2.4.6.5 (Borselli, 2020)

La forza di reazione orizzontale stabilizzante  $T_h$  (kN/m) da applicare alla base della superficie di scivolamento è data dalla seguente formula:

$$T_h = \alpha T_R \cos \delta \quad (2.4.6.1)$$

dove  $\alpha$  è il coefficiente, con intervallo [0.0,1.0], che rappresenta il grado di mobilitazione della resistenza limite a trazione,  $T_R$  (kN/m) della rete, e  $\delta$  è l'angolo locale della reazione passiva della rete che coincide con la inclinazione di uscita della superficie di scivolamento.

alpha 0.33		delta(gradienti)											
Tr (kN/m)	0	5	10	15	20	30	40	48.38	60	70	80	85	
20	6.60	6.57	6.50	6.38	6.20	5.72	5.06	4.38	3.30	2.26	1.15	0.58	
40	13.20	13.15	13.00	12.75	12.40	11.43	10.11	8.77	6.60	4.51	2.29	1.15	
60	19.80	19.72	19.50	19.13	18.61	17.15	15.17	13.15	9.90	6.77	3.44	1.73	
80	26.40	26.30	26.00	25.50	24.81	22.86	20.22	17.53	13.20	9.03	4.58	2.30	
100	33.00	32.87	32.50	31.88	31.01	28.58	25.28	21.92	16.50	11.29	5.73	2.88	
120	39.60	39.45	39.00	38.25	37.21	34.29	30.34	26.30	19.80	13.54	6.88	3.45	
140	46.20	46.02	45.50	44.63	43.41	40.01	35.39	30.69	23.10	15.80	8.02	4.03	
160	52.80	52.60	52.00	51.00	49.62	45.73	40.45	35.07	26.40	18.06	9.17	4.60	
180	59.40	59.17	58.50	57.38	55.82	51.44	45.50	39.45	29.70	20.32	10.31	5.18	
200	66.00	65.75	65.00	63.75	62.02	57.16	50.56	43.84	33.00	22.57	11.46	5.75	

angolo delta: inclinazione reazione passiva rete in aderenza (valore assoluto angolo uscita sup. di scivolamento)

coefficiente di mobilitazione della forza  $T_R$

$T_R$  = resistenza a trazione di progetto (kN/m) della rete in aderenza

forza di reazione orizzontale  $T_h$  (kN/m) della rete, stabilizzante alla base (kN/m), nel punto di intersezione rete e superficie di scivolamento precedentemente determinata. Questo valore deve essere usato con il parametro  $E_a$  nella verifica con superficie singola in ssap. Vedi finestra OPZIONI

By L.Borselli 2022

Figura 2.4.6.6 (Borselli, 2020)

Il coefficiente  $\alpha$ , equivale a  $\alpha=1/F$ , dove  $F$  è un opportuno coefficiente di sicurezza ( $F>1.0$ ) che rappresenta il grado di mobilitazione della resistenza a trazione  $T_R$  limite della rete, fornita nei dati tecnici della stessa. Il foglio di calcolo qui sopra (figura 2.4.6.6) presenta il campo di valori possibili per la forza  $T_h$  (kN/m) di reazione orizzontale della rete assumendo  $\alpha=0.5$ .

Il coefficiente di mobilitazione  $\alpha$  della resistenza tensionale  $T_R$  della rete, con  $\alpha=[0.0,1.0]$ , ha una importanza fondamentale perché riduce la resistenza a trazione limite a un valore di sicurezza massimo mobilitabile, in termini di resistenza passiva orizzontale del *wiremesh*.

**Tuttavia questo valore è condizionato che il fissaggio della rete alla parete sia sufficientemente resistente.** Infatti se i punti di fissaggio sono deboli questo valore teorico di mobilitazione non verrà mai raggiunto. Per questo motivo è necessario a posteriori valutare se il valore di  $\alpha$  assunto è adeguato e non eccessivo. Ovvero **è necessario valutare la mobilitazione anche del potenziale sfilamento dei chiodi/tiranti di fissaggio della rete più vicini al punto di azione della spinta passiva sulla rete operata dalla superficie di potenziale scivolamento.**

Obiettivo di metodo è validare la compatibilità della forza di reazione  $Th$  di progetto, calcolata in via preliminare con la eq. 2.4.6.1, con la resistenza a trazione dei rinforzi più prossimi al punto di uscita della superficie di scivolamento. Questo è un punto chiave e innovativo nella modellazione della reazione passiva della rete nell'ambito di una verifica globale con metodi all'equilibrio limite.

**È importante sottolineare che due sono i punti chiave per generare una reazione passiva della rete:**

1. Il primo è che la rete venga deformata da una spinta che riceve dall'interno.
2. Il secondo è che la deformazione sia limitata o assente in assenza di tale spinta (ad esempio nel caso che il pendio sia intrinsecamente stabile e che quindi non si generano spinte che portano a deformazione della rete).

Prendiamo in esame il primo punto, ovvero la capacità di deformazione della rete. Nella eq. 2.4.6.1 viene utilizzato un coefficiente teorico, coefficiente  $\alpha$ , di mobilitazione della resistenza a trazione limite della rete. Questo è un valore teorico di progetto. Tuttavia dobbiamo valutare in sequenza:

1. La massima capacità di deformazione della rete assunta di progetto;
2. La direzione della forza di prodotta sulla testa rinforzi (chiodi/tiranti) più prossimi e la componente di questa che potrebbe portare a un eventuale sfilamento (*pullout*). (figura 2.4.7).

Nella figura 2.4.6.7 viene mostrato lo schema generale delle forze e in particolare le forze che si sviluppano in corrispondenza della testa dei rinforzi a causa della deformazione massima assunta per la rete.



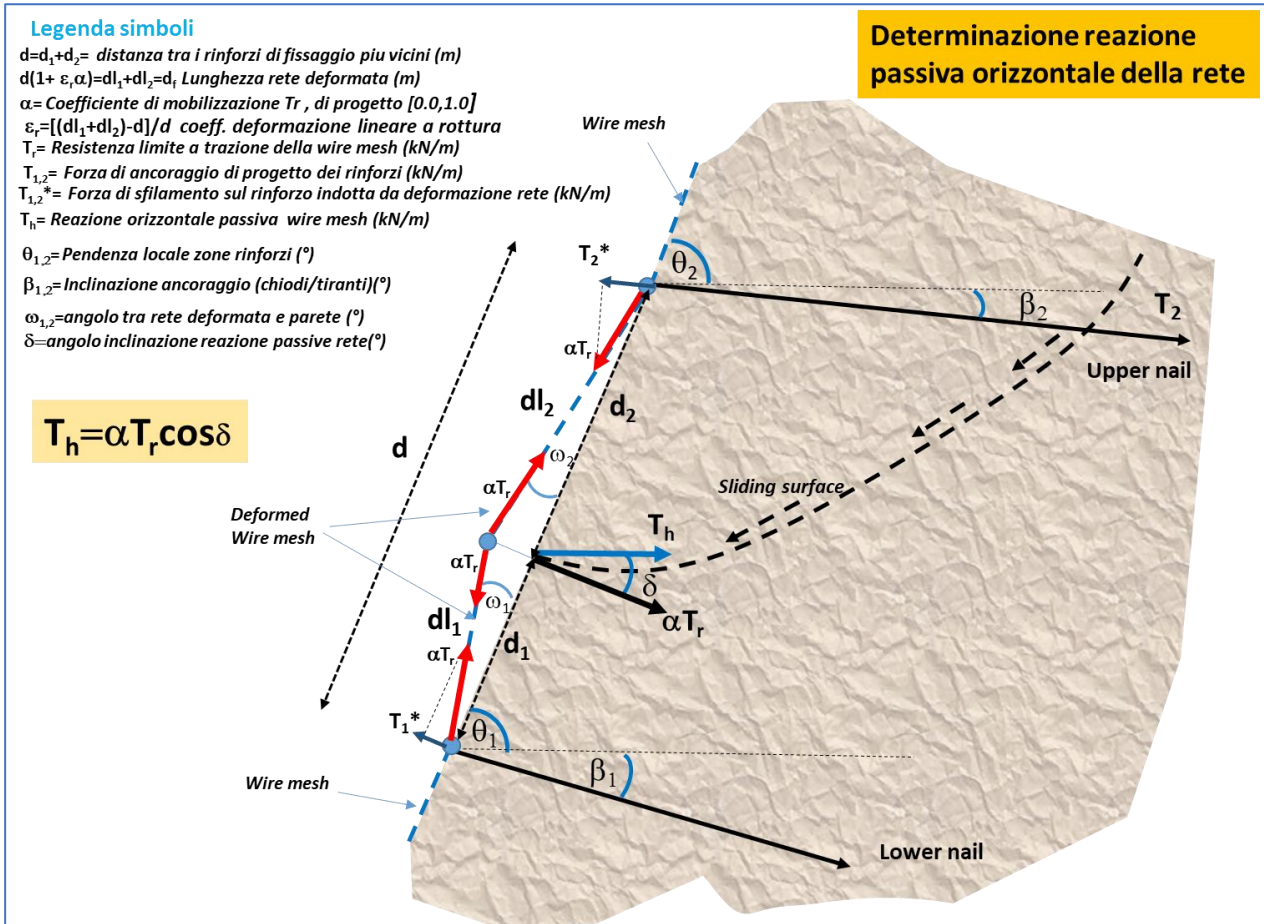


Figura 2.4.6.7 (Borselli, 2020)

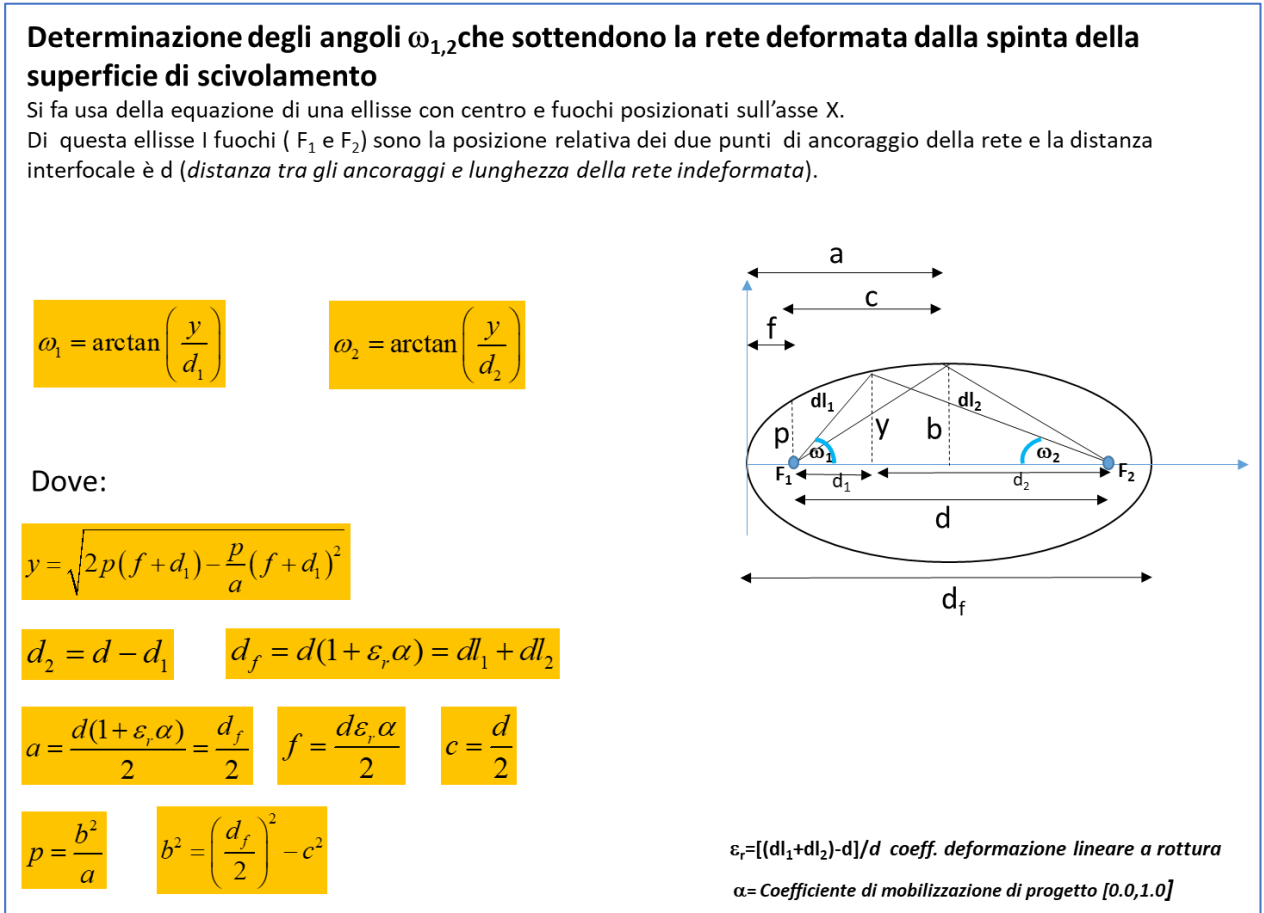


Figura 2.4.6.8 (Borselli, 2020)

I parametri rilevanti nel modello  $Th$  sono presentati nella figura 2.4.6.7. Tra questi abbiamo rispettivamente:

$d=d_1+d_2$ = distanza tra i rinforzi di fissaggio più vicini (m)

$d_f=d(1+\varepsilon_r\alpha)=dl_1+dl_2$ . Lunghezza rete deformata (m)

$\alpha$ = Coefficiente di mobilitazione  $T_r$ , di progetto [0.0,1.0]

$\varepsilon_r=[(dl_1+dl_2)-d]/d$  coefficiente. deformazione lineare a rottura

$T_r$ = Resistenza limite a trazione della wiremesh (kN/m)

$T_{1,2}$ = Forza di ancoraggio di progetto dei rinforzi (rinforzo inferiore e superiore) (kN/m)

$T_{1,2}^*$ = Forza di sfilamento sul rinforzo (inferiore e superiore) indotta da deformazione rete (kN/m)

$T_h$ = Reazione orizzontale passiva wire mesh (kN/m)

$\theta_{1,2}$ = Pendenza locale superficie topografica zone rinforzi ( $^\circ$ )

$\beta_{1,2}$ = Inclinazione ancoraggio (chiodi/tiranti)( $^\circ$ )

$\omega_{1,2}$ =angolo tra rete deformata e parete ( $^\circ$ )

$\delta$ =angolo inclinazione reazione passive rete( $^\circ$ )

Un punto fondamentale per il calcolo della forza di sfilamento dei rinforzi indotta dalla deformazione della rete è la determinazione degli angoli  $\omega_{1,2}$ , angoli tra rete deformata e parete. Lo schema di calcolo di questi angoli è mostrato nella figura 2.4.6.8.

Per evitare lo sfilamento del rinforzo inferiore (figura 2.4.6.9) è necessario valutare la disequazione 2.4.6.2. In particolare è necessario che forza di sfilamento  $T_1^*$ , sul rinforzo inferiore indotta da deformazione rete sia minore della forza di ancoraggio di progetto del rinforzo inferiore, ridotta di un coefficiente di sicurezza ulteriore  $F_{s_T}$ .

$$T_1^* \leq \frac{T_1}{F_{s_T}} \quad (2.4.6.2)$$

Il potenziale sfilamento indotto dalla deformazione prodotta nella rete può avvenire solamente in particolari condizioni geometriche indicate in figura 2.4.6.9. Questo porta a definire un valore massimo  $\alpha_{MAX_1}$  che non deve essere superato per il coefficiente di mobilitazione della resistenza limite a trazione della wiremesh (eq. 2.4.6.3). Questo valore dipende dall'insieme di parametri geometrici e di resistenza locali e dai coefficienti di progetto assunti.

$$\text{se } [(\theta_1 - \beta_1) + \omega_1] \geq 90 \quad \alpha_{MAX_1} \leq \frac{\frac{T_1}{F_{s_T}}}{T_r \cos\{180 - [(\theta_1 - \beta_1) + \omega_1]\}} \quad (2.4.6.3)$$

altrimenti  $\alpha_{MAX_1} = 1.0$

In modo analogo vengono derivate le condizioni per lo sfilamento del rinforzo superiore.

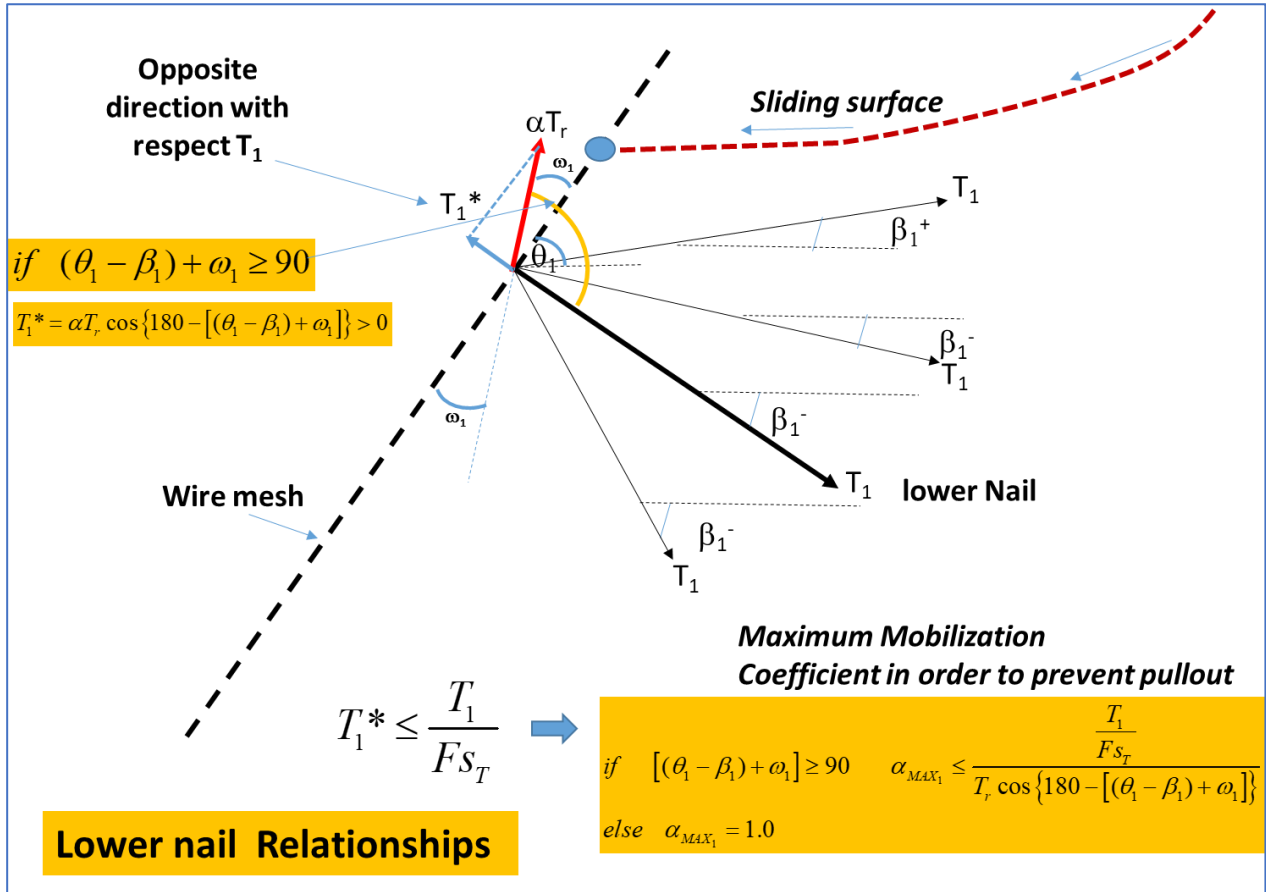


Figura 2.4.6.9(Borselli, 2020)

Analogamente per evitare lo **sfilamento del rinforzo superiore** (figura 2.4.6.10) è necessario valutare la disequazione 2.4.6.4. In particolare è necessario che forza di sfilamento  $T_2^*$ , sul rinforzo inferiore indotta da deformazione rete sia minore della forza di ancoraggio di progetto del rinforzo inferiore, ridotta di un coefficiente di sicurezza ulteriore  $F_{s_T}$ .

$$T_2^* \leq \frac{T_2}{F_{s_T}} \quad (2.4.6.4)$$

Il potenziale sfilamento indotto dalla deformazione prodotta nella rete può avvenire solamente in particolari condizioni geometriche indicate in figura 2.4.6.10. Questo porta a definire un valore massimo  $\alpha_{MAX_2}$  che non deve essere superato per il coefficiente di mobilitazione della resistenza limite a trazione della *wiremesh* (eq. 2.4.6.5). Questo valore dipende dall'insieme di parametri geometrici e di resistenza locali e dai coefficienti di progetto assunti.

$$se \quad (\theta_2 - \beta_2) - \omega_2 \leq 90 \quad \alpha_{MAX_2} \leq \frac{\frac{T_2}{F_{s_T}}}{T_r \cos[(\theta_2 - \beta_2) - \omega_2]} \quad (2.4.6.5)$$

altrimenti  $\alpha_{MAX_2} = 1.0$



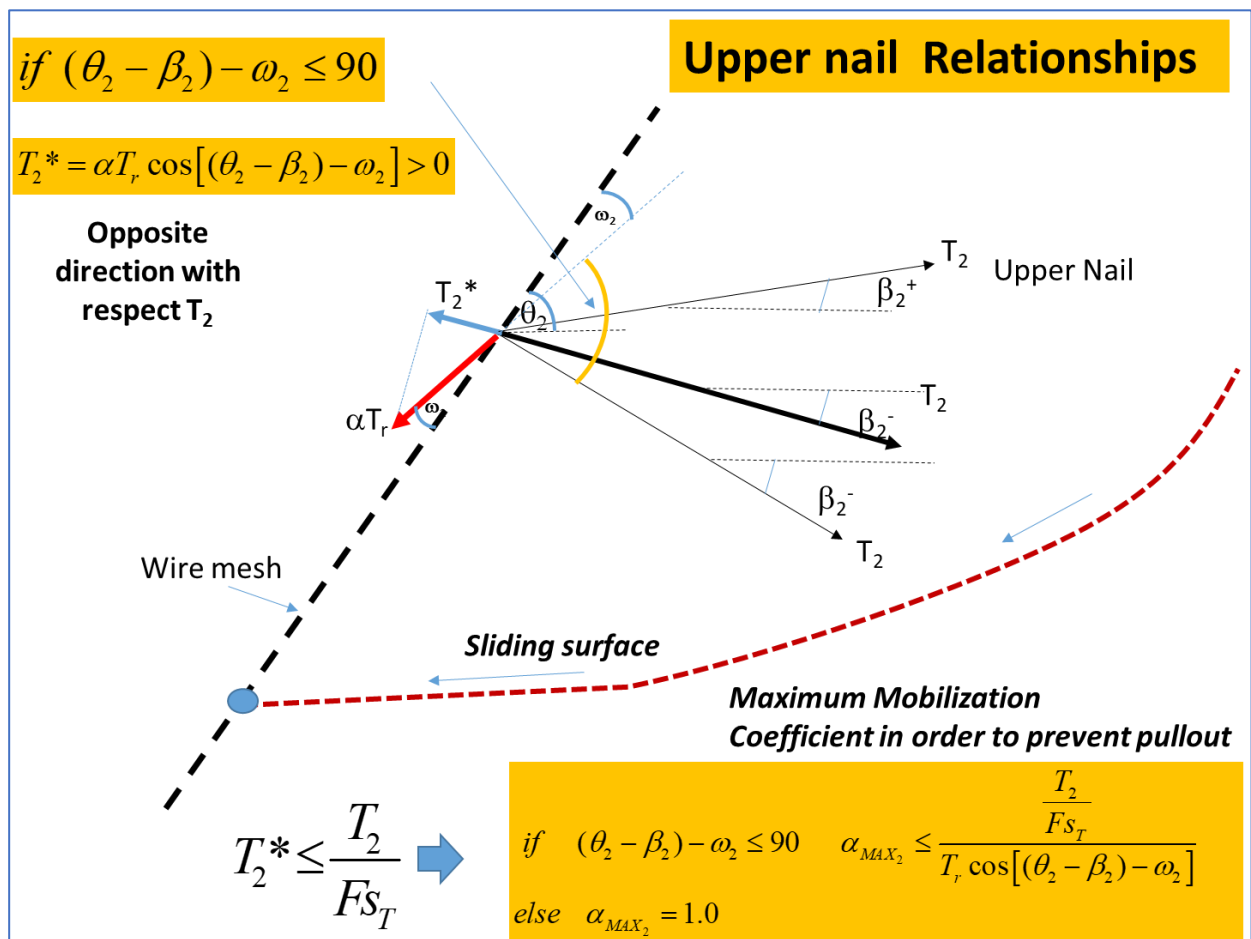


Figura 2.4.6.10 (Borselli, 2020)

Il valore del coefficiente di **mobilitazione finale della reazione passiva** è ricavabile con la seguente espressione una volta calcolati i valori  $\alpha_{MAX_1}$ ,  $\alpha_{MAX_2}$  con le eq. 2.4.6.4 e 2.4.6.5:

$$\alpha_{MAX} = \min[\alpha, \alpha_{MAX_1}, \alpha_{MAX_2}] = [0.0, 1.0] \quad (2.4.6.6)$$

Tuttavia Per tenere conto della mobilitazione delle forze agenti alla base della superficie di scivolamento, in analogia a quanto fatto per il calcolo della mobilitazione della reazione passiva delle palificate, dei tiranti e delle terre armate, si adotta la seguente modifica finale che tiene conto del fattore di sicurezza **Fs** globale calcolato sulla superficie di scivolamento, ma senza effetto dei rinforzi presenti.

$$\alpha_{MAX} = \frac{\min[\alpha, \alpha_{MAX_1}, \alpha_{MAX_2}]}{F_s} \quad \text{se } F_s > 1.0 \quad (2.4.6.7)$$

$$\alpha_{MAX} = \frac{\min[\alpha, \alpha_{MAX_1}, \alpha_{MAX_2}]}{1.0} \quad \text{se } F_s \leq 1.0 \quad (2.4.6.8)$$

Il valore  $\alpha_{MAX}$  è il valore di riferimento finale da utilizzare nella equazione che permette di valutare la forza di reazione passiva orizzontale **Th** prodotta dalla rete deformata. Questo valore

è sempre e comunque presso tra 0 e 1.0 ma soprattutto può' essere anche molto più basso del valore  $\alpha$  assunto inizialmente come di progetto. La potenziale riduzione deriva dal combinato effetto della resistenza degli ancoraggi della rete più prossimi al punto di intersezione tra superficie topografica e superficie di scivolamento e il grado di mobilitazione della forza resistente sulla superficie di scivolamento.

Il valore finale di  $T_h$  è quindi calcolabile con la seguente equazione:

$$T_h = \alpha_{MAX} T_R \cos \delta \quad (2.4.6.9)$$

Le equazioni 2.4.6.7 e 2.4.6.8 indicano che il valore  $\alpha_{MAX}$  ottenuto dalla equazione 2.4.6 è mantenuto solo nel caso che avvenga una mobilitazione completa della deformazione. Questo viene realizzato solo in caso che sulla superficie si produca un deficit di resistenza al taglio ( $F_s < 1.0$ ). Nel caso che questo non si verifichi la mobilitazione viene ridotta da un fattore di scala che è il  $FS$  globale però calcolato senza l'effetto di alcun rinforzo.

I diversi coefficienti di progetto presenti nel metodo costituiscono un punto fondamentale del metodo  $T_h$ . Di seguito vengono date alcune linee guida per selezionare i coefficienti di progetto più idonei.

Il coefficiente  $\alpha$  o coefficiente di riduzione di progetto della resistenza a trazione limite della rete di solito non viene mai assunto con valori superiori a 0.5, ma in genere compreso tra 0.1 e 0.5. Ai sensi della normativa NTC2018 i valori della resistenza limite della rete devono essere ridotti per opportuni coefficienti di riduzione. Secondo diversi autori un valore mediamente appropriato è 0.33.

Il coefficiente  $\varepsilon_r$  di deformazione lineare a rottura della rete è solitamente compreso tra 0.03 e 0.1 (Betrand et al. 2008) per la maggior parte delle reti. Questo valore viene fornito dai produttori della rete e solitamente presentato nei certificati tecnici della rete.

Il coefficiente di sicurezza  $F_{sT}$  contro lo sfilamento dei rinforzi merita una trattazione più approfondita. La NTC2018 e EC7 considerano che debba sempre essere valutata una resistenza allo sfilamento di un rinforzo (chiodo/tirante). Per fare questo le normative assumono dei coefficienti di riduzione delle resistenze limite calcolate o misurate. Naturalmente se il processo di determinazione del valore di Progetto T di ogni rinforzo ha seguito la normativa NTC2018 o EC7, essendo la resistenza allo sfilamento già considerata previamente nel calcolo, è possibile assumere  $F_{sT}=1.0$ . Al contrario se la normativa NTC2018 o EC7 non è stata utilizzata preliminarmente è conveniente utilizzare  $F_{sT} > 1.0$ . In questo caso valori più convenienti sono in genere compresi tra 1.5 e 2.5.

È importante ricordare che questi valori devono essere assunti al momento di costruire il file di input con i dati delle *Wiremesh* (vedasi cap. 3 per dettagli). L'utente è libero di assumere i parametri più idonei con la finalità di una progettazione sufficientemente cautelativa, e a volte per far questo è necessario andare anche al di là della normativa di riferimento.

Nel caso che una superficie di scivolamento intersechi uno dei rinforzi che fissano la *wiremesh* è necessario valutare la forza di resistenza/sfilamento  $T_{eff_i}$  del rinforzo in funzione anche dell'eventuale sforzo di sfilamento  $T_i^*$  stimato con le eq. 2.4.6.2 e 2.4.6.4. In questo caso ai fini della stabilità globale la forza di reazione intrinseca del rinforzo deve essere eventualmente corretta (ridotta) con la eq. 2.4.6.10:

$$T_{eff_i} = T_i - T_i^* \quad (2.4.6.10)$$

**Per i dettagli nel formato del file che contiene i parametri per le reti in aderenza (*wiremesh*), si veda il capitolo 3 di questo manuale.**

## 2.5 LIQUEFAZIONE DINAMICA IN PENDIO

### 2.5.1 -Introduzione

A partire dalla versione 4.5.0 di SSAP è stata implementata una modalità di analisi addizionale rispetto alle normali condizioni di resistenza al taglio: la analisi in condizione di post-liquefazione o in condizione di liquefazione parziale di uno stato in seguito a eventi sismici. Questo tipo di analisi è fondamentale per estendere le capacità e gli ambiti di applicazione a casistiche reali della geotecnica contemporanea (Idriss & Boulanger, 2008, Boulanger & Idriss, 2014). Il processo di Liquefazione dei terreni riveste la massima importanza in alcuni tipi di depositi sedimentari caratterizzati da materiali granulari sciolti (sabbie, ghiaie) ma anche con un certo contenuto di fini (sabbie limose) in condizione di saturazione e a bassa e media profondità. Qualora questi depositi, una volta che siano caratterizzati come potenzialmente liquefacibili, si incontrano in un pendio è usualmente necessario estendere la analisi e integrarla in una verifica di stabilità convenzionale tipo equilibrio limite (LEM) o elementi finiti (FEM). La nuova procedura di analisi in condizione di post-liquefazione integrata in una metodologia LEM avanzata e rigorosa è il nuovo modulo disponibile in SSAP.

Di seguito verranno fornite una serie di informazioni generali sul processo di liquefazione (totale o parziale), sulla metodologia internazionale usata per la stima del potenziale di liquefazione di uno strato, sui modelli utilizzati per la valutazione della condizione di resistenza al taglio degli stati dove si verificano condizioni di liquefazione parziale o totale e come tali parametri vengono integrati nel calcolo del fattore di sicurezza di un pendio.

### 2.5.2 –Fenomeni di liquefazione

Il processo di liquefazione del suolo è fenomeno per cui un terreno saturo perde sostanzialmente resistenza e rigidità in risposta ad uno stress applicato, usualmente uno **stress ciclico**, prodotto da un terremoto, che induce il terreno stesso a comportarsi come un liquido.

Il fenomeno è stato osservato soprattutto in terreni saturi, con basso addensamento e tipicamente caratterizzati da terreni sabbiosi o sabbioso limosi sciolti. Infatti una sabbia sciolta ha la tendenza a comprimersi quando viene applicato un carico mentre sabbie dense al contrario tendono ad espandersi in volume o 'dilatano'. Se il terreno è in condizioni sature la tendenza a comprimersi del terreno in seguito carico monotono (esempio un aumento del carico su un terrapieno) o carico ciclico (vibrazioni o scuotimento sismico) produce un incremento della pressione di poro (pressione neutra) in risposta alla compressione del suolo. L'eccesso di pressione di poro che si realizza può necessitare diversi minuti prima di potersi dissipare completamente e spesso il tempo necessario alla dissipazione è di diversi ordini di grandezza maggiore della durata dello scuotimento sismico, questo soprattutto se siamo a una certa profondità e se il deposito è confinato da livelli impermeabili.

Uno scuotimento sismico è ciclico, ovvero i livelli di stress che si raggiungono nel terreno sono variabili nel tempo. Il processo contrattivo (o dilatazione negativa) dei depositi soggetti a liquefazione, prodotto da uno stress ciclico, porta a un incremento progressivo della pressione di poro in tempi molto rapidi dato che il tempo necessario a dissipare questa pressione è generalmente molto più lungo della durata del sisma.

Quello che si osserva è tipicamente riportato nella figura 2.5.2.1 dove, in seguito a uno stress ciclico sismico abbiamo in pochi secondi una risalita della pressione di poro fino ad eguagliare la pressione di contatto dei granuli. Nella figura si osserva il progressivo incremento del coefficiente della pressione interstiziale con la progressione dello stress ciclico.

Se l'incremento di pressione di poro raggiunge livelli equivalenti alla pressione totale si produce una pressione efficace eguale a zero e quindi il terreno comincia a comportarsi come un fluido. In sostanza lo stato di "liquefazione" del suolo si verifica quando la tensione effettiva di suolo è ridotta a praticamente zero, che corrisponde ad una riduzione (teorica) quasi totale di resistenza al taglio.

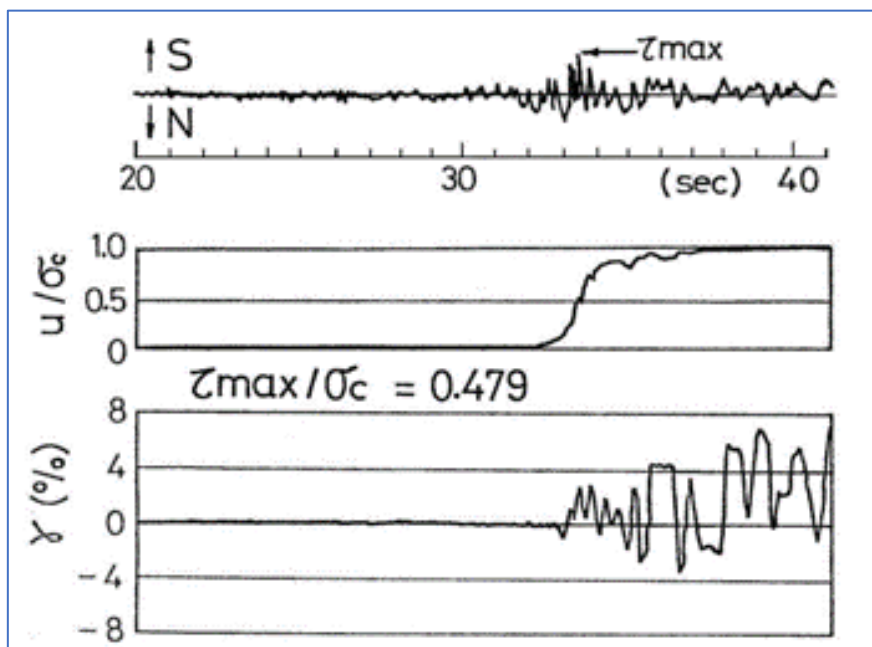
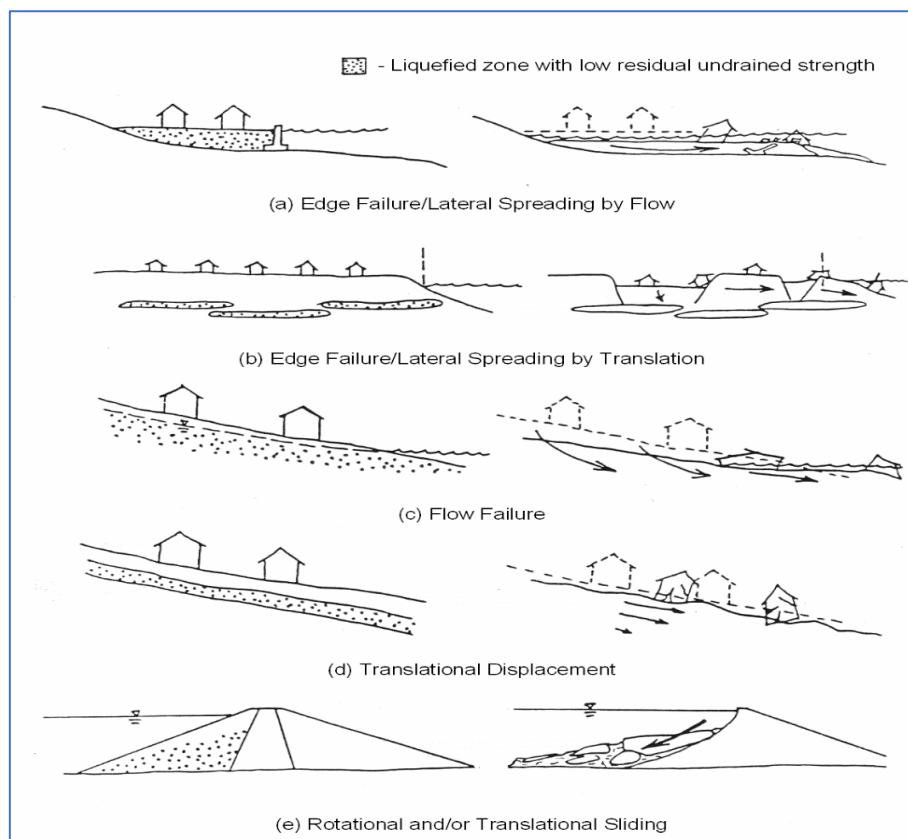


Fig. 2.5.2.1 (da Towhata , 2008)

Esiste una vasta letteratura scientifica e tecnica sulla liquefazione dei terreni, data la gravità dei processi di instabilità generalizzata che i fenomeni di liquefazione possono produrre per strutture, aree urbanizzate e con conseguenti perdite di vite umane e beni materiali. Una buona sintesi delle conoscenze è presente nel testo di Boulanger & Idriss (2014). Dal punto di vista del SSAP facciamo in particolare riferimento al processo di liquefazione che ha luogo su pendii naturali o artificiali (fig. 2.5.2.2, 2.5.2.3). Il processo di liquefazione in pendii o opere in terra deve essere analizzato con procedure particolari, posteriormente a una analisi preliminare di liquefacibilità del deposito associata a una specifica sollecitazione sismica di progetto. Nelle seguenti due sezioni verranno brevemente presentate le due procedure e come esse si integrano in un processo di valutazione di stabilità dei pendii con metodi avanzati all'equilibrio limite.



**Fig. 2.5.2.2** (Da Seed et al. , 2003



**Fig. 2.5.2.3**

(da Idriss e Boulanger 2008 e Marcuson et al. , 2007, diga di San Fernando(USA) 1971, collasso post- liquefazione, del paramento a monte)

### **2.5.3 –Liquefacibilita' di uno strato: Valutazione preliminare del fattore di sicurezza locale $FS_{liq}$ per liquefazione**

Il primo passo per integrare in una verifica di stabilita' l'effetto di una potenziale liquefazione totale o parziale e' rispondere a una serie di quesiti:

1. Se e quali strati del nostro pendio hanno caratteristiche di potenziale liquefacibilita'.
2. Se esistono strati liquefacibili, qual e' il potenziale di liquefazione (Fattore di sicurezza liquefazione) rispetto a uno stress ciclico (sismico) in condizioni non drenate, che produrrà una liquefazione totale o parziale.

Esistono differenti procedure accettate internazionalmente per ottenere e elaborare le informazioni necessarie per rispondere alle precedenti due domande. Negli ultimi decenni numerosi studi hanno permesso di affinare la metodologia di valutazione del potenziale di liquefazione. Esistono numerosissimi studi a carattere internazionale dove il problema è trattato in dettaglio. Le metodologie esistenti sono trattate in maniera completa da vari autori. In particolare segnaliamo il testo di Idriss & Boulanger (2008) e Towhata(2008), Boulanger & Idriss (2014), Cetin et al. (2018a,b) che danno un quadro esauriente della problematica e delle procedure di valutazione. Le procedure di valutazione sono estremamente complesse. Come riferimento in questa sintetica trattazione verrà considerata la procedura di Boulanger & Idriss (2014), considerata una delle migliori a livello internazionale per praticità e completezza.

Per prima cosa occorre rispondere a precedente punto 1. Ovvero se un terreno può essere soggetto o meno a una potenziale liquefacibilità'.

È ovvio escludere dalla potenziale liquefazione tutti gli ammassi rocciosi e i terreni altamente coesivi la cui resistenza al taglio è valutata in condizioni non drenate. I terreni soggetti a liquefazione sono preferenzialmente terreni ghiaioso sabbiosi, sabbiosi con media bassa densità relativa fino a depositi sabbioso-limosi poco addensati e a bassa plasticità. Altre condizioni perché un deposito possa essere valutato come potenzialmente liquefacibile è che deve essere saturo e a una profondità non superiore a uno specifico livello (usualmente minore di 15 m). Depositi coesivi possono essere talvolta liquefacibili, e per esserlo generalmente sono necessari tutte e tre delle seguenti condizioni:

- **meno del 15% di fini inferiori a 0.005mm**
- **Il deposito deve avere un  $LL < 35$**
- **Il contenuto di umidità naturale deve essere  $w > 0.9LL$**

Di fatto esistono procedure organiche che quantitativamente permettono di valutare il potenziale di liquefazione attraverso il calcolo del così detto Fattore di sicurezza a liquefazione del deposito ( $FS_{liq}$ ). Queste procedure sono presentate in modo organico in Boulanger & Idriss (2014). Il fattore di sicurezza a liquefazione  $FS_{liq}$  è quello che di fatto ci permette di valutare correttamente l'effettivo potenziale di liquefazione una volta note le caratteristiche del sisma di progetto e quelle del deposito.

La determinazione preliminare del fattore di sicurezza a liquefazione avviene attraverso varie fasi (vedasi tabella 2.5.3.1) seguendo la procedura di Boulanger & Idriss (2014), considerando nel nostro caso solo la procedura da prove SPT che sintetizzata con un diagramma di flusso nella figura 2.5.3.1 (Farichah, 2019):

- Fase 1 e 2: calcolo del rapporto di stress ciclico considerando la correzione per la profondità
- Fase 3: calcolo Valore NSPT corretto per energia, profondità e contenuto di frazione fine.
- Fase 4: valutazione rapporto di resistenza ciclico considerando la correzione per la magnitudo del sisma
- Fase 5: Magnitudo scaling Factor.
- Fase 6: Coefficiente di correzione per Fattore di sicurezza a liquefazione funzione della profondità del deposito
- Fase 7: calcolo finale del fattore di sicurezza a liquefazione del deposito.

È necessario sottolineare che la procedura fino qui presentata in estrema sintesi deve essere particolarmente accurata. In particolare per la determinazione del CRR è necessario disporre

di dati di prove SPT il cui numero di colpi deve essere corretto opportunamente in funzione della energia impiegata, della profondità di immissione e contenuto % della frazione fine. Per una trattazione più dettagliata si rimanda comunque al testo di Boulanger & Idriss (2014).

**Tabella 2.5.3.1: Metodo di Boulanger & Idriss (2014), Valutazione fattore di sicurezza liquefazione da prove SPT**

Fase	Equazione o grafico	Parametro	Descrizione
1	$CSR_{M,\sigma'_v} = 0.65 \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \frac{a_{\max}}{g} r_d$	CSR	cyclic stress ratio (CSR)- rapporto di stress ciclico indotto dal sisma
2	$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$ $\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$ $\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$ <p>(Vedasi anche fig. 2.5.3.1a)</p>	r <sub>d</sub>	Coefficiente di riduzione di stress in profondità (rd)
3	$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$ $(N_1)_{60} = C_N N_{60}$ $\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01}\right)^2\right)$	(N <sub>1</sub> ) <sub>60cs</sub>	Valore NSPT corretto per energia, profondità e contenuto di frazione fine (N <sub>1</sub> ) <sub>60cs</sub>
4	$CRR_{M=7.5,\sigma'_{vc}=1} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right)$	CRR;	cyclic resistance ratio (CRR) - rapporto di resistenza ciclico del deposito
5	$MSF = 1 + (MSF_{\max} - 1) \left(8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325\right)$ $MSF_{\max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5}\right)^2 \leq 2.2$	MSF	Magnitudo scaling factor (MSF)
6	$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1.1$ $C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3$	K <sub>σ</sub>	Coefficiente di correzione per Fattore di sicurezza a liquefazione funzione della profondità del deposito (K <sub>σ</sub> )
7	<b>FS<sub>liq</sub> = CRR/(CSR/MSF/K<sub>σ</sub>)</b>	<b>FS<sub>liq</sub></b>	Fattore di sicurezza a liquefazione FS <sub>liq</sub>



La determinazione del rischio di liquefazione può essere comunque ottenuta anche da prove CPTu, e/o con approccio di tipo probabilistico, seguendo non solo la procedura descritta da Boulanger & Idriss (2014), ma anche quella di Cetin et al. (2018a,b).

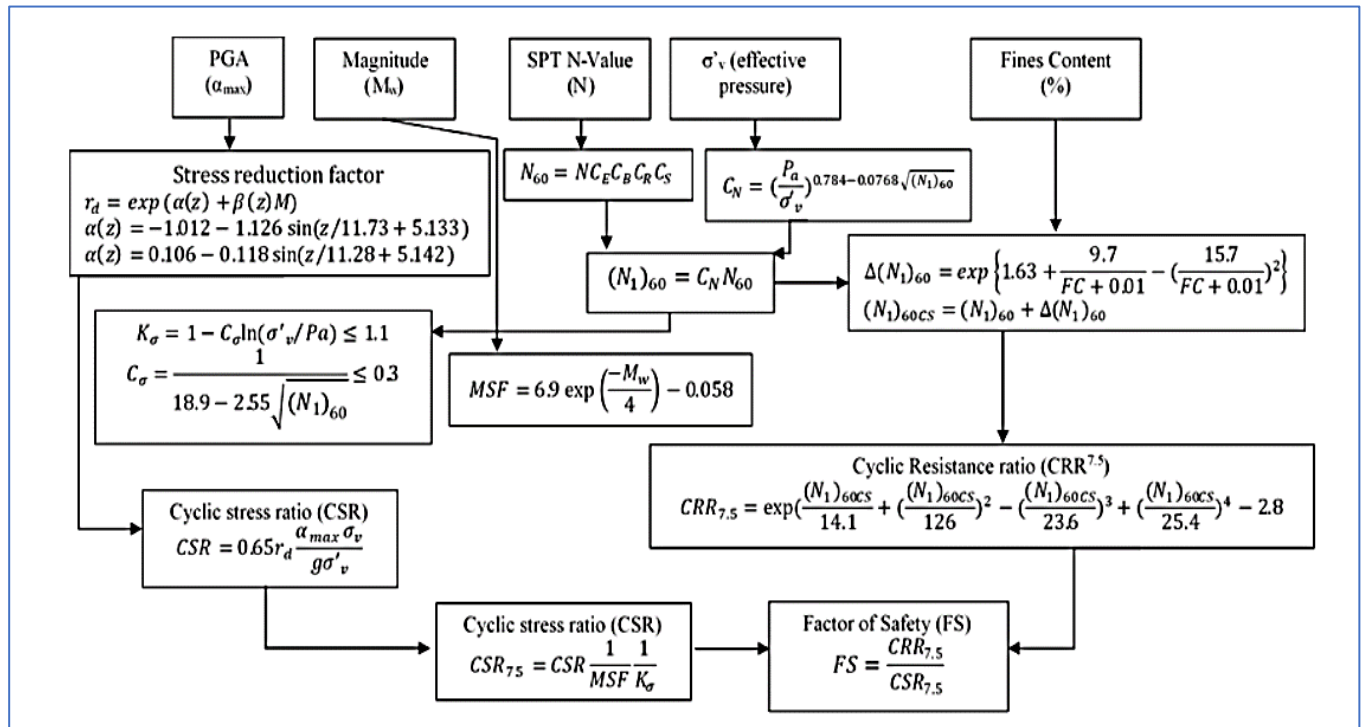


Fig. 2.5.3.1 – diagramma di flusso Metodo di Boulanger & Idriss (2014) (da Farichah, 2019)

Un esempio di applicazione interessante è presentato in figura 2.5.3.2 dove è mostrata una sezione di un pendio sottomarino nella baia di Seattle (USA) dove attraverso una serie di sondaggi e prove SPT è stata posteriormente ricostruita una mappa del fattore di sicurezza a liquefazione per diversi scenari di input sismici. Si noti come per magnitudo superiori a 7.5 e accelerazioni sismiche orizzontali massime superiori a 0.2g si estende progressivamente la area con potenziale liquefazione locale.

A valori  $FS_{liq} \leq 1.0$  viene associato un potenziale di liquefazione totale mentre per  $FS_{liq} > 1.0$  si considera che il processo possa considerarsi parziale. Alcuni autori considerano che  $FS_{liq}$  sia da utilizzarsi come un indicatore probabilistico del processo di liquefazione e che alla condizione al limite, con  $FS_{liq} = 1.0$  sia da associare una probabilità di liquefazione del 50%.

Certamente il processo di liquefazione può non essere completo e la condizione di liquefazione totale che si verifica quando l'eccesso della pressione dei pori equivale allo sforzo verticale efficace (pressione di contatto dei grani) pre-sisma, può verificarsi solo per  $FS_{liq} \leq 1.0$ .

Per condizioni  $FS_{liq} > 1.0$  vari autori Marcuson et al. (1990,2007), Towhata (2008), hanno proposto una relazione del tipo di quella mostrata in figura 2.5.3.3 tra il fattore di sicurezza a liquefazione e il rapporto tra l'eccesso di pressione dei pori prodotto dal sisma rispetto allo sforzo efficace pre-sisma.

La relazione proposta in figura 2.5.3.3 viene utilizzata da SSAP per valutare l'incremento di pressione di pori associato a valori  $FS_{liq} > 1.0$ . Questo procedimento consente, essendo sempre noto a priori il livello dello sforzo verticale efficace **pre-sisma**, di calcolare la nuova pressione di pori massima e determinare le nuove condizioni per calcolare la resistenza al taglio in termini di pressioni efficaci (criterio di rottura Mohr-Coulomb), in questo caso per le condizioni di liquefazione parziale.

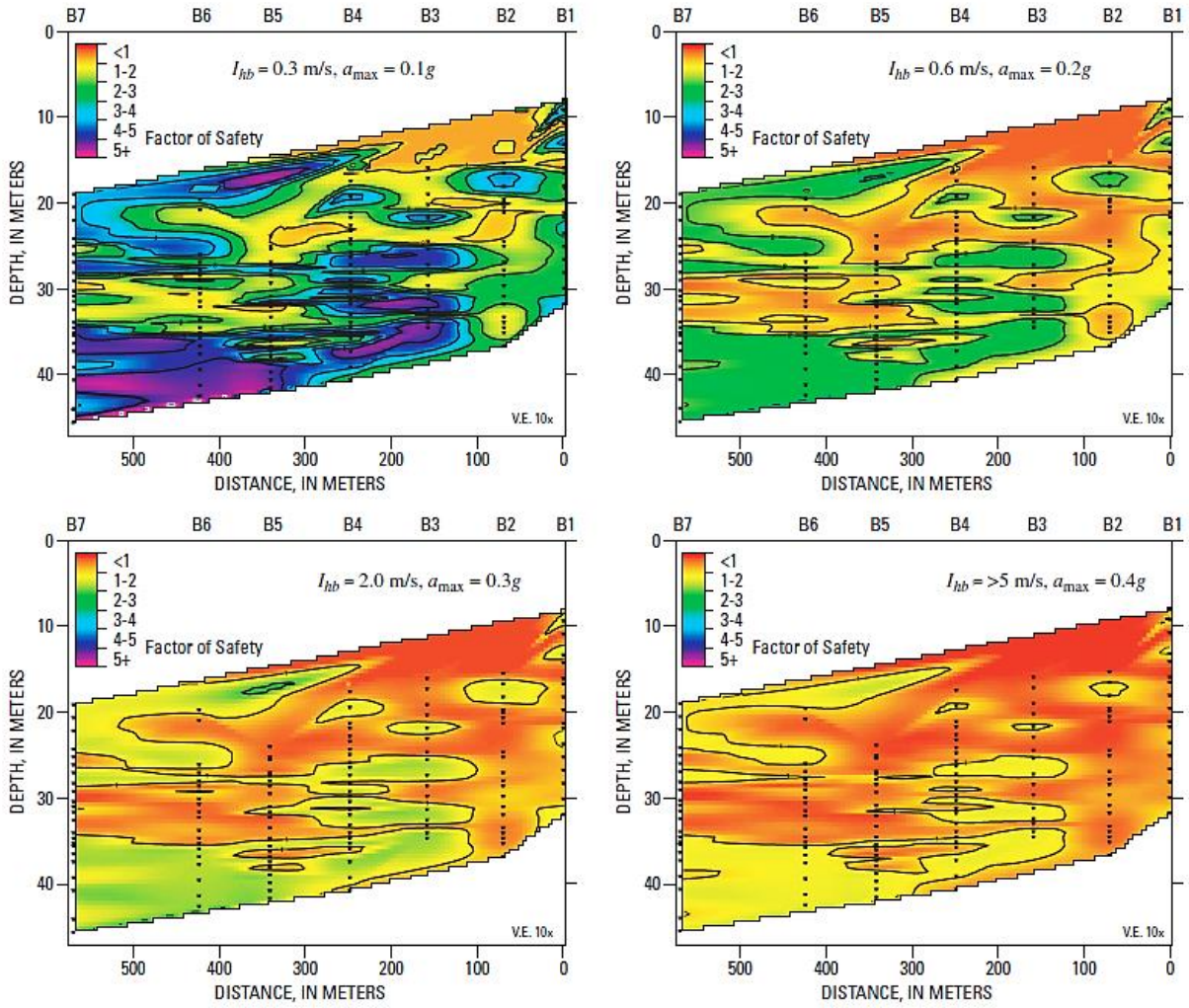


Fig. 2.5.3.2 (da Kayen & Barnhardt, 2007)

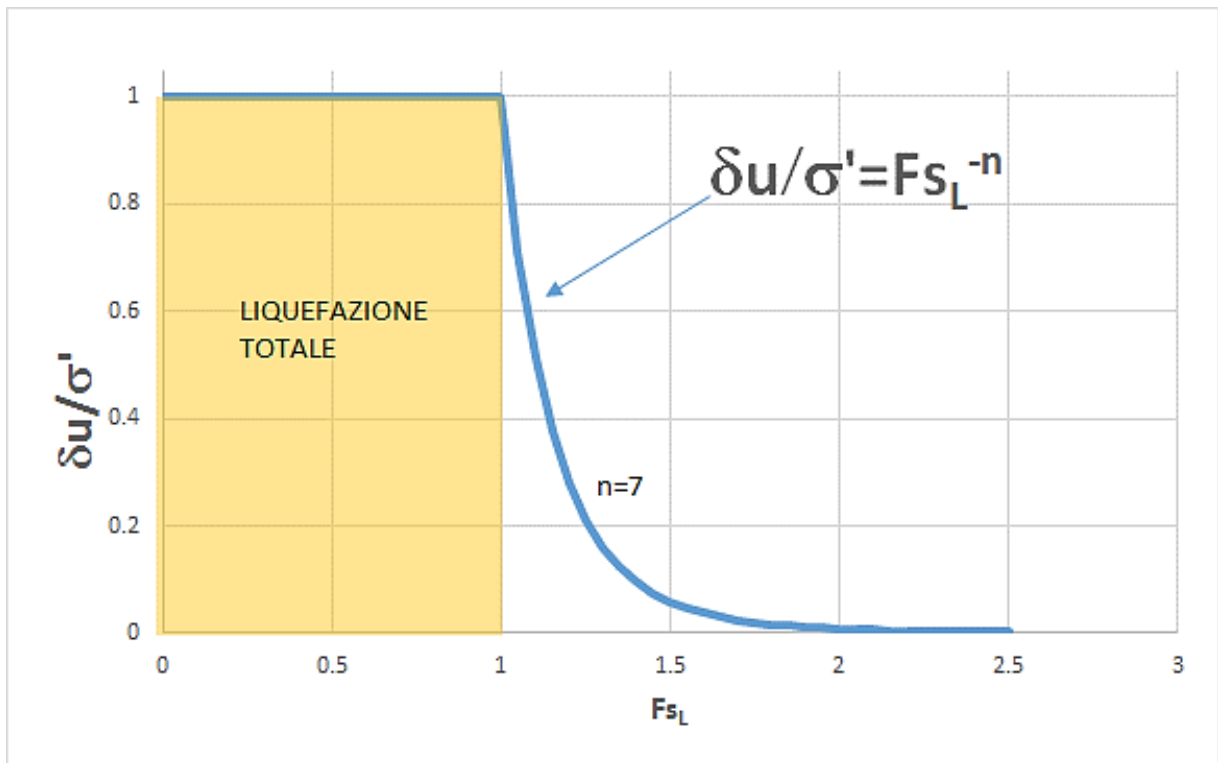


Fig. 2.5.3.3 (da Towhata, 2008, modificato)

### 2.5.4 – Resistenza al taglio dei depositi in condizioni di liquefazione totale o parziale

In condizioni di liquefazione le evidenze sperimentali indicano che la resistenza al taglio non diventa mai assolutamente pari a zero. Pur nelle condizioni estreme esiste una residua resistenza al taglio che nelle fasi iniziali post liquefazione, quelle caratterizzate dalle condizioni più critiche (pressione dei pori equivalente allo stress efficace pre-liquefazione). Esistono varie procedure empiriche e di laboratorio per valutare questi valori di resistenza. Il metodo di Olson e Stark (Olson & Stark (2003), derivato da Olson (2001) e Olson & Stark(2002) definisce una **procedura completa per valutare gli appropriati valori di resistenza al taglio, in condizioni non drenate equivalenti, dei depositi soggetti a liquefazione totale**. In tabella 2.5.4.1 sono riportate le fasi della procedura che è poi adottata da SSAP una volta che si conosce la condizione di liquefacibilità del terreno (data in precedenza dal valore di  $FS_{liq}$ ).

Tabella 2.5.4.1. (Procedura da Olson e Stark 2003)

Fase	Equazione	Descrizione.
1	$(\sigma'_{v0})_{\text{boundary}} = 9.58 \times 10^{-4} [(N_1)_{60}]^{4.79}$ <p>(figura 2.5.9)</p>	Linea di confine per qualificare un comportament o contrattivo o dilatativo
2a	$\frac{s_u(\text{yield})}{\sigma'_{v0}} = 0.205 + 0.0075[(N_1)_{60}] \pm 0.04 \quad \text{for } (N_1)_{60} \leq 12$	Shear strength ratio di picco per depositi con comportament o dilatativo
2b	$\frac{s_u(\text{LIQ})}{\sigma'_{v0}} = 0.03 + 0.0075[(N_1)_{60}] \pm 0.03 \quad \text{for } (N_1)_{60} \leq 12$	Shear strength ratio residuo per depositi con comportament o contrattivo
3	$\frac{S_u(\text{finale})}{\sigma'_{v0}} = \frac{S_u(\text{LIQ})}{\sigma'_{v0}} + \left( \frac{S_u(\text{yield})}{\sigma'_{v0}} - \frac{S_u(\text{LIQ})}{\sigma'_{v0}} \right) w$ $w = -1 + 2FS_{liq} \quad \text{se } 0.5 < FS_{liq} < 1.0$ $w = 0 \quad \text{se } FS_{liq} < 0.5$	Valore finale del shear strength ratio

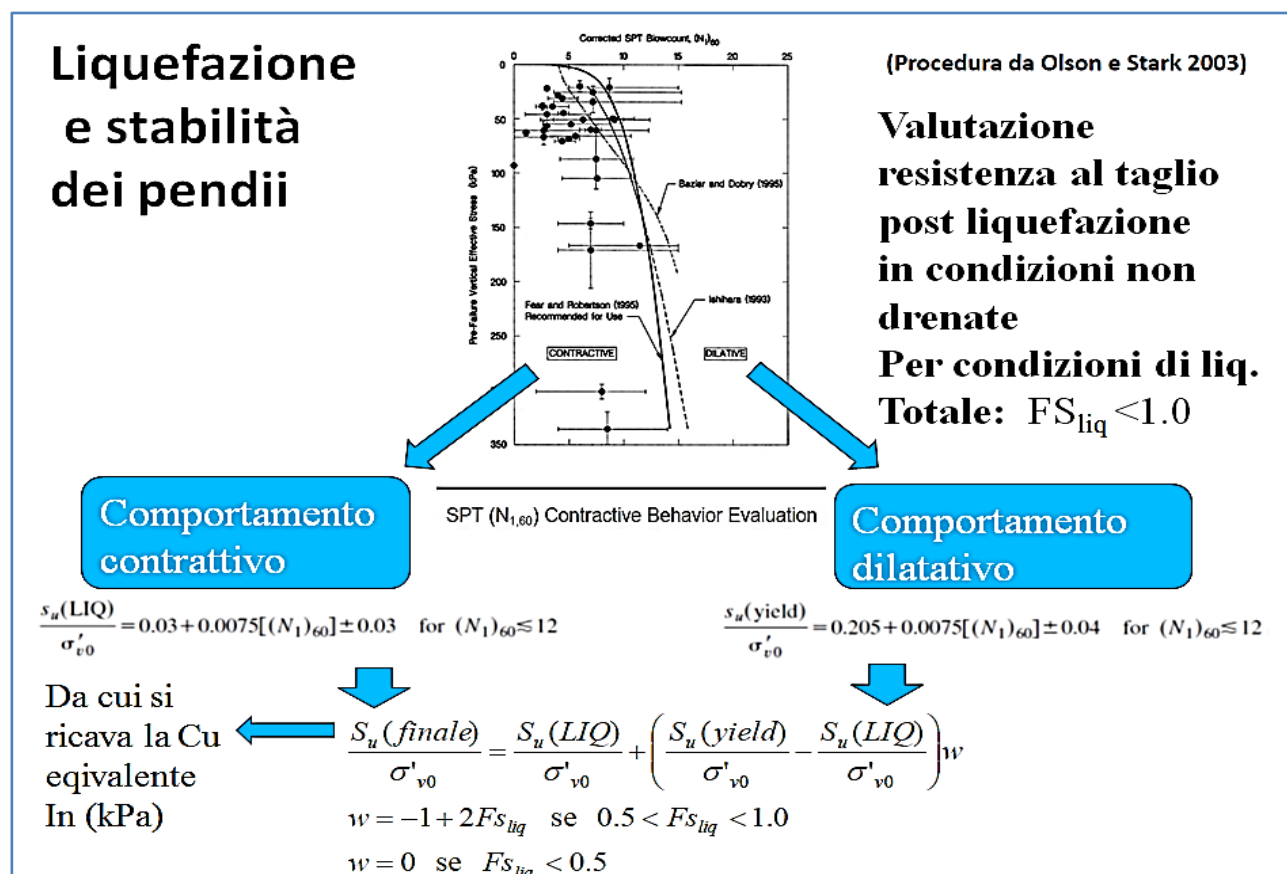
Una volta che le condizioni di liquefazione sono stabilite come totali e che sia noto il valore corretto del numero di colpi NSPT corretto,  $(N_1)_{60}$ , si procede in tre fasi:

- Fase1: valutazione del comportamento **contrattivo** (depositi poco addensati che successivamente alla liquefazione si addensano) o **dilatativo** (depositi addensati che successivamente allo stress sismico si fratturano e riducono la loro densità) nel punto interno dal pendio dove verrà valutata la resistenza al taglio non drenata equivalente, secondo la procedura di Olson e Stark (2003). Questo viene realizzato mediante la equazione in tabella 2.5.4.1 e mediante il grafico in figura 2.5.4.1. La liquefazione verrà considerata localmente possibile solo nel caso di comportamento **contrattivo**.
- Fase 2 a, b: nel caso il punto venga attribuito a un comportamento **contrattivo** (liquefazione locale possibile) la resistenza al taglio viene assegnata considerando il

rapporto di sforzo di taglio (*shear strength ratio*) di picco (2a) e quello residuo (2b) nelle righe 2a e 2b della tabella 2.3.

- Fase 3: il rapporto dello sforzo di taglio locale finale, nel caso di un comportamento *contrattivo*, che può favorire fenomeni di *flow slides* o *lateral spreading* (*flow failures*) deve tener conto anche del valore  $FS_{liq}$  del deposito e quindi il valore finale locale dipenderà dalla equazione proposta nella riga 3 della tabella (procedura proposta in SSAP come variante del modello Olson e Stark originale). Essendo  $FS_{liq}$  associato a una probabilità di liquefazione totale (più o meno alta) il valore finale di resistenza dipenderà anche da questo ultimo valore. La procedura si basa un rilevante numero di casistiche reali dove sono stati analizzati casi ben documentati di instabilità di pendii naturali e artificiali in seguito a fenomeni di liquefazione.

È necessario sottolineare la importanza di una **valutazione del numero di colpi NSPT** corretto,  $(N_1)_{60}$ , determinato, attivando tutte le dovute correzioni (per energia di infissione, profondità di infissione, contenuto % di fini etc.). Il valore di NSPT corretto,  $(N_1)_{60}$ , influisce molto sui valori di resistenza al taglio residua, post-liquefazione, che punto-punto, in funzione della locale pressione efficace pre-sisma, verranno assegnati al deposito e successivamente utilizzati nei calcoli (Olson & Stark 2003).



**Figura 2.5.4.1 (da Olson e Stark 2003 modificato by L.B)**

Nel caso di strati dove abbiamo valutato valori  $FS_{liq} > 1.0$ , non verificandosi condizioni di liquefazione totale, la resistenza al taglio deve essere valutata in condizione drenate però facendo riferimento a mutate condizioni di pressione di poro e sforzo efficace che potranno ridurre comunque localmente la resistenza al taglio.

La relazione proposta in figura 2.5.3.4 viene utilizzata da SSAP per valutare l'incremento di pressione di pori associato a valori  $FS_{liq} > 1.0$ . Questo procedimento, essendo sempre noto a priori

il livello dello sforzo verticale efficace **pre-sisma**, consente di calcolare la nuova pressione di pori massima e determinare le nuove condizioni per calcolare la resistenza al taglio in termini di pressioni efficaci (criterio di rottura Mohr-Coulomb), in questo caso per le condizioni di liquefazione parziale.

Nel capitolo 6 di questo manuale è riportata e analizzata in modo completo un esempio di applicazione delle procedure sopra esposte (esempio n. 4).

## 2.6 **GENERAZIONE DELLE SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO**

### 2.6.1 **Introduzione**

Come è già stato accennato per il calcolo di  $F_s$  è necessario generare delle superfici di scivolamento di tentativo sopra le quali effettuare le operazioni di calcolo e verifica di stabilità. A questo scopo è teoricamente possibile assumere varie tipologie e forme di superfici.

Molto note ed utilizzate sono le superfici di **forma circolare**, Bishop (1955), Tavenas et al. (1979), Ting(1984), Nguyen(1985), Ladd(1991), meno diffuse quelle a **spirale logaritmica**, Huang et al. (1976), Prater (1979) e di forma generica data da una segmentata, Carter (1971), Boutrup & Lovell (1980), Siegel et al. (1981).

Le superfici circolari oltre ad essere tipicamente utilizzate in alcune procedure come quella di Bishop(1955) vengono consigliate quando si hanno pendii in materiali omogenei. Le superfici a spirale logaritmica, invece sono utilizzate in alcuni codici di calcolo per particolari verifiche in condizioni dinamiche (es. azioni sismiche). Superfici di forma generica sono utilizzate in diverse procedure di calcolo e sono particolarmente indicate nei casi in cui si abbiano discontinuità stratigrafiche nel pendio.

Vari autori come Abramson et al. (2002); Duncan, (1996); Sarma (1979); Cheng (2003); Janbu (1973) indicano, con assoluta chiarezza, che **il metodo dell'equilibrio limite (nel caso di verifiche di stabilità dei pendii) deve essere applicato in una modalità differenziata in funzione del grado di omogeneità del pendio, presenza di discontinuità stratigrafiche o strutturali. Ovvero consigliano di usare superfici di ricerca di forma circolare per potenziali superfici di scivolamento solo nel caso di pendii costituiti da materiali assolutamente omogenei e privi di chiare discontinuità come sopra indicate.**

Nel caso di presenza di disomogeneità indotte dai precedenti fattori, nella tecnica di verifica e ricerca devono essere assunte preferenzialmente superfici di forma composita, in modo da poter verificare anche possibili contatti e zone che non possono essere controllate con forme più semplici, dato il grado di libertà limitato dal vincolo della circolarità.

**È importante sottolineare che assumere superfici di forma esclusivamente circolare in presenza di discontinuità stratigrafiche e/o strutturali implica un forte rischio di sovrastimare il valore del fattore di sicurezza  $F_s$  e di non localizzare affatto la zona di maggiore debolezza in assoluto. In pratica si corre il rischio di vanificare completamente l'obiettivo prefissato di valutare correttamente il grado di stabilità di un pendio.**

Nel caso si effettui una analisi di stabilità permettendo una ricerca mediante superficie di forma composita, una ricerca accurata permetterà anche di trovare superfici con minor fattore di sicurezza anche di forma circolare o sub circolare, qualora davvero ne esistano.

Molti tra i migliori software per analisi geotecnica permettono, da molti anni, di fare agevolmente questo tipo analisi.



Per il programma SSAP è stata adottata, fino dagli inizi, esclusivamente questa ultima tipologia di analisi, **eliminando cioè assunzioni preliminari sulla forma delle superfici di scivolamento.**

I modelli di generazione delle superfici si rifanno parzialmente al modello classico di Siegel et al. (1981) che è praticamente un modello di tipo '*Monte Carlo*' cioè basato sulla generazione di una distribuzione di numeri casuali da utilizzarsi per produrre una serie di **superfici random (superfici di forma aleatoria)** (fig. 2.6.1.1) condizionate a passare entro certi livelli e/o ad intersecare la superficie topografica entro intervalli scelti dall'operatore, Boutrup & Lovell (1980), Siegel et al. (1981). Ogni superficie random è costituita da una serie di segmenti rettilinei collegati tra loro in corrispondenza di specifici nodi interni al pendio.

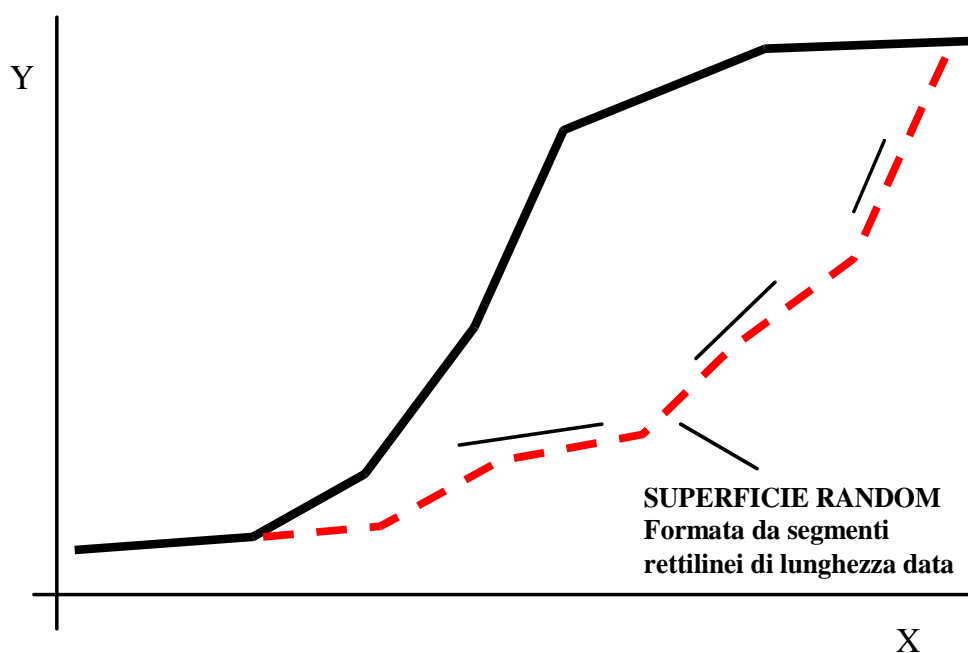


Fig. 2.6.1.1

Oltre alla tecnica random classica, che è stata ampiamente utilizzata negli ultimi 30 anni in ben noti programmi di calcolo (SLIDE, PCSTABL, UTEXAS..), nel programma SSAP sono implementati altri tre motori di ricerca delle superfici estremamente versatili e potenti. Queste tre tecniche, due delle quali è una per ora una **esclusiva del programma SSAP**, consentono di superare molti dei problemi che normalmente si incontrano generando superfici circolari o mediante la tecnica random classica. Comunque anche la tecnica random classica di Siegel et al. (1981) è stata comunque nel corso degli anni di sviluppo di SSAP profondamente modificata e ottimizzata per risolvere una miriade di problemi pratici non ravvisati in origine nelle prime applicazioni che non avevano, a causa della limitata potenza di calcolo, la capacità di esplorare tutte le casistiche complesse dei pendii analizzati attualmente agli inizi del secolo XXI.

I **motori di generazione e ricerca delle superfici di scivolamento** presenti nel programma sono i seguenti:

- **Random Search** (Siegel et al. ,1981)
- **Convex Random Search** (Chen , 1992)
- **Sniff Random Search (rel. 3.3)** (Borselli, 1997; Borselli 2012,2022)
- **New Random Search (rel 1.2)** (Borselli 2020,2022)

I quattro motori di ricerca ulteriormente ottimizzati, nella versione di SSAP 5.2 inoltre possono essere utilizzati ciascuno attivando in più una o più di queste 3 varianti che sono una sostanziale originalità di SSAP, a partire da SSAP 4.0 :

- **Smussatore superfici di scivolamento** (Borselli 2010)
- **Effetto *tension crack* in testa** (Borselli 2010)
- **Ricerca con Attrattore dinamico** (Borselli 2002,2021)

Abbiamo quindi fino a **12 combinazioni possibili nel motore di ricerca attivato** per generare un campione di superfici di potenziale scivolamento successivamente da verificare.

Si consideri che le informazioni dettagliate sui parametri necessari per impostare correttamente la ricerca con ognuno dei metodi citati sono fornite nel capitolo 5.

Si ricordi che è possibile lanciare ciascuno dei metodi di ricerca in modo automatico; possibilità che è molto utile per familiarizzarsi con i vari algoritmi del programma. Tuttavia in modalità automatica non si sfruttano appieno tutte le potenzialità e versatilità dei motori di ricerca che verranno si seguito descritti con maggior dettaglio. **Una importante revisione dell'algoritmo per la generazione random delle superfici di potenziale scivolamento fu realizzata e implementata a partire dalla versione 4.1.0 di SSAP.** Questa revisione fu attivata per tutti i motori di generazione random di superfici di scivolamento presenti in SSAP: ***Random Search, Convex Random Search, Sniff Random Search, New Random Search***. La novità allora introdotta risolve, in modo originale, un dannoso problema di sotto-campionamento dei punti di inizio delle superfici random. Il nuovo metodo permette di generare in modo uniforme i punti di inizio della superficie random, in qualunque tratto di superficie topografica scelta. La nuova metodologia corregge un difetto intrinseco dei tutti i metodi di generazione delle superficie random classici, esistente fino dalle sue origini storiche (Siegel et al. 1981). Ad esempio tutti i tratti verticali, o sub verticali, vengono adesso campionati in modo corretto, automaticamente e senza necessità di intervento dell'utente.

### **2.6.2 -Motore di generazione superfici RANDOM SEARCH**

Questa tecnica è la più generale ed è quindi utilizzabile in tutti i casi. È Il motore di ricerca più veloce e versatile nel caso che si debba lavorare sia con pendii molto omogenei, sia che si abbiano pendii molto eterogenei o con particolari configurazioni o zone di debolezza come: **zone cataclastiche, strati sottili, lenti, fasce di scorrimento preesistenti**. Il metodo è in grado di generare campioni di **superfici composite, cioè localmente anche concave-convesse**, approssimato da segmenti rettilinei della lunghezza media prefissata dall'utente o impostata automaticamente dal programma (fig. 2.6.2.1). Il metodo che può essere utilizzato in tutti i casi è comunque meglio indicato per pendii disomogenei con più strati. La versione Presente in SSAP di questo motore di ricerca è comunque profondamente diversa rispetto a quella classica proposta da Siegel et al. (1981). La nuova implementazione corregge noti difetti intrinseco dei tutti i metodi di generazione delle superficie random classici e contemporaneamente velocizza e rende più esaustivo il campionamento di superfici nello spazio da analizzare.

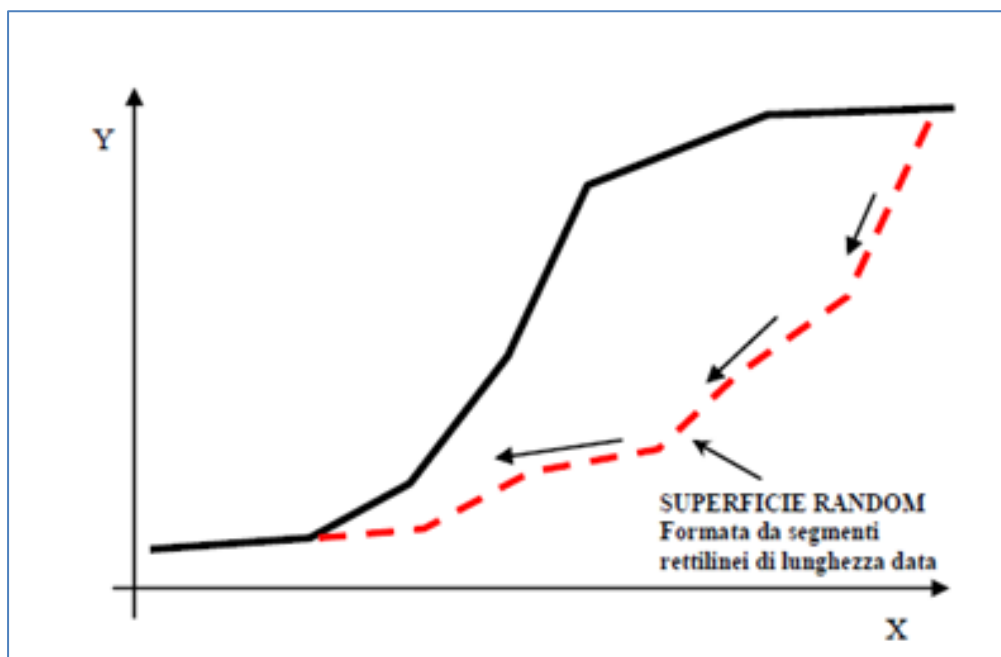


fig. 2.6.2.1

### 2.6.3 Motore di generazione superfici CONVEX RANDOM SEARCH

Questa tecnica segue una diversa strategia proposta da CHEN (1992) che consiste nel forzare la generazione di superfici **aventi forme con convessità rivolta verso il basso** (fig. 2.6.3.1).

L'esperienza indica che questa tecnica dà risultati migliori in casi di pendii omogenei o fortemente inclinati, ma anche pendii con molti strati purché non siano presenti le condizioni molto particolari indicate in precedenza. Questo motore di ricerca è estremamente veloce e generalmente la superficie con minor  $F_s$  viene trovata in un tempo minore e con un campione più ridotto di superfici generate, nel caso di pendii omogenei. Le superfici generate sono costrette a una forma più smussata e compatibile con lo scivolamento in pendii omogenei. Un'ampia varietà di forme è teoricamente possibile anche con questo metodo.

Il metodo **Convex Random Search** è stato inoltre arricchito di una procedura originale che permette di limitare convessità verso il basso delle superfici generate, fino a poter generare superfici solo ed esclusivamente perfettamente rettilinee (un caso particolare).

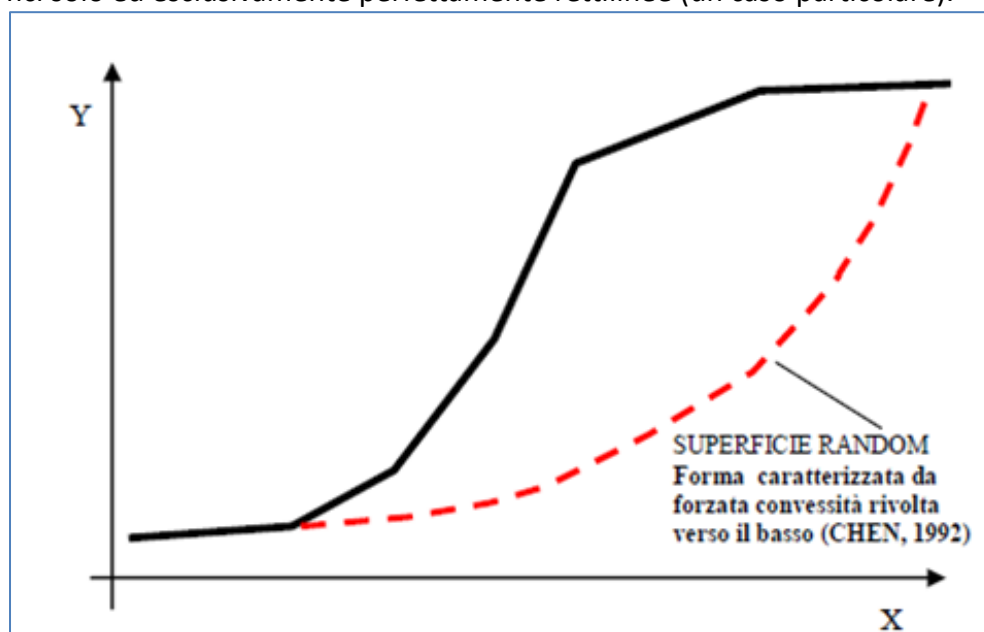


fig. 2.6.3.1



#### 2.6.4 - Motore di generazione superfici SNIFF RANDOM SEARCH (versione 3.3– 2022)

È il metodo più innovativo ma anche il più versatile e potente tra quelli impiegati dal programma. L'algoritmo, sviluppato dall'autore 25 anni fa, implementato in un motore di ricerca particolare, nasce dalle esperienze fatte in numerose casistiche particolari e dal tentativo di superare i problemi normalmente incontrati con i precedenti metodi.

Il metodo 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.

Mentre con i metodi precedenti la generazione random avviene in modo pseudo-casuale o, al limite, riceve un condizionamento solo per la forma (es. metodo *convex random search*), il **metodo Sniff Random Search** permette di "sentire" durante la generazione delle superfici quali sono i livelli, le inclusioni, le discontinuità o gli strati più deboli incontrati, e quindi tenta, **in via preferenziale**, di passare in essi. Quindi rispetto a i metodi classici, praticamente "ciechi" nei confronti delle caratteristiche geotecniche locali, il metodo è dotato di una " **Know-How geomeccanico**" che di fatto è un *sistema esperto*.

Nell'esempio in Fig. 2.6.4.1 l'algoritmo tenta di **massimizzare il passaggio delle superfici nel sottile livello n.4 e nella lente n.3** che in base ai parametri geotecnici sono gli strati più scadenti. La superficie di minor FS trovata può essere identificata anche con uno degli algoritmi precedenti ma con molto più tempo e in generale con minor probabilità di riuscita.

I test fatti utilizzando una serie di pendii di riferimento, pendii già noti nella letteratura scientifica sull'argomento per le difficoltà di identificare le superfici di scorrimento o per la identificazione di false superfici, hanno dato risultati che dimostrano la superiorità dell'uso del metodo in questi casi. (si vedano gli esempi presentati nel capitolo 6)

Questo motore di ricerca può venire attivato automaticamente usando i parametri predefiniti attraverso un sistema esperto interno che funziona nella maggior parte dei casi. Tuttavia l'utente può intervenire direttamente variando alcuni dei parametri di lavoro.

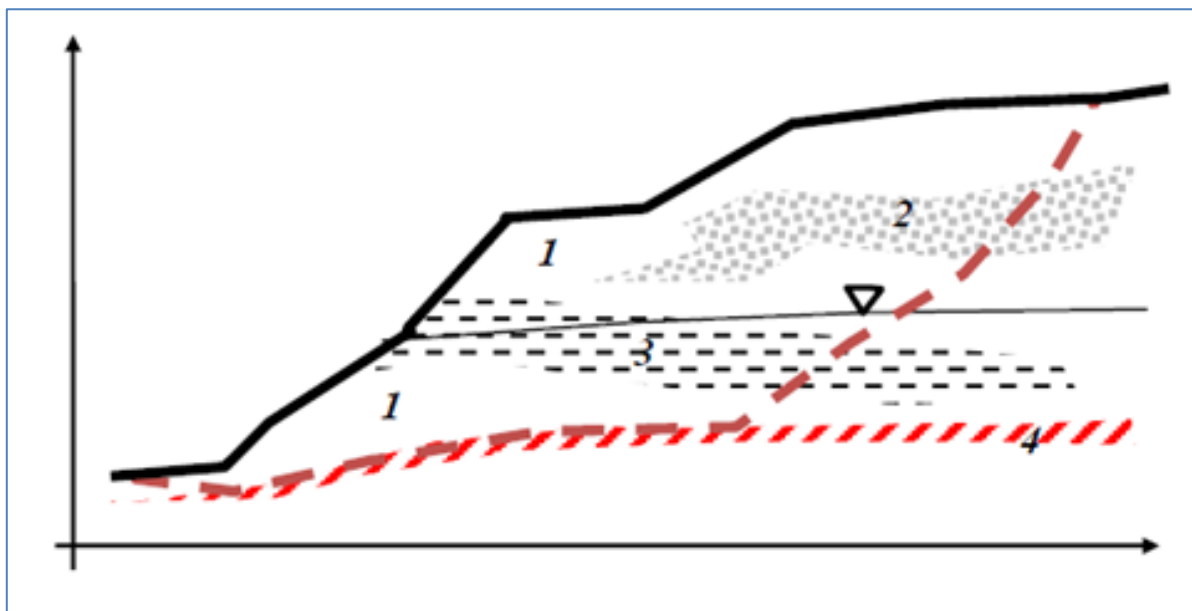


Fig.2.6.4.1

La intrinseca maggiore complessità del metodo causa tuttavia tempi di calcolo appena più elevati rispetto agli altri metodi, ma, nella maggior parte dei casi, la identificazione della superficie di minimo FS avviene generando un numero minore di superfici. Alcune superfici particolari possono essere individuate solo con questo metodo che è, a tutti gli effetti, come risulta dai numerosi test eseguiti, paragonabile ai molto più complessi metodi di minimizzazione

multidimensionale per la ricerca di Fs, utilizzati attualmente quasi solo nell'ambito di attività di alcuni ricercatori.

In SSAP è implementata una versione evoluta dell'algoritmo *sniff random search* per operare anche in presenza di strati dove il criterio di rottura è definito secondo il modello di Hoek et al. (2002). Questa modalità costituisce un'ulteriore generalizzazione e potenziamento dell'algoritmo *sniff random search*, inizialmente sviluppato dall'autore 25 anni fa, che si applica con tutti criteri di rottura e quindi: per terreni, terreni in condizione di liquefazione e ammassi rocciosi fratturati. Attualmente è implementata la **versione 3.3** dell'algoritmo. La nuova versione migliora le capacità di analisi delle discontinuità geomeccaniche presenti e il tracciamento delle aree meccanicamente più deboli con superfici di scivolamento compatibili con potenziali movimenti di massa. Indicazioni più dettagliate sull'uso dell'algoritmo sono date nel capitolo 5 del manuale.

il Motore *Sniff Random Search* può operare in **modalità Convex** e in **modalità No-Convex.**, ovvero può generare superfici a forzata convessità (come il motore *Convex Random Search*) o di forma libera (come il motore *Random Search*) come mostrato nella superficie generata in fig. 2.6.4.1. Questa doppia modalità permette di affrontare con versatilità una miriade di casistiche complesse prodotte da peculiari condizioni sia stratigrafiche che strutturali, come pure in pendii artificiali e con opere di rinforzo.

#### 2.6.5 - Motore di generazione superfici NEW RANDOM SEARCH ( versione 1.2– 2022)

I motori *Random Search* e *Convex Random Search* non sono le uniche modalità per generare delle superficie random, compatibili con una possibile scivolamento, entro un pendio. Esistono a questo scopo numerosi esempi diversi, anche se ciascuna modalità presenta i suoi vantaggi e i suoi svantaggi, come vedremo nella sezione seguente. È stato quindi sviluppato un motore di generazione delle superfici completamente diverso dai precedentemente illustrati. Il motore *New Random Search*, a partire da SSAP 5.0, permette di generare con efficienza superfici anche a partire un ristretto intervallo di inizio e terminazione. Infatti l'algoritmo è stato pensato per venire incontro alle situazioni dove si richiede uno stretto margine di inizio e terminazione (ad esempio per tracciare con particolare accuratezza una zona che è stata interessata da una conosciuta superficie di scivolamento), Fig. 2.6.5.1.

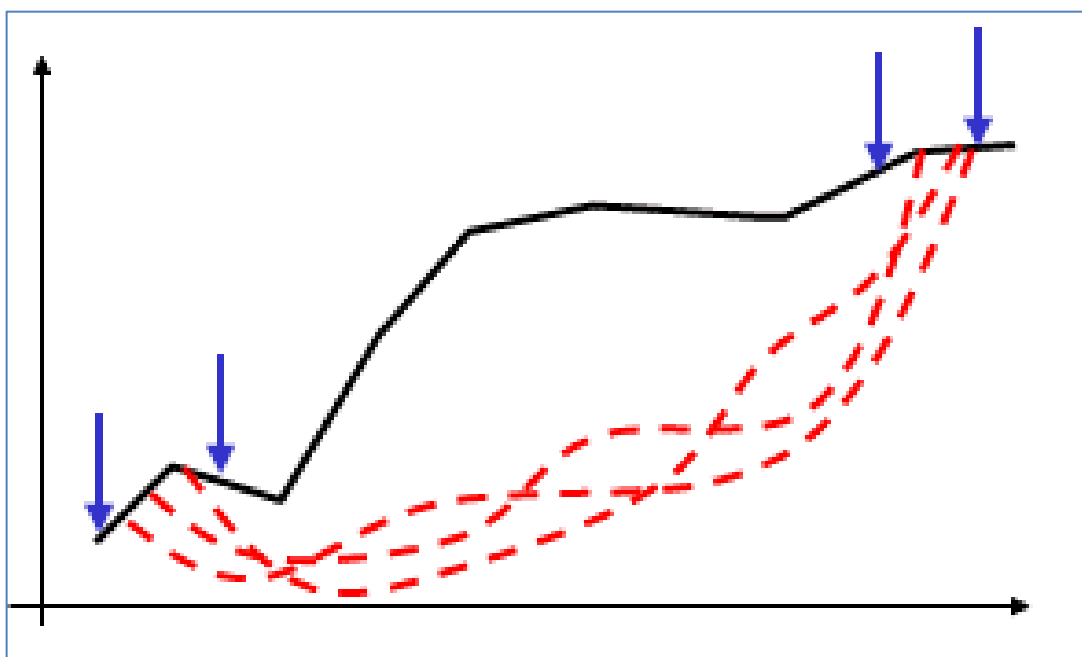


Fig.2.6.5.1

### 2.6.6 -Comparazione tra motori di ricerca delle superfici

Nelle figure 2.6.6.1 e 2.6.6.2 abbiamo uno schema comparativo tra i diversi motori di ricerca disponibili in SSAP 5.1. Questo schema comparativo aiuta a effettuare la scelta appropriata al momento di selezionare il motore di ricerca prima di lanciare una verifica. È importante considerare che, per una verifica completa e affidabile, può risultare necessario testare più di un motore di ricerca in successione. Questo a causa della frequente complessità stratigrafica geometrica e geomeccanica di un pendio. Ricordiamo un concetto fondamentale: **ogni pendio è un Universo Complesso.**

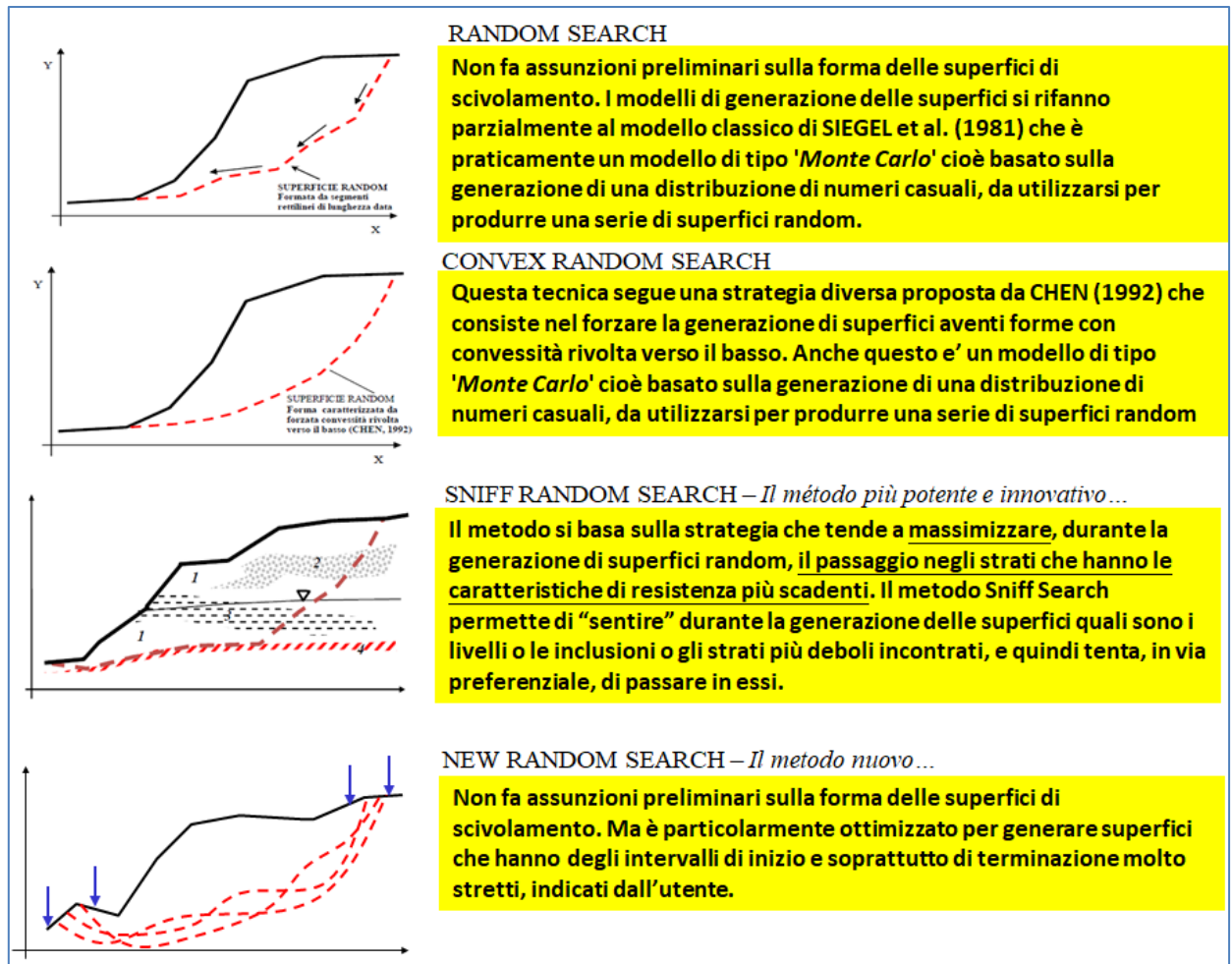


Fig. 2.6.6.1

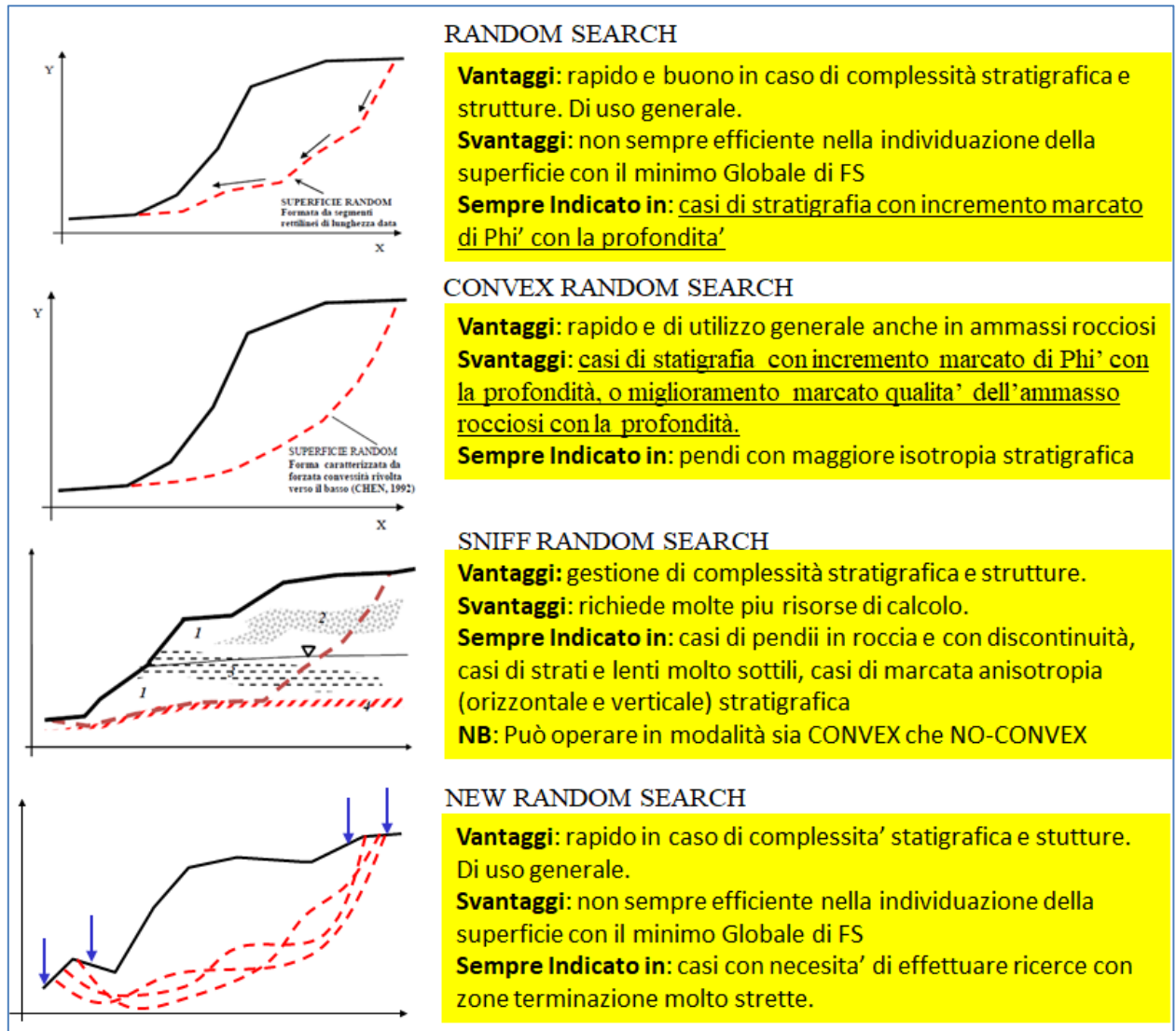


Fig. 2.6.6.2

### 2.6.7 -Opzione - Ricerca con attrattore dinamico

A partire dalla versione 2.8.4 di SSAP è stata introdotta questa importante variante che può essere applicata a uno qualunque dei quattro motori di ricerca anzi descritti.

Quando l'opzione di **ricerca con attrattore dinamico** è attivata, la zona di ricerca iniziale impostata dall'utente, o fornita in automatico del programma, viene progressivamente ridotta in funzione delle superfici con minor FS che nel processo di verifica vengono trovate (fig. 2.6.7.1). L'analisi delle superfici porta a delimitare progressivamente una zona critica, ovvero una zona del pendio dove si concentrano superficie con i valori di FS più bassi. L'attivazione di questa opzione permette di concentrare progressivamente tutte le risorse di calcolo dell'analisi in corso in questa zona critica progressivamente delimitata. Si consiglia di effettuare sempre una analisi anche con questa opzione attivata. Si ricorda che **nella condizione standard questa opzione è attivata**, ma può essere disattivata scelta dell'utente nella finestra OPZIONI.

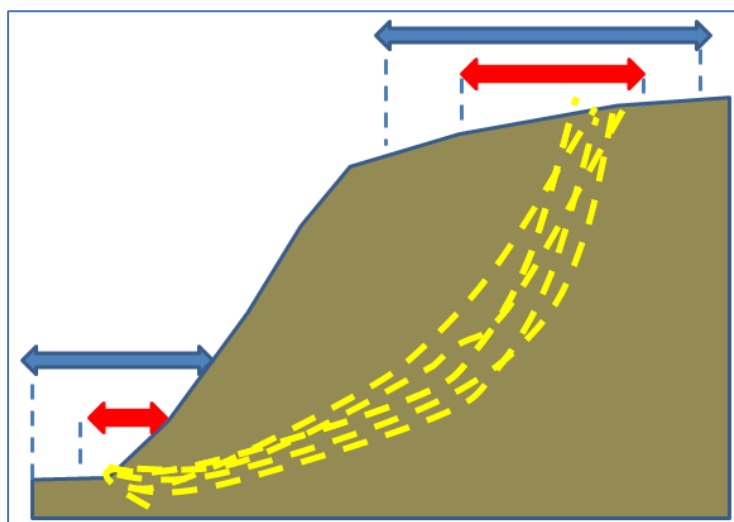


fig. 2.6.7.1

Nel caso che l'attrattore dinamico venga attivato, vi sono due modalità operative distinte. La delimitazione progressiva della zona di ricerca durante il processo di verifica può avvenire infatti con le due modalità di seguito descritte:

- **Modalità M1:** questa è la modalità operativa standard, che è idonea solamente nel caso di pendii con una ridotta, o moderata, complessità stratigrafica e variabilità geomeccanica.
- **Modalità M2:** questa è la modalità operativa avanzata, che è idonea nel caso di pendii con una elevata, complessità stratigrafica e variabilità geomeccanica. La modalità **M2** comunque richiede in questi casi anche un numero di superfici generate maggiore della modalità M1.

### 2.6.8 -Opzione – effetto tension crack

A partire dalla versione 4.0 di SSAP è stata introdotta questa importante variante che può essere applicata a uno qualunque dei quattro motori di ricerca anzi descritti.

In suoli con  $C' > 0$  o  $C_u > 0$ , o in ammassi rocciosi fratturati, è tipico lo sviluppo di forze di trazione fino a una certa profondità critica  $Z_0$ . 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 (fig. 2.6.8.1a,b), che possono essere in alcuni casi profondi diversi metri. In alcuni casi di frane lo sviluppo di una superficie di scivolamento è in testa al pendio intersecato da tratti verticali che manifestano generalmente la precedente presenza di tensioni di trazione che avevano fessurato il pendio. Con questa versione di SSAP è possibile generare superfici di scivolamento con inglobato un tratto verticale la cui profondità è funzione della  $Z_0$  locale. Questa opzione è sempre inizialmente attivata, ma può essere disattivata scelta dell'utente nella finestra OPZIONI. La attivazione di questa opzione velocizza la ricerca di superfici di scivolamento critiche nel caso di pendii con strati coesivi. Inoltre permette di ridurre lo sviluppo di valori negativi nella distribuzione delle forze interconcoio orizzontali  $E(x)$  in testa al pendio. Nel caso di pendii privi di coesione la attivazione di questa opzione non avrà alcun effetto.

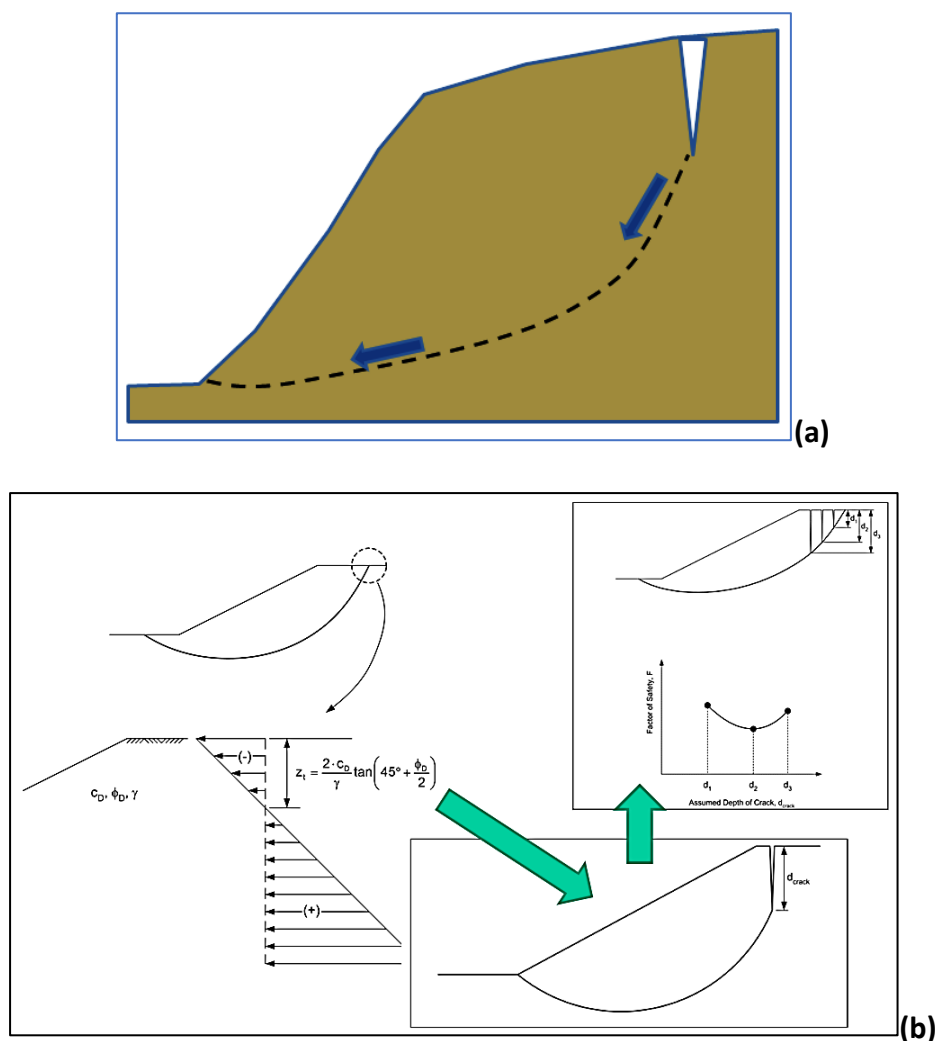


Fig. 2.6.8.1

In SSAP è possibile attivare la funzione che permette di **considerare i tension cracks eventualmente generati come completamente riempiti di acqua per la intera loro profondità**, figura 2.6.8.2. Questo è un fenomeno riconosciuto da molti autori nella letteratura di stabilità dei pendii (Chowdhury et al. 2009). Infatti un tension crack riempito di acqua genera una componente di spinta idrostatica orizzontale che può portare a incrementare anche in maniera considerevole le forze orizzontali destabilizzanti in testa alla superficie di potenziale scivolamento. Questo fenomeno diventa particolarmente critico quando la profondità del tension crack riempito di acqua è rilevante rispetto alla intera lunghezza della superficie potenzialmente instabile. In caso di superfici di scivolamento di modesta estensione la presenza di un tension crack riempito di acqua produce un effetto destabilizzante che porta a una importante riduzione del fattore di sicurezza  $F_s$ , rispetto a la condizione di assenza di riempimento di acqua.

Il fenomeno del riempimento di tension cracks verticali riempiti di acqua può esistere anche in caso di pendii completamente asciutti e assenza falda acquifera o saturazione. Infatti la funzione di riempimento può essere attivata anche in queste condizioni, dato che i tension cracks possono essere facilmente riempiti in occasione di ruscellamento superficiale da monte (fig. 2.6.8.2) e terreno completamente asciutto. Questa ultima possibilità deve essere presa seria in considerazione nel caso di precipitazioni intense a fine estate e comunque sempre dopo periodi siccitosi prolungati, spesso associati a fenomeni di idrofoibicità della superficie del suolo e generazione di alti potenziali di ruscellamento superficiale.

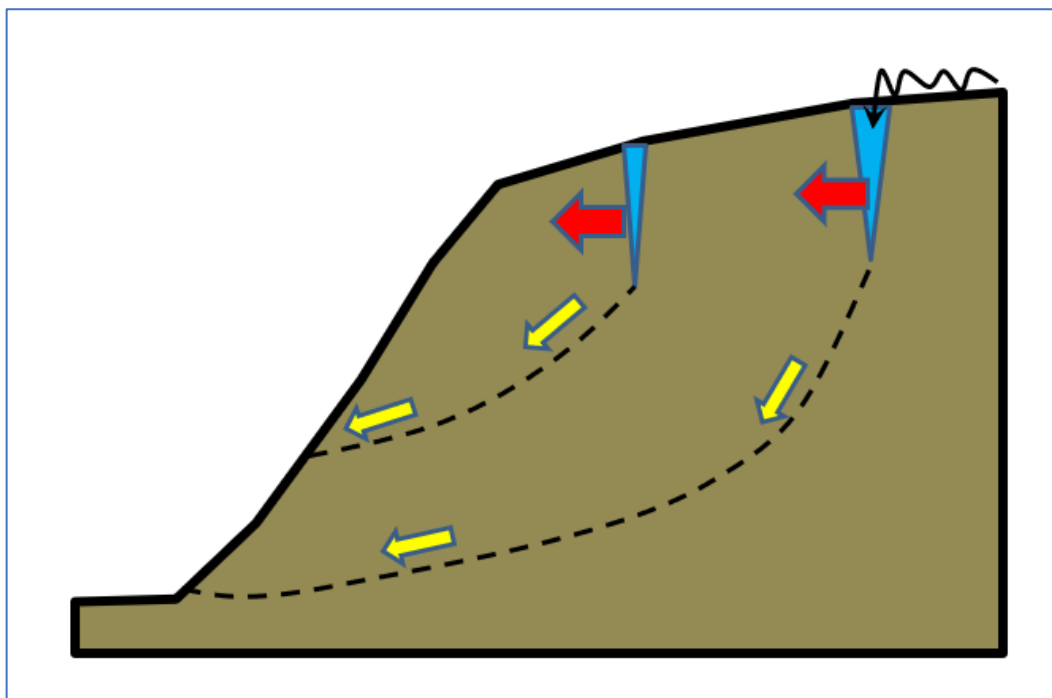


Fig. 2.6.8.2

### 2.6.9 -Opzione – smussa superficie di scivolamento

A partire dalla versione 4.0 è stata introdotta questa importante variante che può essere applicata a uno qualunque dei tre motori di ricerca anzi descritti.

La generazione di superfici random, costituite da segmenti rettilinei, ha in sé un difetto intrinseco, ovvero la possibilità di avere superfici dove il cambio di pendenza, nel passaggio tra un segmento e il successivo, sia eccessivamente brusco. Anche se questi tipi di superfici non sono scartabili a priori, sono comunque meno probabili in assenza di specifiche discontinuità stratigrafiche o sistemi di fratture preesistenti. Per questo motivo applicando la **opzione di smussatura** (si noti che inizialmente questa opzione non è attivata) è **possibile smussare completamente a posteriori qualunque superficie preliminarmente generata con uno qualunque dei motori di generazione random utilizzato** (fig. 2.6.9.1), prima di effettuare il calcolo di FS associato alla superficie finale smussata. Gli effetti di questa variante sono talvolta notevoli. A esempio talvolta la velocità e la % di convergenza aumentano considerevolmente, pur con lievi variazioni del valore di  $F_s$ . La opzione può essere disattivata scelta dell'utente nella finestra OPZIONI. Vedasi il capitolo 5 di questo manuale.

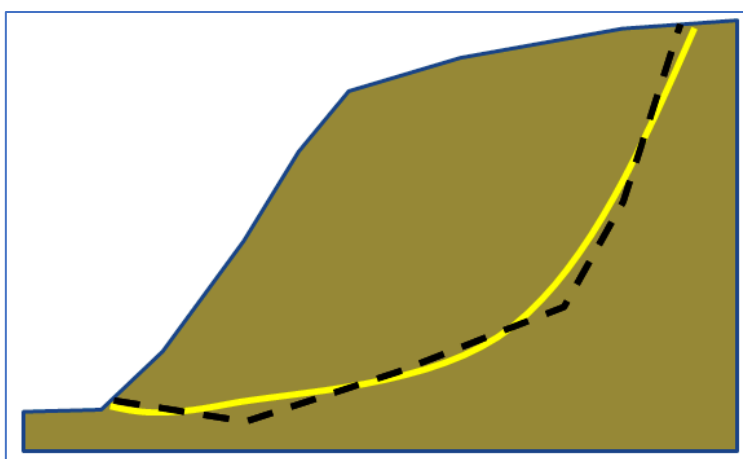


fig. 2.6.9.1

### **2.6.10 –Risultati della ricerca della superficie con Minor Fs.**

I motori di generazione e ricerca delle superfici sopra descritte dopo aver effettuato un test su un numero di superfici significativo o aver esplorato adeguatamente un campo vasto di possibili superfici, permettono di arrivare a conoscere il valore di  $F_s$  del pendio. Secondo il metodo standard dell'equilibrio limite, qualunque sia il motore di ricerca utilizzato, l' $F_s$  del pendio è quello della superficie con minor  $F_s$  tra quelle calcolate. Tuttavia è necessario dire che si possono avere informazioni più dettagliate se si rappresenta l'insieme di superfici generate entro un intervallo di  $F_s$  predefinito o il gruppo delle 10 superfici con minor  $F_s$  tra tutti quelle generate e verificate. (vedasi figura 2.6.10.1)

### **2.6.11 - Limitazioni nella forma locale delle superfici**

Esistono ovviamente alcune limitazioni teoriche nella forma delle superfici, dettate dalla teoria della spinta delle terre e da problemi computazionali di convergenza nel calcolo di  $F_s$  (CHING & FREDLUND 1983, CHOWDHURY & ZHANG 1990, STIANSON et al. 2015) o di produzione di valori anomali come  $F_s < 0$ . Tali limitazioni sono considerate con particolare cura nel programma; limitazioni non sempre considerate in altri codici di calcolo e da molti utenti.

Successivamente alla generazione di una superficie, prima di effettuare il calcolo del relativo valore di  $F_s$ , è necessario effettuare una serie di controlli molto importanti. Il più importante è quello di verificare che localmente la inclinazione dei segmenti non violi il criterio di rottura Mohr-Coulomb nelle zone dove prevalgono le spinte attive e le spinte passive (fig. 2.6.11.1a).

In pratica ogni inclinazione della superficie di scivolamento deve essere compresa tra i due valori limite indicati nella fig. 2.6.11.1a. I valori limite delle inclinazioni dipendono dalle caratteristiche meccaniche del terreno/ammasso roccioso. In casi di marcata variabilità litologica/stratigrafica o in presenza di ammassi rocciosi fratturati, i valori degli angoli limite possono avere una forte variabilità entro il pendio. In questi casi fornire dei valori limite fissi agli angoli di inclinazione dei segmenti è una forte approssimazione.

Il programma **SSAP 2010** effettua quindi un **controllo stringente su ogni superficie, prima di effettuare i calcoli**, e scarta quelle superfici che, anche solo localmente, violano gli angoli di inclinazione limite. Le superfici vengono scartate perché cinematicamente non possibili. Infatti in queste superfici potremmo avere valori di  $F_s$  anormalmente bassi, generalmente non realistici, e a volte  $F_s < 0$  !!. **In SSAP 2010 il controllo viene fatto automaticamente senza necessità di intervento dell'utente.** Questo aspetto innovativo ha incrementato la affidabilità dei risultati

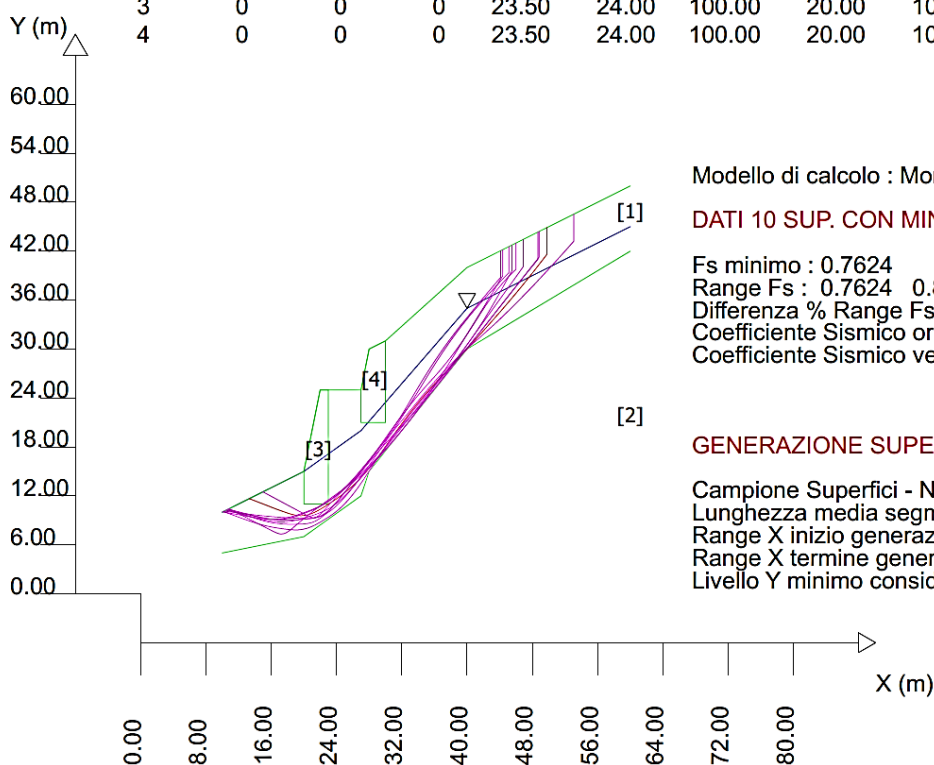


SSAP 5.2 (2022) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu  
 SSAP/DXF generator rel. 2.3 (2022)

Data : 30/11/2022  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
1	33.00	20.00	0	21.00	22.00	0	..	..	..
2	0	0	0	24.00	25.00	100.00	50.00	10.00	0
3	0	0	0	23.50	24.00	100.00	20.00	10.00	0.50
4	0	0	0	23.50	24.00	100.00	20.00	10.00	0.50



Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 0.7624  
 Range Fs : 0.7624 0.8282  
 Differenza % Range Fs : 7.95  
 Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0000  
 Coefficiente Sismico verticale - Kv: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 10000  
 Lunghezza media segmenti (m) : 2.0  
 Range X inizio generazione : 10.0 - 55.0  
 Range X termine generazione : 15.0 - 59.0  
 Livello Y minimo considerato : 0.0

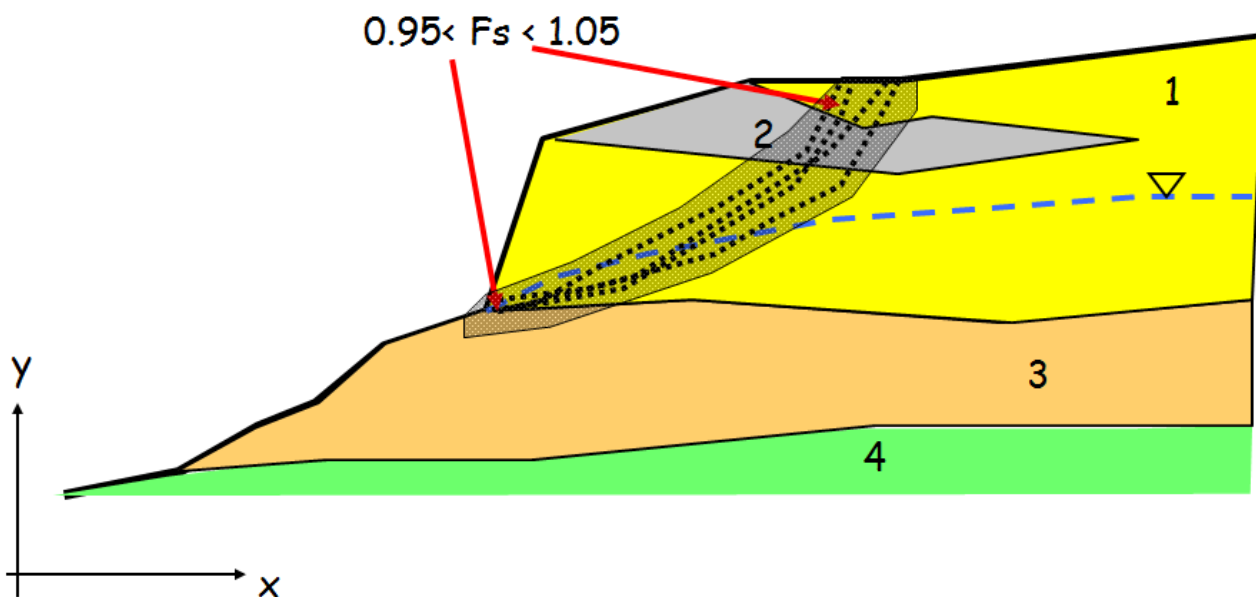


Fig. 2.6.10.1

Un esempio di violazione sistematica della teoria della spinta e rottura delle terre è illustrata nella seguente figura (fig. 2.6.11.1b) dove si vede di una struttura in terre armate in rilevato dove si effettua una verifica di stabilità su una superficie circolare che mostra come, sia nella zona di spinta attiva che in quella di spinta passiva, risulti violate i criteri di rottura e gli angoli di pendenza limite precedentemente indicati.

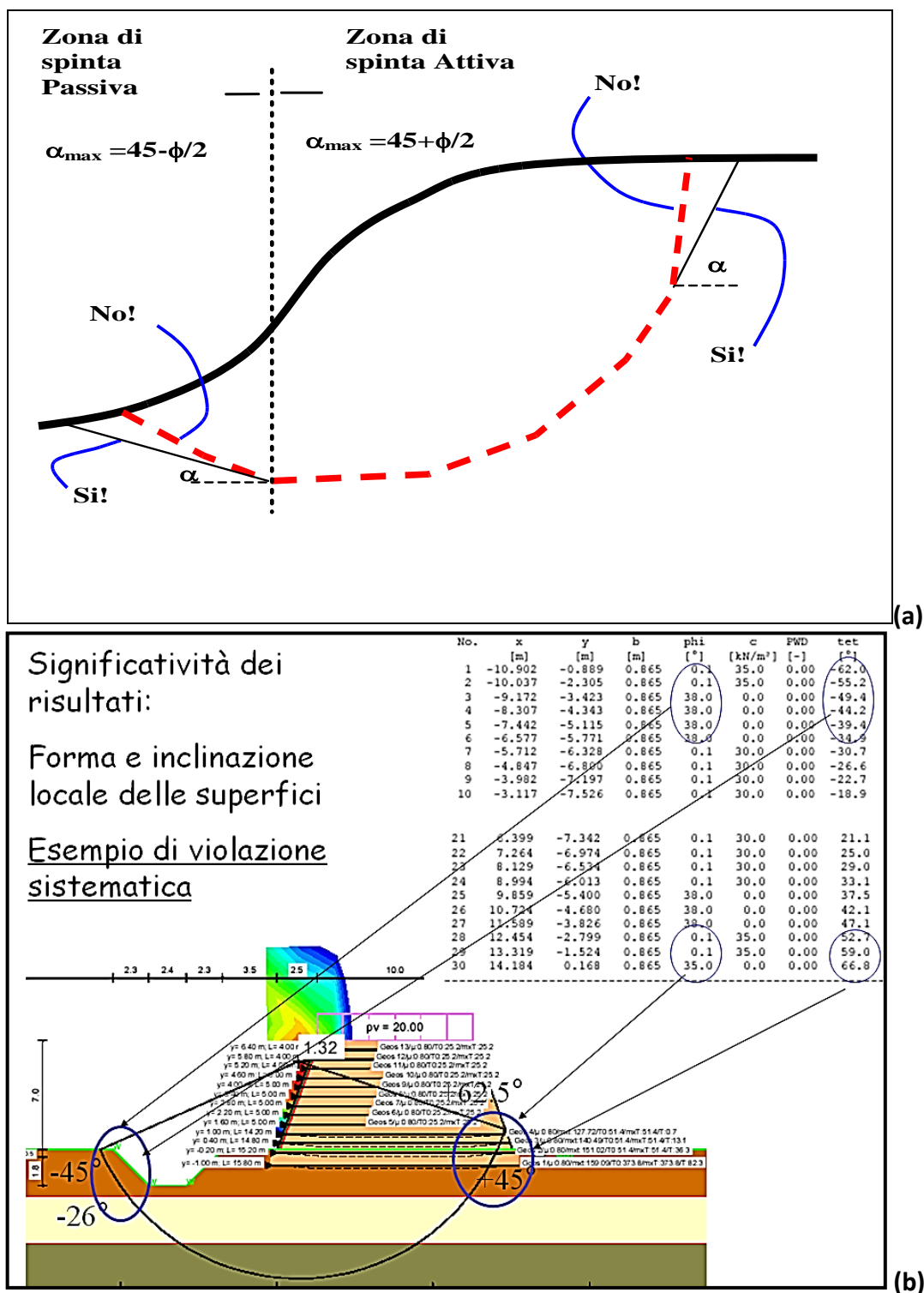
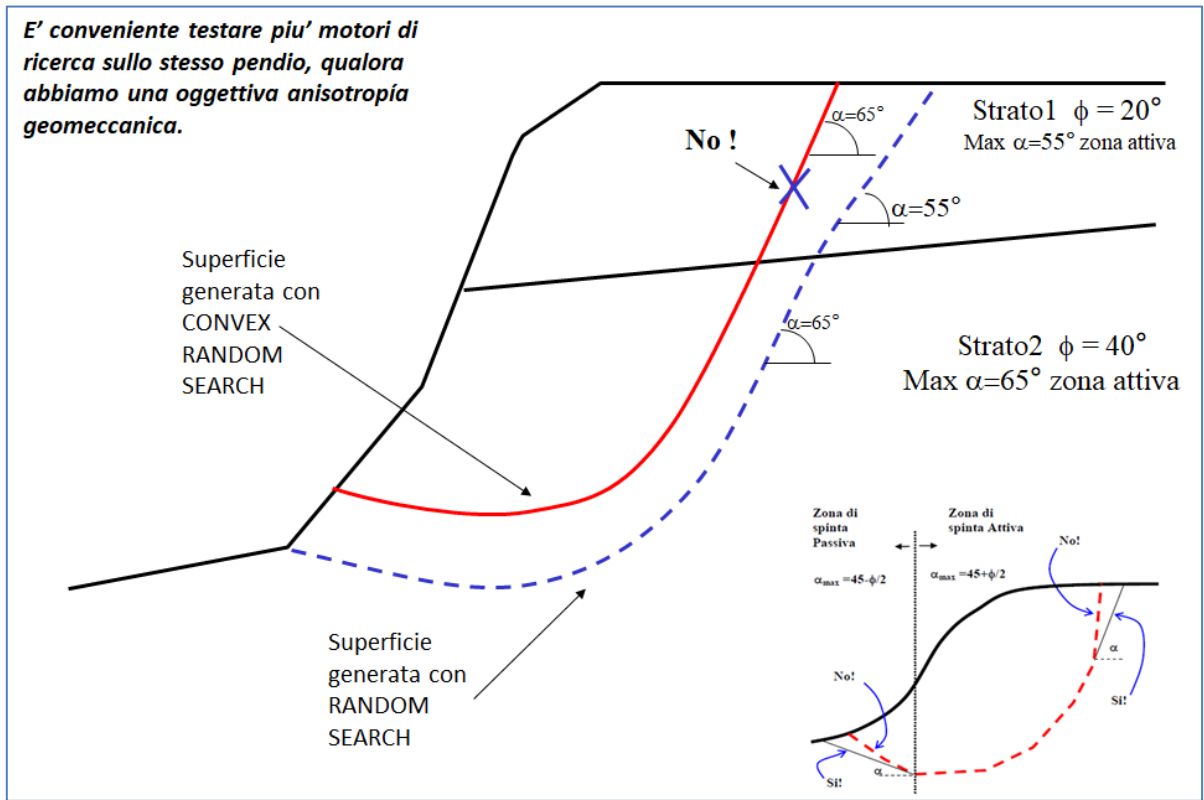


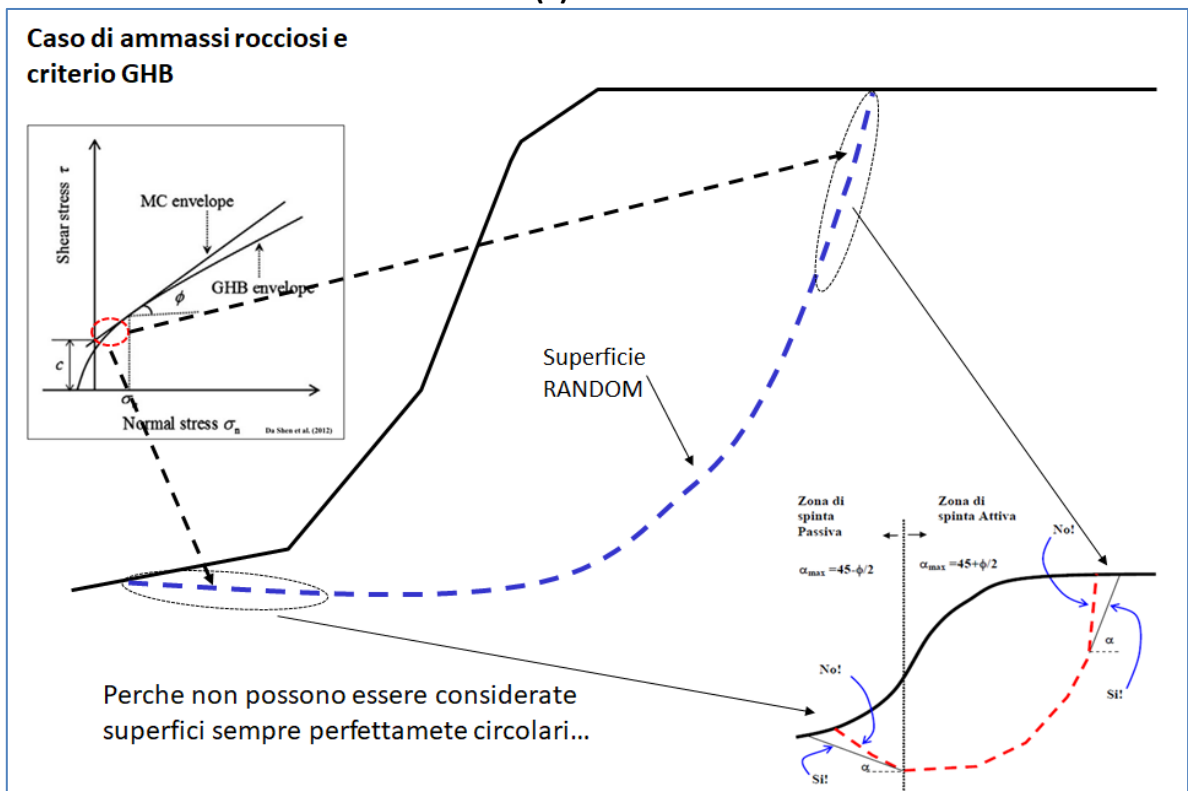
Fig. 2.6.11.1

Il tema viene trattato in modo più completo in Borselli (2017) (documento pubblicato sul portale RESEARCHGATE – vedasi documentazione aggiuntiva in fondo a questo manuale).

È comunque necessario aggiungere che la scelta del motore di ricerca può risultare determinante per evidenziare le superfici critiche in caso di marcata variabilità stratigrafica.



(a)



(b)

Fig. 2.6.11.2

Questo concetto è spiegato nella figura 2.6.11.2a viene mostrato il caso di un pendio con un marcato incremento di  $\phi'$  con la profondità. In questo caso il motore **Convex random search** potrebbe non essere in grado di determinare efficacemente la superficie con minor FS a causa delle intrinseche limitazioni geometriche della pendenza locale nella fase di generazione. Il motore **Random Search** invece non avendo queste limitazioni permette una esplorazione più efficiente nella zona di spinta attiva in testa al pendio. Queste considerazioni valgono anche per il Motore **Sniff Random Search**, che ricordiamo può operare sia in **modalità Convex** che **No-Convex**.

Nella figura 2.6.11.2b abbiamo invece la motivazione del perché in ammassi rocciosi fratturati e/o con discontinuità abbiamo la frequente possibilità che le classiche superfici circolari non abbiano ragione di essere adatte a rappresentare le superfici che attraversano un mezzo con una variabilità continua dei parametri di resistenza al taglio in funzione dello stato tensionale, dato che l'involuppo di rottura è di fatto curvo (vedasi appendice D di questo manuale per maggiori dettagli su questo tema).

È importante considerare che nel caso le superfici generate, del tutto o in parte, **seguano in roccia superfici di discontinuità preesistenti, orientate e caratterizzate con il criterio di rottura JRC di Barton-Bandis (1990), non vengono poste le limitazioni locali, precedentemente descritte sulla pendenza e la forma delle superfici, dato che localmente esistono delle linee di discontinuità, frattura o debolezza preesistenti**. In questo caso possono essere tracciate anche discontinuità verticali o subverticali, senza limitazioni, non essendo queste delle superfici di frattura di neoformazione.

### **2.6.12 - Lunghezza dei segmenti delle superfici**

Una ulteriore precisazione va fatta per quanto riguarda la scelta della lunghezza dei segmenti della superficie random da generare.

La lunghezza assunta deve essere compatibile con il modello del pendio che è stato assunto. Si RICORDI che utilizzare lunghezze eccessive o eccessivamente piccole comporta un rallentamento delle elaborazioni o il totale blocco. Purtroppo è impossibile fornire un valore a priori. Tuttavia si può consigliare di usare come primo tentativo un valore compreso tra 1/10 e 1/40 della lunghezza complessiva del pendio. Un valore di lunghezza viene comunque preimpostato in automatico dal programma ma tale valore potrà essere modificato in seguito in successive verifiche.

**La lunghezza dei segmenti che viene indicata verrà utilizzata come lunghezza media. Infatti durante la generazione delle superfici il valore reale dei segmenti varierà continuamente in modo casuale tra il valore indicato +/- 50%. (fig. 2.6.12.1)**

Questa metodologia innovativa consente di aumentare i gradi di libertà del sistema, e quindi forme di superfici più generali, mantenendo al tempo stesso sostanzialmente invariati i tempi di calcolo.

Il programma automaticamente imposta la lunghezza media dei segmenti, dopo aver caricato dati relativi al modello del pendio, a 1/25 della lunghezza orizzontale totale del pendio. Questo valore è puramente indicativo e l'utente potrà variarlo a piacimento.

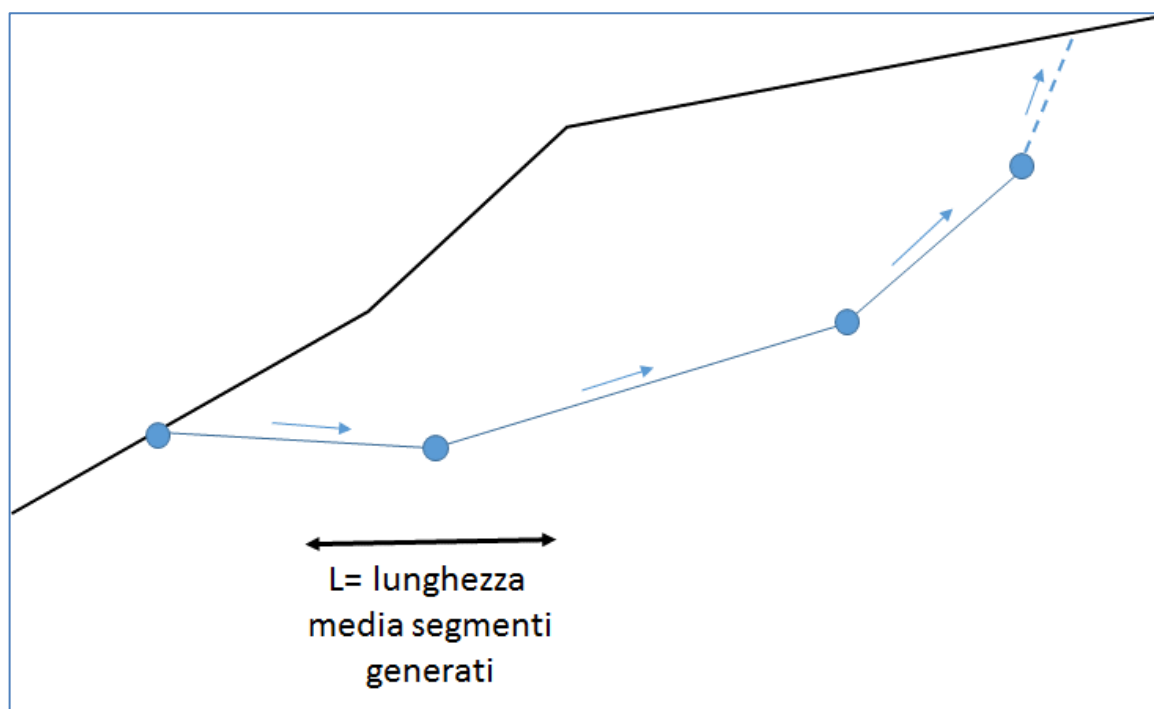


Fig. 2.6.12.1

Tuttavia è bene tenere presente alcune indicazioni di massima:

- Segmenti più corti sono indicati per superfici con sviluppo più superficiale, mentre segmenti di maggior lunghezza sono indicati per superfici più profonde.
- In pratica la lunghezza dei segmenti condiziona parzialmente la profondità delle superfici che si produrranno, ma anche la possibilità di esplorare porzioni ristrette e strati molto sottili.
- Segmenti più corti influenzano i tempi di calcolo: ovvero **segmenti più corti = più tempo di calcolo**.
- La lunghezza dei segmenti oltre che ad influenzare i tempi di calcolo può influenzare in maniera essenziale i risultati finali.
- **Nella ricerca delle superfici maggiormente instabili la scelta di una lunghezza inadeguata può portare a risultati incompleti che non tengono conto di condizioni di instabilità che possono essere talvolta importanti. La ragione di ciò è dovuta alla scala del problema e alla capacità che superfici generate con segmenti di lunghezza diversa hanno di esplorare, e concentrarsi, in zone più superficiali oppure più profonde.**
- **È conveniente che l'utente effettui verifiche con lunghezza media dei segmenti più corta e più lunga di quella impostata in automatico al caricamento del modello del pendio.**

### 2.6.13 - Effetti di forze applicate in testa e alla base del pendio

Quando si effettua una verifica su una superficie singola è possibile considerare l'effetto addizionale di forze orizzontali destabilizzanti, in testa al pendio, e stabilizzanti alla base del pendio. Tali forze orizzontali, introdotte da Janbu 1954, 1973, sono comunemente usate per considerare l'effetto di tension cracks riempiti di acqua in testa al pendio (forza **E<sub>b</sub>**) o la risultante della spinta di un'opera di sostegno, come un muro a gravità, alla base di un pendio (forza **E<sub>a</sub>**) (figura 2.6.13.1). La formulazione introdotta è coerente, e conforme, alla notazione di Zhou(2005), come per l'azione di pali, geogriglie e tiranti, su cui sono basati tutti gli algoritmi portanti di SSAP2010.

**Si ricorda che la intensità di queste forze deve essere considerata con attenzione da parte dell'utente. Valori troppo eccessivi e irrealistici possono portare a anomalie numeriche**

**consistenti e condizioni in cui il calcolo non può essere portato a termine.** A esempio valori anormalmente elevati di  $E_a$  possono portare a condizioni anomale in cui la massa del pendio invece che scivolare si muove verso monte!!

I valori introdotti di  $E_a$  e  $E_b$  influenzano direttamente la distribuzione delle Forze interne  $E(x)$  e  $T(x)$ , e quindi il risultato come  $F_s$  finale.

La applicazione della forza  $E_a$  comporterà un incremento del  $F_s$  finale; mentre la applicazione della forza  $E_b$  produrrà un decremento del valore di  $F_s$ .

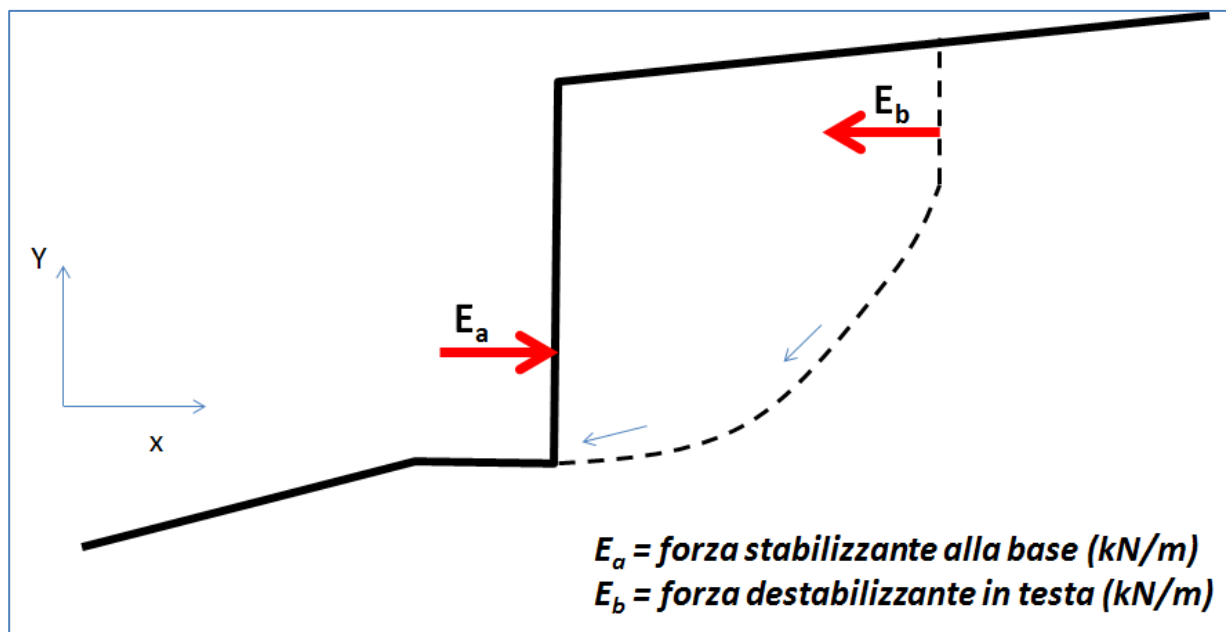


Fig.2.6.13.1 : notazione delle forze  $E_a$  e  $E_b$  in SSAP2010.

#### 2.6.14 – Pendii con profilo topografico aggettante.

Ufficialmente SSAP non consentirebbe di gestire pendii con profilo topografico aggettante. Tuttavia questa caratteristica è frequente in pareti in roccia. In questo caso è possibile con la procedura di seguito descritta generare un modello di pendio compatibile con le convenzioni di SSAP e effettuare una verifica di stabilità completa.

Il metodo si basa nel porre sotto le porzioni aggettanti delle **LENTI costituite da aria** e quindi da peso unitaria  $0.001 \text{ kN/m}^3$  e parametri di resistenza al taglio prossimi a 0.

La superficie topografica del modello deve quindi essere costituita da delle porzioni reali e delle porzioni virtuali (con andamento verticale) in corrispondenza della porzione esterna delle Lenti di aria. Vedasi figura 2.6.4.1.

Una volta così definito il modello può essere caricato e utilizzato nelle verifiche di stabilità.

Ricordiamo che le superfici che attraversano le porzioni di lenti di aria avranno localmente dei valori di resistenza al taglio prossimi a 0 ma gli effetti destabilizzanti dei momenti agenti sulle porzioni aggettanti saranno invece diversi da zero.

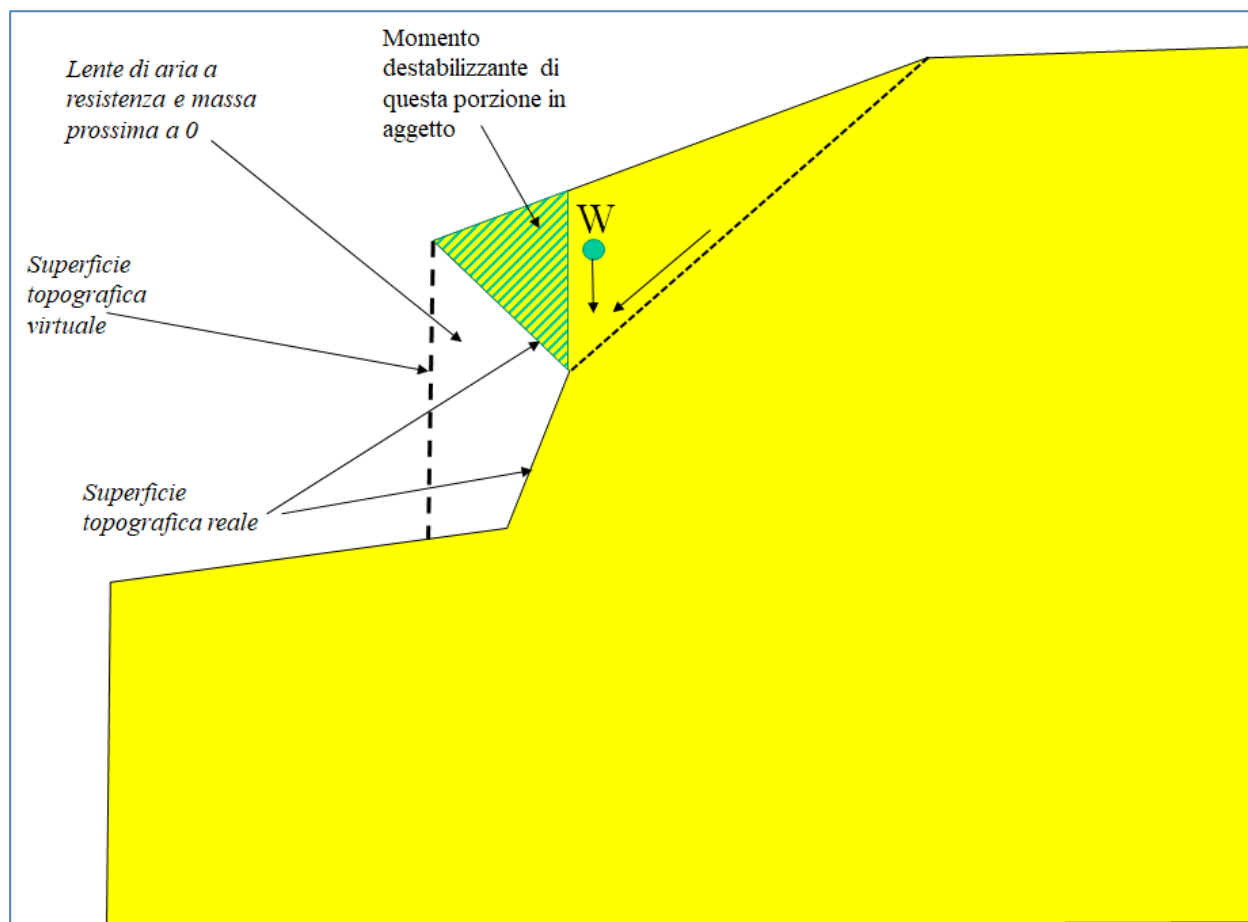


Fig.2.6.14.1

Nel caso di pendii in roccia e con eventuali discontinuità e possibile considerando un cuneo reale con aggetto, e una superficie o discontinuità planare, determinare FS rispetto a questa superficie con classico metodo del cuneo (fig. 2.6.14.1) dove si considera la massa reale che include la parte in aggetto nel calcolo del  $W$ . Nel caso di un ammasso roccioso sappiamo che  $c'$  e  $\phi'$  non sono costanti su questa superficie. Variando punto-punto il  $\sigma_n'$  e quindi nel caso di ammassi rocciosi fratturati caratterizzati dal criterio di rottura GSI+Barton JRC (Vedasi appendice D del manuale). Il metodo classico del cuneo con valori costanti di  $c'$  e  $\phi'$  nei fatti non è applicabile. Tuttavia SSAP con il metodo delle strisce con i criteri GSI e Barton-JRC generalizzati invece calcola la variazione locale continua di  $c'$  e  $\phi'$ , e ne tiene conto nel calcolo di FS.

Poi si deve considerare l'effetto del momento destabilizzante, della parte in aggetto, che con il metodo del cuneo non può essere considerato.

SSAP, invece, usando un metodo rigoroso considera anche l'effetto del momento destabilizzante di una porzione (quindi della sua massa reale) che in questo caso appoggia (virtualmente) su una zona con resistenza la taglio prossima a 0.

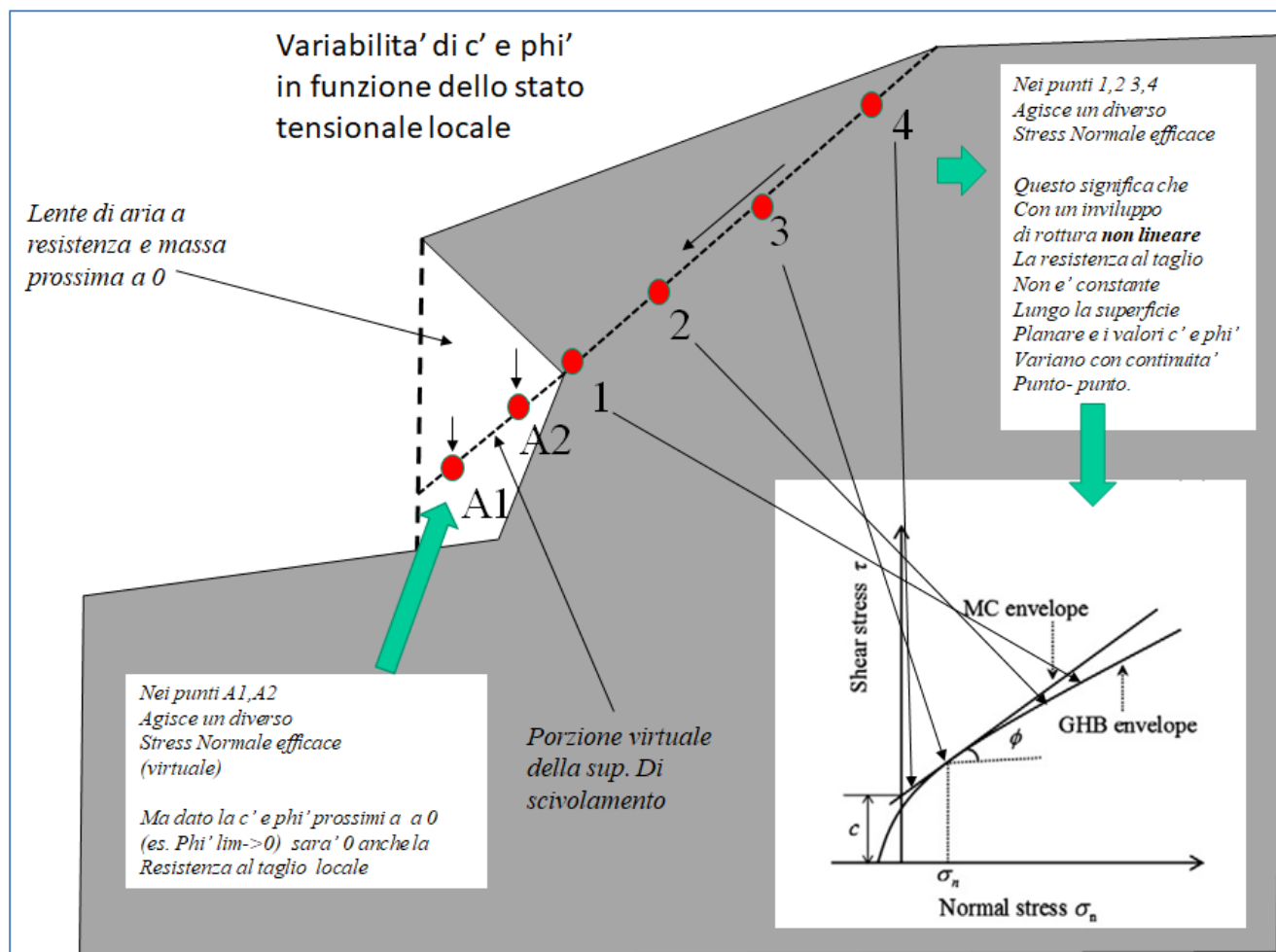


Fig.2.6.14.2

## 2.7 VARIABILITÀ STRATIGRAFICA E LITOLOGICA

Nei casi reali non è assolutamente infrequente incontrare pendii che mostrano una certa variabilità litologica. Come abbiamo già accennato il codice SSAP consente di trattare tutti questi casi fino ad **un massimo di 20** strati presenti nel pendio. Una delle caratteristiche più interessanti di questo programma è la capacità di lavorare con modelli del pendio estremamente realistici (senza eccessive semplificazioni). Gli **algoritmi per il riconoscimento automatico degli strati e delle discontinuità presenti** sono da considerarsi come il "**cuore**" del programma.

Tali algoritmi sono stati particolarmente ottimizzati per effettuare una sorta di **riconoscimento "intelligente" della stratificazione** presente in ogni concio in cui è suddivisa la massa scivolante del pendio. L'importanza di queste procedure è veramente notevole poiché influenza enormemente:

1. la attendibilità dei risultati;
2. la velocità di calcolo.

Si comprende quindi come una gran parte del tempo di sviluppo e verifica del codice SSAP ha riguardato proprio questo aspetto.

Il coronamento di questo lavoro è **l'algoritmo SNIFF RANDOM SEARCH (borselli 1997,2022)**, già descritto in precedenza, che **consente di effettuare verifiche nelle condizioni più gravose che sfuggono ai metodi di ricerca più comuni.**



## 2.8 CALCOLO DI FS

Successivamente alla generazione di potenziali superfici di scivolamento vengono eseguite le seguenti operazioni con algoritmi studiati in modo particolare per ottenere il massimo in termini di velocità ed accuratezza:

- a) **suddivisione ottimale in conci della massa delimitata dalla superficie di scivolamento;***
- b) **riconoscimento della composizione stratigrafica e disomogeneità in ognuno dei conci;***
- c) **calcolo dei parametri di interesse per ognuno dei conci;***
- d) **risoluzione iterativa del sistema di eq. (2.3.3.1);***
- e) **il valore così ottenuto del coefficiente di sicurezza viene memorizzato insieme alle coordinate che definiscono la superficie di scivolamento.***

Le precedenti operazioni vengono ripetute per tutto il campione di superfici generate secondo le indicazioni dell'utente. **Le 10 superfici che hanno fornito i 10 minori coefficienti di sicurezza vengono immagazzinate in memoria e fornite come output finale.**

Durante tutto il processo di verifica possono essere memorizzate le informazioni di tutte le superfici generate.

**Le 10 superfici identificheranno una fascia critica nel pendio**, a cui competono i minori coefficienti di sicurezza ed in cui vi sono i maggiori rischi di fenomeni di rottura. La fascia critica è definita anche da un intervallo di valori di **Fs**.

Ovviamente la verifica di stabilità sarà tanto più attendibile quanto maggiore è il numero di superfici di scivolamento esaminate, cioè quanto più rappresentativo è il campione di superfici random generate dal programma.

Il tipo di hardware che si ha a disposizione (velocità della CPU) e il grado di accuratezza richiesto dall'utente sarà il fattore determinante del numero massimo di superfici sulle quali si calcolerà il fattore di sicurezza **Fs**.

Dopo aver effettuato la ricerca delle 10 superfici con minor **Fs** è possibile salvare su file la superficie con il minor **Fs** in assoluto e effettuare successivamente su di essa alcune analisi aggiuntive che comprendono:

- **Calcolo del Coefficiente Sismico orizzontale Critico** per il quale si ottiene **FS=1.0 (metodo Sarma esteso a tutti i metodi di calcolo (es. Janbu, Spencer, Morgestern e Price.))**
- **Calcolo del metodo degli spostamenti in condizioni sismiche.**
- **Verifica dell'effetto di forze stabilizzanti alla base del pendio** (muro di sostegno o palificata) **o destabilizzanti in testa al pendio** (tension Cracks riempiti di acqua).

I dati della superficie singola scritti su file possono essere anche richiamati in un secondo tempo o archiviati.

## 2.9 PROCEDURA DI ANALISI DEL DEFICIT DI RESISTENZA

La procedura di analisi del deficit di resistenza è stata introdotta con lo scopo di identificare se nel pendio in esame vi sia un deficit di resistenza rispetto a una condizione di sicura stabilità assunta per il pendio stesso. Ad esempio usando come riferimento un fattore di sicurezza minimo pari a 1.2, in presenza di un deficit di resistenza viene calcolata la forza complessiva (**con componente orizzontale**) che è necessario applicare al pendio per contrastare le forze che favoriscono lo scivolamento e arrivare a un fattore di sicurezza complessivo di progetto adeguato (ad es. il valore assunto come riferimento: 1.2).

Il fattore di sicurezza di progetto, viene solitamente indicato dall'utente e normalmente si utilizzano valori maggiori o uguali a 1.1. **Ma è importante sottolineare che questa procedura non ha niente a che vedere con la procedura di verifica agli stati limite della EC-7 e NTC2018. Pertanto il valore di FS minimo assunto ha un uso peculiare, che è di seguito spiegato.**

Il deficit o il surplus di resistenza vengono calcolati con la seguente formula:

$$Bilancio = F_{resistente} - F_{SP} F_{agente} \quad (2.9.1)$$

dove:

**Bilancio** è il deficit o il surplus di resistenza espresso in kN/m per ogni striscia di larghezza unitaria del pendio;

**$F_{resistente}$**  è la forza totale resistente (kN/m) calcolata per la superficie di scivolamento considerata;

**$F_{agente}$**  è la forza totale agente (kN/m) calcolata per la superficie di scivolamento considerata;

**$F_{SP}$**  è il fattore di sicurezza di progetto assunto come riferimento;

Quando **Bilancio** assume valori negativi siamo in condizioni di deficit e quindi di carenza di resistenza (condizione di rischio)

Quando **Bilancio** assume valori positivi siamo in condizioni di surplus e quindi di eccedenza di resistenza (condizione di sicurezza).

Questa analisi viene effettuata per tutte le 10 superfici di scivolamento che durante la verifica hanno fornito i 10 minori fattori di sicurezza.

Si noti che non è infrequente la possibilità che la superficie con il minor fattore di sicurezza, e quindi teoricamente con maggior probabilità di essere quella che delimita la zona più instabile, non abbia il maggior valore di Deficit di resistenza.

Infatti possono esistere superfici con fattore di sicurezza maggiore di quello minimo trovato ma con il valore di deficit più alto. Questo è dovuto al fatto che il deficit di resistenza è legato anche allo sviluppo totale delle superfici. Una superficie più profonda o più lunga metterà in gioco anche forze destabilizzanti e stabilizzanti di maggiore entità (vedi figura 2.9.1).

Per questo motivo si consiglia di assumere sempre come valore del deficit di resistenza il massimo tra le 10 superfici con Fattore di sicurezza minimo identificate al termine della verifica di stabilità.

Nell'esempio in figura 2.9.1 la superficie 2 ha un fattore di sicurezza maggiore (quindi dovrebbe essere teoricamente più stabile) della superficie 1. Tuttavia la superficie 2 ha uno sviluppo complessivo maggiore e può avere un deficit di resistenza maggiore della superficie 1.

Si comprende quindi quanto sia importante la analisi del deficit di resistenza. **Questo tipo di analisi, unitamente alla verifica di stabilità classica che fornisce il fattore di sicurezza per le varie superfici, permette di avere un quadro più completo della situazione evidenziando il grado di rischio complessivo e dando utili indicazioni per il progetto delle opere di sostegno.**

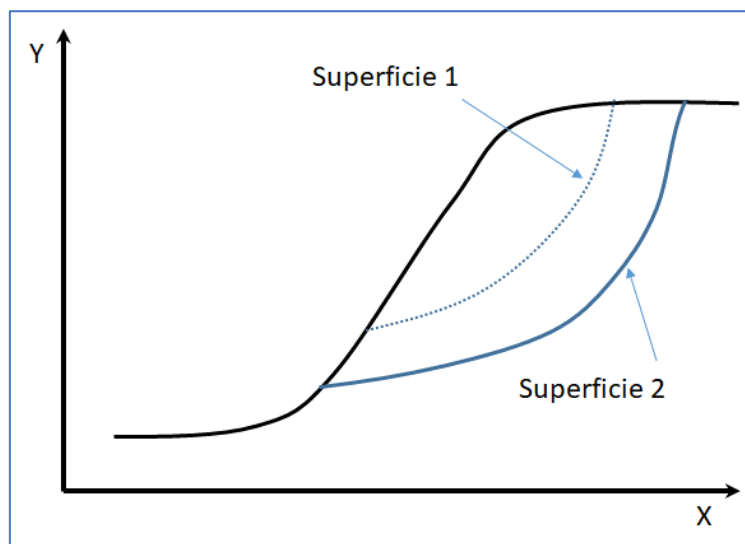


Fig. 2.9.1

## 2.10 NOTE SULLA STABILITÀ NUMERICA E PROBLEMI DI CONVERGENZA NEL CALCOLO DI FS

### 2.10.1 Introduzione

La **affidabilità delle procedure di calcolo del fattore di sicurezza  $F_s$**  di un pendio è un elemento cruciale per qualunque software. Soprattutto risulta fondamentale nelle applicazioni geologico-tecniche e di ingegneria civile.

Risulta ovvio che il problema della affidabilità dei risultati coinvolge in primo luogo la definizione di un modello geotecnico del pendio e successivamente la procedura di generazione delle superfici da verificare e in ultimo, ma non di minore importanza i modelli di calcolo utilizzati.

Il codice SSAP, nella sua attuale versione, è stato sviluppato seguendo i precisi standards dei metodi di calcolo rigorosi anzi descritti. Tali metodi sono stati implementati e affinati nel corso della storia di sviluppo di SSAP.

Uno dei punti cruciali è, come abbiamo anzi descritto, la generazione di superfici geometricamente e cinematicamente compatibili con lo scivolamento. Una serie di filtri di questo tipo è usata da molti (*ma non tutti...*) dei software analoghi in circolazione.

Successivamente è stato necessario sviluppare una serie di procedure che consentano di tenere conto di eventuali problemi di calcolo numerico che affettano tutti gli algoritmi dei metodi LEM.

Negli ultimi 40 anni vari studiosi (Spencer 1967,1973; Sarma 1973, 1979, 2006; Chowdhury et al. 2009; Duncan 1996, Krahn 2003) hanno messo in evidenza la importanza di questi problemi di calcolo e come questi stessi problemi possono riflettersi sull' affidabilità generale dei risultati ottenuti.

Nelle ultime versioni di SSAP2010 si è cercato, nella fase di sviluppo e test degli algoritmi di calcolo, di tenere conto il più possibile di questi problemi e contemporaneamente di sviluppare delle metodologie per controllarli e per ridurre l'impatto.

Verranno di seguito descritte, tra le tante implementate direttamente in SSAP, le due più importanti ovvero i problemi indotti dalla distribuzione delle pressioni normali sulla base dei conci e dal fattore  $RHO$ , associato alle verticali interconco mediante le quali la massa potenzialmente scivolante è suddivisa.

Questa scelta è stata fatta perché l'utente può avere in SSAP una capacità di controllo diretto di queste problematiche. Infatti oltre a poter visualizzare graficamente la distribuzione interna al pendio di questi due parametri (figura 2.10.1.1), con degli strumenti messi a

disposizione nella interfaccia (figura 2.10.1.2) l'utente può variare le possibilità di filtraggio delle superfici e delle soluzioni trovate controllando l'impatto delle problematiche numeriche incontrate.

Nella letteratura specialistica presentata in bibliografia viene effettuata una trattazione anche orientata ad altre problematiche minori. Il lettore vi può fare ricorso per approfondimenti (vedasi capitolo 9).

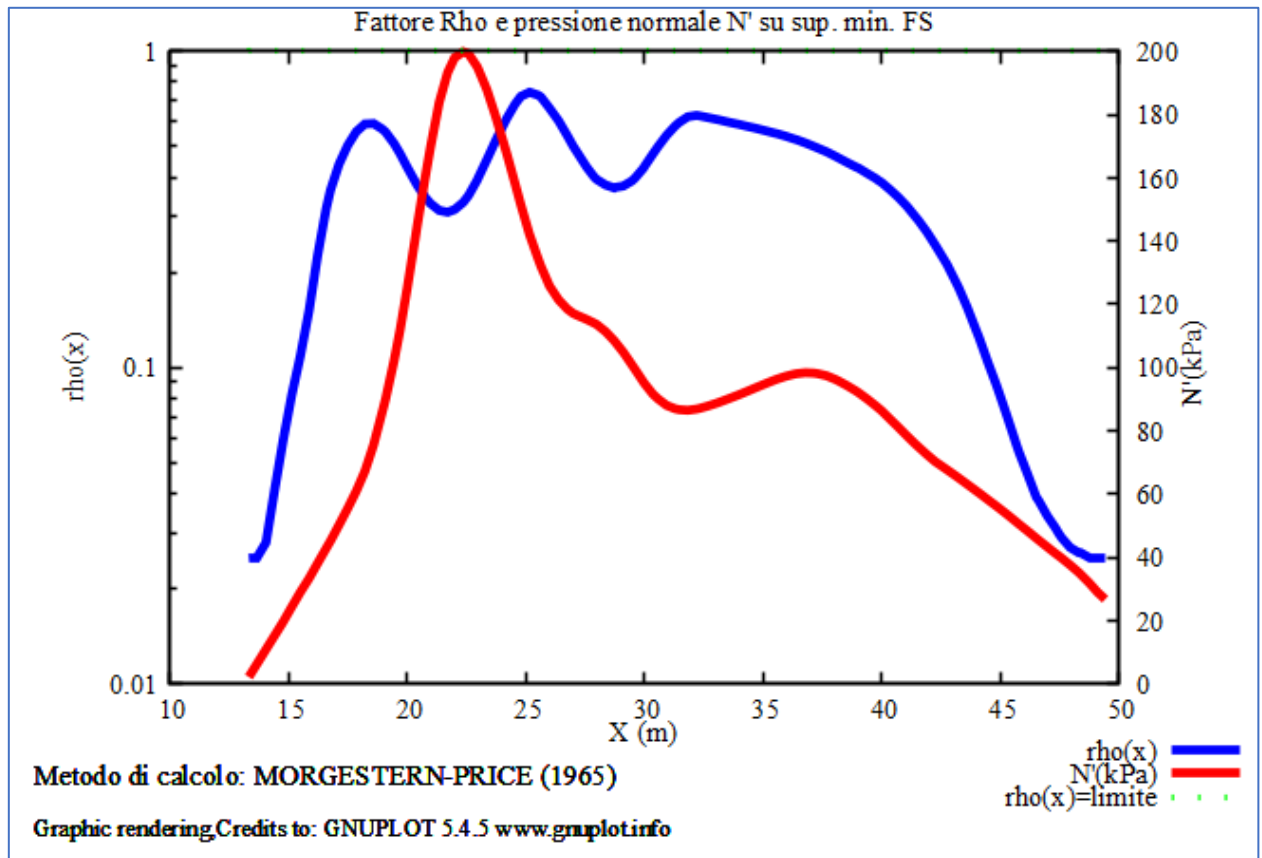


fig. 2.10.1.1

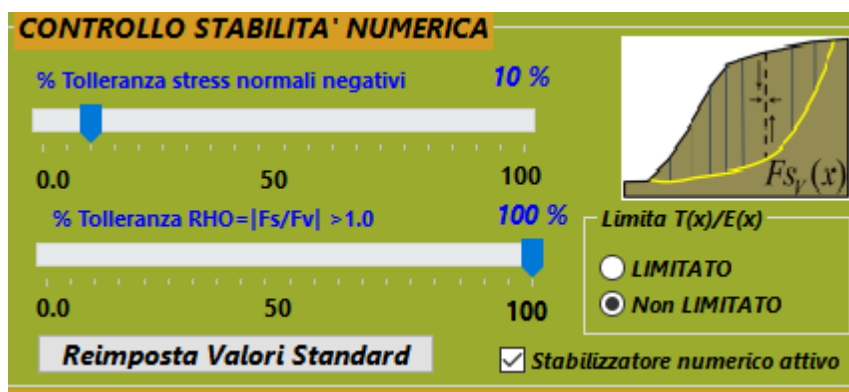


fig. 2.10.1.2

### 2.10.2 Il fattore RHO in SSAP2010

Il fattore Rho è un aspetto molto importante che spesso non viene utilizzato, o nominato, in molti software anche commerciali di un certo livello. L'impatto sulla stabilità e affidabilità del calcolo può essere anche rilevante.

In pratica se io divido la massa scivolante in un numero adeguato di conci e superfici verticali che li separano posso calcolare una sorta di coefficiente verticale di sicurezza  $F_{sv}(x)$  locale per ogni superficie verticale virtuale considerata (figura 2.10.2.1).

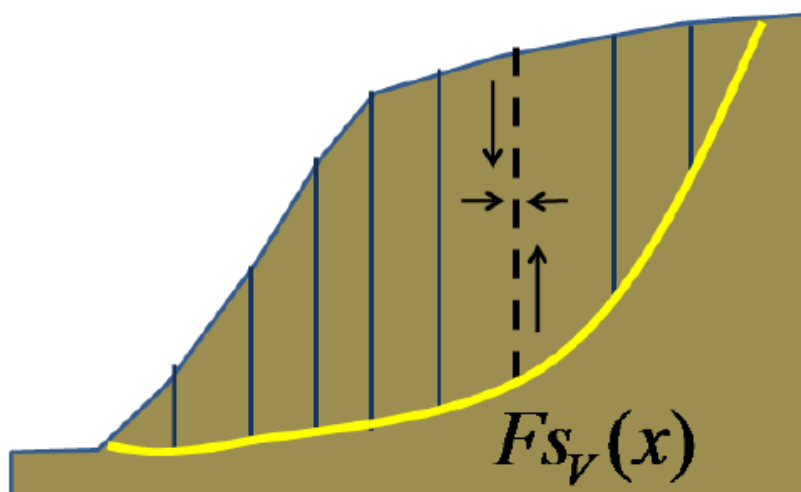


Figura 2.10.2.1

Secondo molti autori, primo tra tutti Sarma 1973, in linea teorica il metodo dell'equilibrio limite ha senso se nessuna delle superfici verticali ha localmente un fattore di sicurezza  $F_{sv}(x)$  inferiore al valore di  $F_s$  globale calcolato sulla superficie di scivolamento che testiamo. Secondo i vari autori una condizione locale di  $F_{sv}(x) < F_s$  vanifica le premesse fondamentali del metodo dell'equilibrio limite, infatti lo scorrimento potrebbe avvenire lungo la superficie verticale e non lungo la superficie di scivolamento globale di base (fig. 2.10.2.1).

Vari autori calcolano (Sarma 1973, Zhu 2003) quindi per ogni superficie verticale interconci un coefficiente adimensionale  $\rho(x)$  pari a:

$$\rho(x) = \left| \frac{F_s}{F_{sv}(x)} \right| \quad (2.10.2.1)$$

$\rho(x)$  può quindi essere plottato in funzione delle  $X$  (progressive). Vedasi la figura 2.10.2.2 che è il riquadro in basso a destra dei diagrammi delle forze e pressioni ricavato da SSAP per la superficie con  $F_s$  minimo.

In pratica il fattore  $\rho$  dovrebbe essere sempre  $< 1.0$  per coerenza con i principi base del metodo LEM. Tuttavia ci sono dei casi dove questo criterio potrebbe essere secondo alcuni Autori troppo stringente e quindi in alcuni casi potrebbe essere assunto un criterio più flessibile ad esempio quando si effettua una analisi per condizioni dinamiche con il metodo pseudostatico, oppure quando si usa il metodo Janbu rigoroso, oppure in presenza di un sistema di forze indotto da opere di rinforzo che possono alterare la distribuzione naturale del sistema di forze preesistenti.

In particolare Sarma et Tan (2006) indicano la importanza che debba essere sempre verificato che  $F_{sv}(x) > 1.0$  in corrispondenza di ogni verticale interconci. Quindi, a partire dalla versione 4.0.6 di SSAP2010, viene imposta la seguente condizione generale per considerare un criterio di soglia massima  $\psi$  del fattore  $\rho(x)$  per quanto riguarda la accettabilità delle soluzioni:

$$\rho(x) = \left| \frac{Fs}{Fs_v(x)} \right| < \Psi \quad (2.10.2.2)$$

Dove:

$$\Psi = Fs \quad \text{per } Fs > 1.0 \quad (2.10.2.3)$$

$$\Psi = 1.0 \quad \text{per } Fs \leq 1.0 \quad (2.10.2.4)$$

Il SSAP calcola e permette di stabilire una soglia % (% massimo volume della massa scivolante in cui si verifica che  $\rho(x) > \Psi$ ).

**Normalmente sono pre-impostati da SSAP valori di soglia ammissibili per  $\rho(x) > \Psi$  fino al 100% del volume scivolante.** Tuttavia dopo ogni verifica è bene controllare nei grafici come in figura 2.10.1, i valori di  $\rho(x)$  relativi alla superficie individuata con FS minimo. Nell'esempio in figura 2.10.1 siamo ampiamente sotto  $\Psi = 1.0$ .

L'utente può comunque imporre un livello di tolleranza più basso dopo aver verificato i risultati sullo stesso grafico, come in figura 2.10.1, e successivamente ripetere la verifica di stabilità con questa nuova impostazione.

È importante considerare che i valori  $\rho(x) > \Psi$  si verificano quasi sempre in concomitanza di una, o più, delle seguenti condizioni:

- Strati con scadenti caratteristiche meccaniche (valori molto bassi di  $\phi'$  e  $C'$  o  $C_u$ ) e forti pendenze
- Superfici di scivolamento poco profonde e quindi caratterizzate da bassi valori di  $E(x)$
- Valori molto elevati del coefficiente di pressione interstiziale  $ru$ .

Tipico ad esempio è il caso di superfici sub-planari (che per intendersi potrebbero essere analizzate con modelli a pendio indefinito) profonde meno di 3m e magari con un livello di saturazione elevato, o con falda sospesa superficiale.

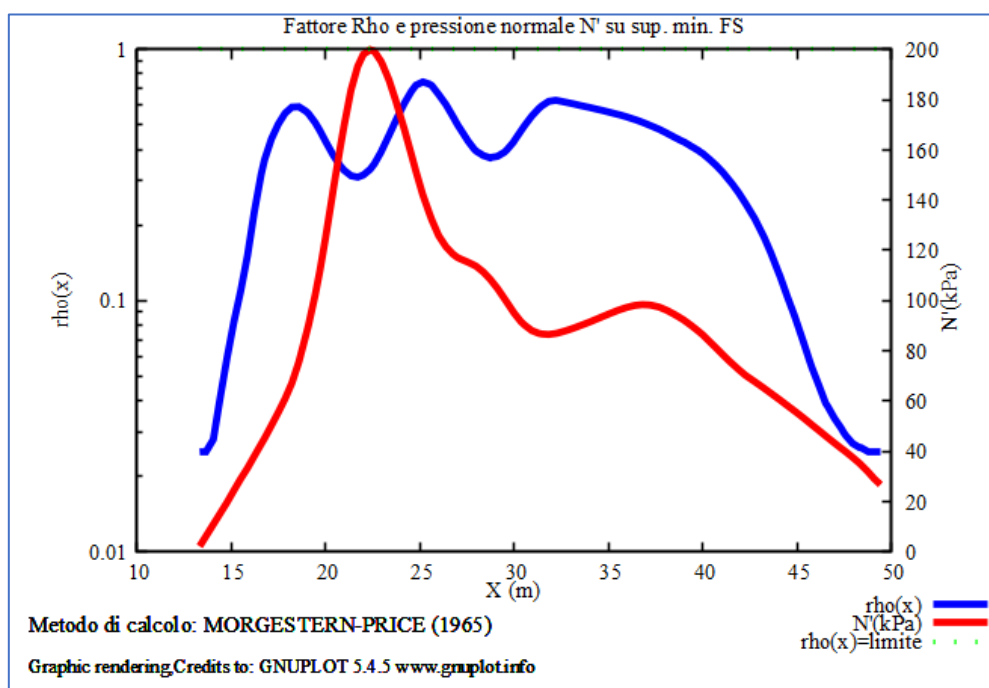


Figura 2.10.2.2

In questi casi è quasi sempre giustificato porre il limite di tolleranza di  $Rho$  a valori elevati (fino al 50%). Infatti se si verificano nel calcolo valori di  $F_s \ll 1.0$ , ha minore rilevanza dire quale condizione di instabilità è prevalente, tra quella lungo la superficie di scorrimento o quella lungo una o più delle superfici interconcio verticali, date le condizioni di estrema instabilità e collasso del pendio.

### 2.10.3 Distribuzione delle tensioni normali sulla base del concio

Assumendo una potenziale superficie di scorrimento entro un pendio è possibile calcolare, conoscendo tutta la distribuzione delle forze interne e esterne, la distribuzione della pressione normale a ogni punto della superficie stessa (figura 2.10.2.2), linea rossa grafico a sinistra).

Questi valori possono essere talvolta anche negativi. Questo avviene: 1) nei casi noti di: eccesso di pressione neutra locale (causa fisica), 2) a causa di un utilizzo di conci di suddivisione del pendio eccessivamente piccoli (causa di approssimazione numerica scelta). Una pressione normale negativa dal punto di vista teorico (una spinta di galleggiamento) è incompatibile con il metodo LEM. E di conseguenza molti autori sono portati a suggerire di escludere a priori dal calcolo di  $F_s$  quelle superfici dove questo fenomeno si realizza anche localmente.

La causa (1) si può presentare localmente nel caso di acquiferi in pressione o saturi, mentre la causa (2) si manifesta nel caso di una non appropriata suddivisione della massa del pendio.

In SSAP le procedure di calcolo ottimizzano per quanto possibile la suddivisione del pendio con lo scopo di ridurre al massimo la occorrenza della causa (2). La causa (1) è invece legata alla distribuzione della pressione dei pori. In SSAP viene preimpostata per ogni analisi una tolleranza dello 0% nei confronti di valori di pressione normale negativa lungo la superficie di scorrimento (vedasi in fig. 2.10.1.2 la barra di scorrimento nella finestra OPZIONI). Tuttavia in alcuni casi di superfici di scivolamento molto superficiali (corticali) e in falda, è possibile imporre condizioni più rilassate e ad esempio permettere una tolleranza limite al 50%. Un limite più blando induce nei pendii dove localmente si verificano effetti di  $N'(x) < 0$ , una percentuale di stabilità numerica maggiore (ovvero percentuali di superficie generate con successo per le quali è possibile arrivare a un calcolo di  $F_s$  completo affidabile).

### 2.10.4 Monitoraggio stabilità numerica

Durante le Verifiche è possibile visualizzare nel monitor centrale della finestra principale (fig. 2.10.4.1) la evoluzione dei risultati del calcolo (vedasi anche capitolo 5). Nella 4° riga “%Efficienza...” è possibile visualizzare in tempo reale la % di superfici generate con successo (in questo caso 20.52%), in quanto cinematicamente ammissibili e compatibili comunque con i criteri di generazione imposti dall’utente, e un valore riferibile alla “% stabilità Numerica” (in questo caso 95.37%).



Figura 2.10.4.1

Tutte le modifiche nei criteri di generazione delle superfici, nonché nella tolleranza per  $N'$ ,  $Rho(x)$  e nella scelta dei metodi di calcolo si rifletteranno sui valori di entrambe queste %.

Nel caso della efficienza percentuale nella generazione superfici non è un particolare problema se in alcuni casi si hanno valori molto bassi (es. fino al 1%). Questo infatti può succedere se si usano criteri geometrici molto stringenti (vedasi cap. 3 e 5). Nel caso invece della % di stabilità numerica è conveniente effettuare verifiche con percentuali superiori al 70%. Nel caso il valore non raggiunga un valore minimo accettabile l'analisi verrà automaticamente bloccata e apparirà una finestra un messaggio esplicativo che suggerisce possibili cause dell'anomalie e possibili rimedi (vedasi appendice B di questo manuale).

### 2.10.5 Funzionalità di esplorazione dello spazio ( $\lambda_0$ , $F_0$ )

Questa funzionalità è stata introdotta per incrementare la accuratezza dei risultati permettendo l'uso di un nuovo algoritmo che consente la **esplorazione dello spazio dei parametri ( $\lambda_0, F_0$ )**, che sono i **parametri di inizializzazione della procedura rigorosa del calcolo iterativo di  $F_s$** . I metodi di esplorazione, che sono stati implementati o aggiornati con la versione SSAP 5.0, sono 4:

- **Metodo A)** Questo metodo può essere utilizzato in tutti i casi. È un metodo di esplorazione random (Monte Carlo) **dello spazio dei parametri ( $\lambda_0, F_0$ )**. Questo è il nuovo **metodo standard** (di default) introdotto a partire dalla versione 5.0.
- **Metodo B)** Più accurato del metodo A, ma più lento (fino a 2 volte più lento). È un metodo di esplorazione random (Monte Carlo) **dello spazio dei parametri ( $\lambda_0, F_0$ )**. Questo metodo è sempre consigliato nella fase finale di verifica di un progetto.
- **Metodo C)** Ancora più accurato ma più lento dei metodi A e B (fino a 10 volte più lento del metodo A). Questa metodologia utilizza un algoritmo genetico di ottimizzazione multidimensionale proposto da Storne & Price (1997) chiamato **Differential Evolution (DE)**. Il metodo ha l'obiettivo di identificare i valori di inizializzazione:  **$\lambda_0$**  e  **$F_0$** , che determinano il valore minimo di  $F_s$  finale per la stessa superficie analizzata. Questo metodo è sempre consigliato nella fase finale di verifica di un progetto, qualora si desideri una accuratezza ancora maggiore del metodo B.
- **Metodo D)** Ancora più accurato del metodo C ma più lento (fino a 5 volte più lento del metodo C). Anche questa metodologia utilizza un algoritmo genetico, di ottimizzazione multidimensionale utilizzata nel metodo C, ma con criteri di convergenza ancora più stringenti. Questo metodo è consigliato nel caso di una verifica singola (es. back analysis) nella fase finale di verifica di un progetto.

La scelta del metodo è opzionale e di fatto è consigliata solo nel caso sia disponibile un PC con processore particolarmente potente. **I nuovi metodi C e D, opzionali, richiedono infatti circa da 5 a 20 volte più tempo macchina** rispetto all'uso del **metodo classico standard (metodo A)**. Il metodo scelto viene attivato nella finestra opzioni all'interno del **riquadro metodo di calcolo**, nel lato destro (figura 2.10.5.1). Il metodo scelto è sempre visualizzabile nella finestra principale del programma SSAP.

**Si consiglia pertanto di utilizzare i metodi C e D solo nel caso si stia usando un PC con processore molto rapido. Il metodo D è comunque consigliato solo nel caso in cui sia necessaria un'accuratezza nei calcoli particolarmente elevata.** Si può usare la procedura standard (metodo A) per una analisi esplorativa e successivamente ripetere la analisi finale con la massima accuratezza ottenibile con i metodi B o C. Una volta attivato, il metodo scelto verrà usato sia nella verifica globale che in quella singola. **Una volta caricato un modello del pendio il metodo**



automaticamente attivato è il metodo A (il più bilanciato in termini di rapidità e accuratezza), ma comunque l'utente può cambiare il metodo di lavoro.

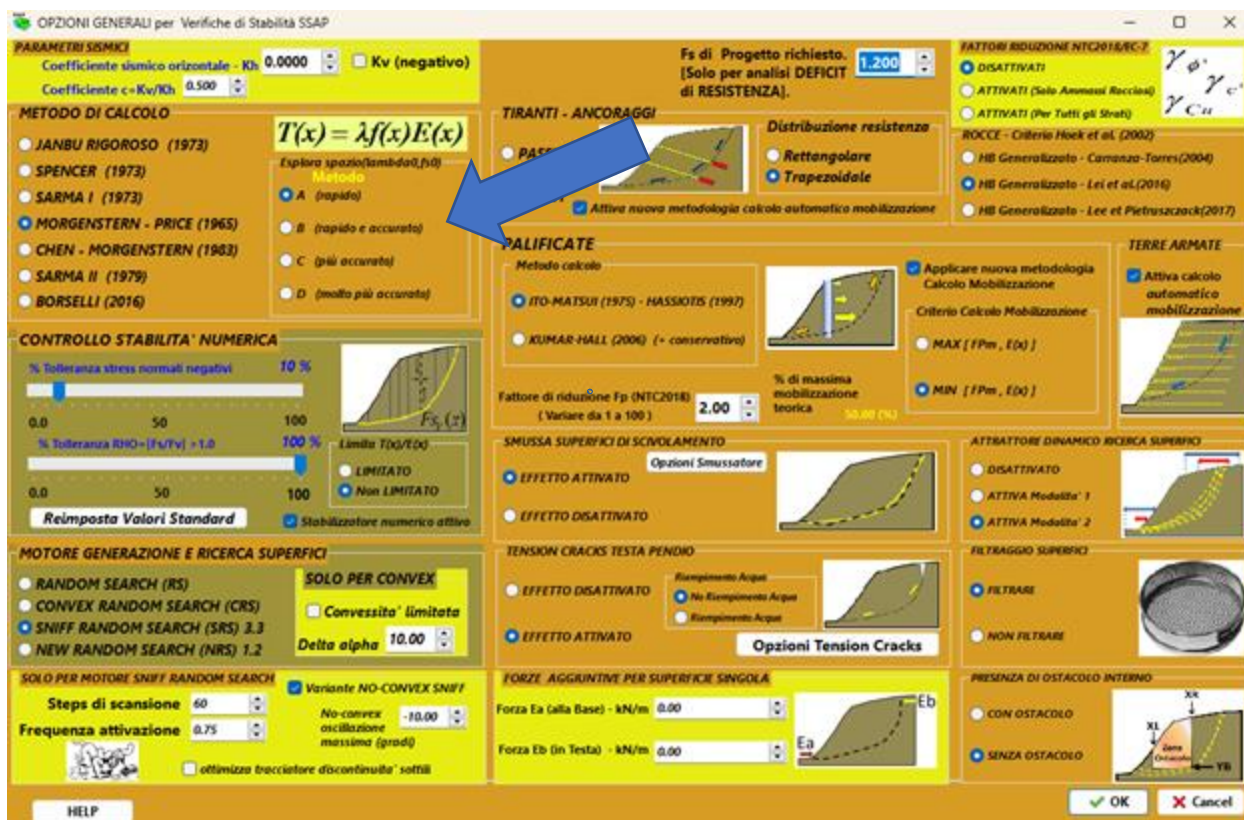


Fig. 2.10.5.1

La differenza nel valore di  $F_s$  finale tra le 4 procedure di calcolo (metodi A, B, C, D) per la esplorazione dello spazio ( $\lambda_{00}$ ,  $F_{S0}$ ) dovrebbe risultare sempre abbastanza limitata e non superare mai il +/- 5%. Nel caso però si verifici una differenza maggiore è assolutamente determinante utilizzare il metodo C. In particolari casi con pendii complessi (es. Presenza di strutture) la difficoltà di convergenza della soluzione porta alla necessità di usare almeno il metodo C. Nella figura 2.10.5.2 è mostrato il concetto e la importanza della scelta dei valori di inizializzazione ( $\lambda_{00}$ ,  $F_{S0}$ ) nel calcolo di  $F_s$  di una superficie per ottenere un valore finale di  $F_s$  più accurato. Può infatti esistere un campo abbastanza ristretto di ( $\lambda_{00}$ ,  $F_{S0}$ ) che garantisce il minor  $F_s$  in assoluto, ovvero il valore di  $F_s$  cercato. Questo problema è particolarmente importante nella teoria dei metodi LEM rigorosi. SSAP tenta di affrontare il problema con 4 metodi diversi.

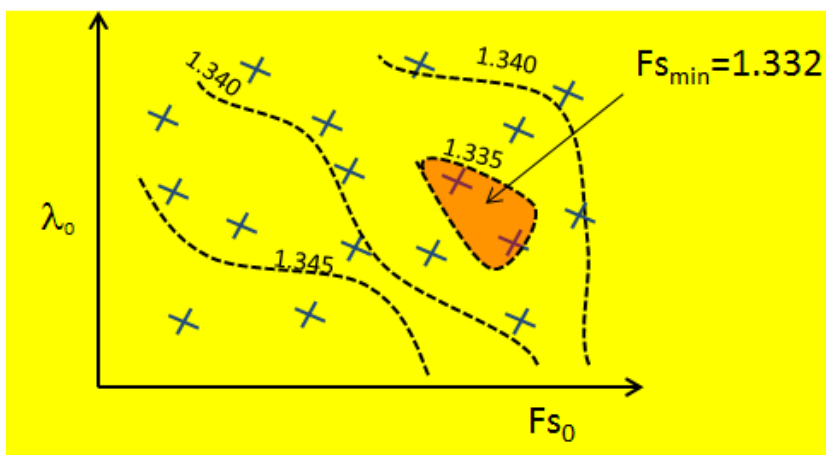


Fig. 2.10.5.2

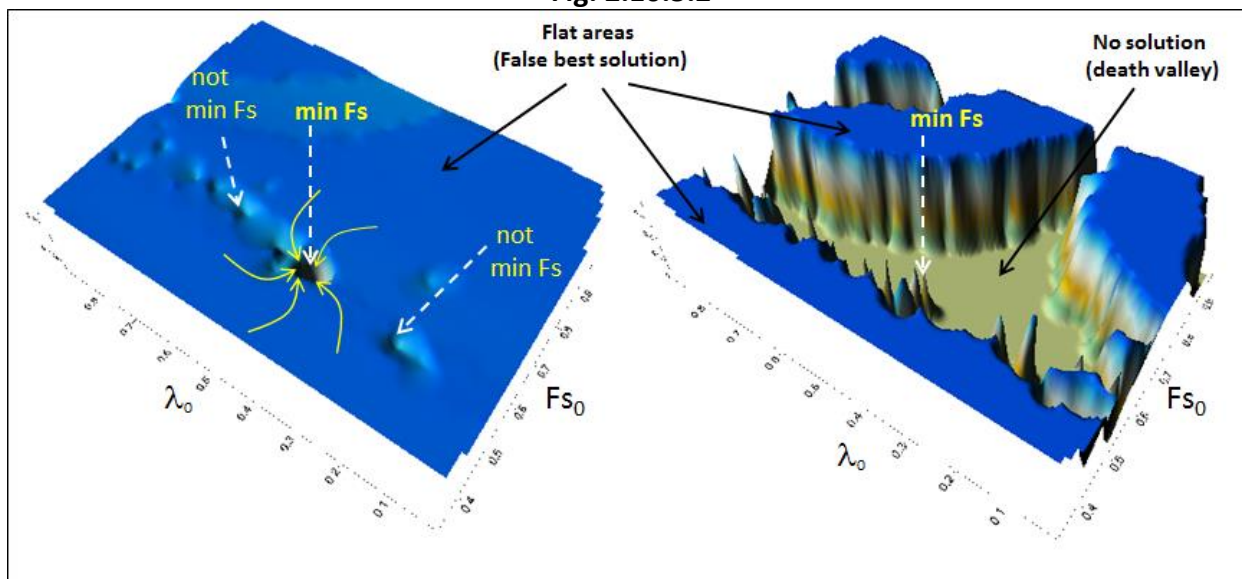


Fig. 2.10.5.3

La figura 2.10.5.3 rappresenta due casi reali di studio in cui si evidenzia la dipendenza di  $F_s$  dai valori di  $(\lambda_{00}, FS_0)$  iniziali. Nel caso a sinistra il valore minimo di  $F_s$  si incontra in una sorta di inghiottitoio della superficie che rappresenta i valori di  $F_s$  finali in funzione di  $(\lambda_{00}, FS_0)$  assunti. Mentre nel caso a destra il valore minore si incontra in una sorta di pinnacolo che emerge da un'area piatta caratterizzata da assenza di soluzioni. Sempre nella area a destra vi sono aree piatte con soluzioni accettabili, ma non la soluzione migliore in assoluto.

Quando la differenza di  $F_s$  indipendentemente dai valori di  $(\lambda_{00}, FS_0)$  usati non è superiore al 5% il risultato può essere considerato accettabile. È chiaro che la scelta del metodo di calcolo **A, B, C, D** può essere determinante in casi specifici in cui si richiede una accuratezza superiore.

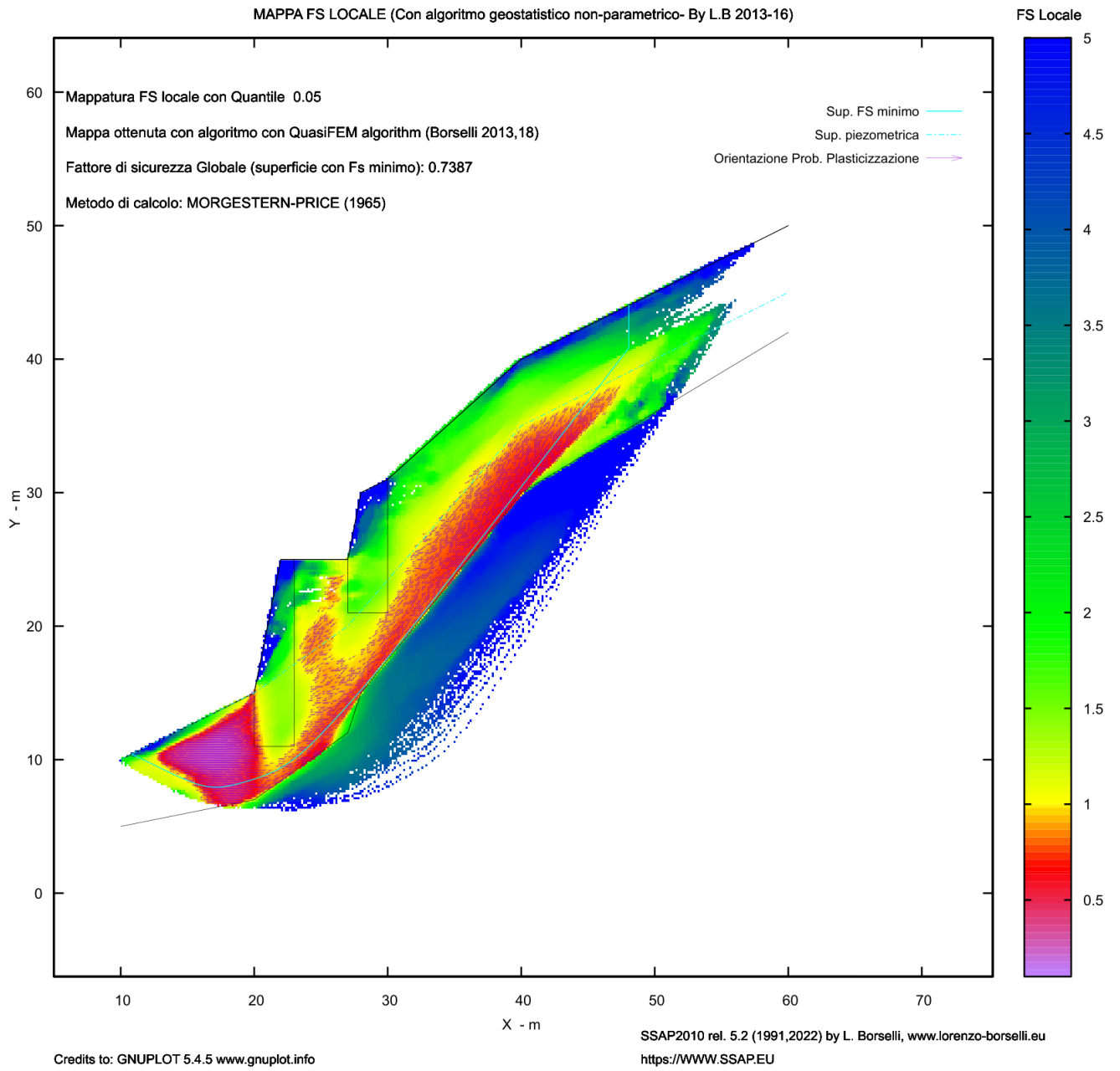
## **2.11 PROCEDURA DI GENERAZIONE DI MAPPE COLORI DEL FATTORE $F_s$ LOCALE**

Durante il processo di una verifica di stabilità globale, possono, opzionalmente, venire registrate una serie piuttosto grande di **informazioni relative al valore di  $F_s$  locale ricalcolato puntualmente lungo ogni singola superficie generata e verificata**. Le Informazioni sugli stati tensionali fondamentali (*stress verticale, orizzontale e di taglio verticale e la orientazione locale del piano di scivolamento, e gli stress principali*) possono essere ottenuti dai risultati di una verifica LEM con metodi rigorosi. La conoscenza dello stato di stress locale e i parametri di resistenza al taglio permettono di calcolare come varia  $F_s$  lungo tutta la superficie. Le informazioni raccolte e immagazzinate per ciascuna delle superfici verificate durante una verifica globale, possono essere riproccate successivamente mediante un innovativo algoritmo geostatistico non parametrico, sviluppato dall'autore, e produrre alla fine una **mappa 2D a colori del Fattore di  $F_s$  locale** (fig. 2.11.1). L'esempio in oggetto è relativo a un pendio in detrito sciolto e matrice fine, residuo di cava, poggiante su un substrato di roccia e muri a retta costituiti da blocchi di grandi dimensioni. Il pendio ha una porzione satura fig. 2.11.1. Si possono notare nella figura 2.11.1 le aree rosso scuro dove il fattore di sicurezza locale assume valori critici. Dello stesso esempio vengono riprodotti i risultati dell'analisi secondo varie tipologie delle mappe. Ogni mappa di  $F_s$  locale è una mappa a colori di un campo scalare (Valori di  $F_s$ ) locali che possono essere generati secondo diversi algoritmi di interpretazione dello stato tensionale locale.

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

- 1) mappa – **qFEM** con algoritmo quasi Gauss integration e analisi geostatistica non parametrica, basato su sistema FEM di Schofield & Wroth (1968) e Griffith et al. (1999) (vedasi figure 2.11.1, 2.11.3 ,2.11.4)
- 2) mappa – **p-qPATH** con algoritmo quasi Gauss integration e analisi geostatistica non parametrica basato sul sistema *Stress path p-q*, Lu et al. (2012). (vedasi figure 2.11.3 ,2.11.4).
- 3) mappa – **OSR (Over stress ratio)** con algoritmo quasi Gauss integration e geostatistica non parametrica basato su sistema FEM di Farias & Naylor (1998). (vedasi figura 2.11.5)
- 4) Mappa - **LEM** con algoritmo di geostatistica non parametrica basato sui valori locali registrati concio per concio per tutte le superfici generate ma con un valore costante di FS per tutta la superficie generata, che corrisponde a quello ottenuto con la verifica LEM. Questo tipo di mappa è chiamata, da altri autori, anche **Safety Map** (figura 2.11.6)

**Le mappe da 1 alla 3 non sostituiscono il risultato ottenuto mediante i metodi all'equilibrio limite rigorosi**, come quello mostrato in fig. 2.11.2. Tuttavia la mappa prodotta può essere di aiuto per evidenziare la distribuzione delle aree che, entro il pendio, possono presentare una combinazione più sfavorevole degli stati di stress e che portano a un FS medio locale più basso o zone di possibile plasticizzazione locale (figure: 2.11.1, 2.11.3, 2.11.4,2.11.5). **La interpretazione di queste mappe** è simile a alcune mappe tipiche del risultato di analisi agli elementi finiti, ma con la eccezione che non vengono presentate mappe dello stato deformativo. A questo livello non si può pretendere una analisi dei livelli di deformazione (dato che i parametri di deformazione non sono inclusi nel nostro modello geomeccanico), tuttavia l'autore ritiene che **questo tipo di mappe possa essere molto utile per evidenziare ad esempio possibili aree dove possono innescarsi fenomeni di rottura progressiva in particolare dove abbiamo condizioni locali in cui gli stress medi posso eccedere le condizioni locali di resistenza al taglio**. Un altro tipo di mappa, la mappa 4, è la cosiddetta "**safety map**" o mappa di sicurezza, che plotta con diversi colori i campi dove si concentrano le superfici da minor a maggiore FS globale (figura 2.11.6) evidenziando con mappa a colori la potenziale fascia critica. La mappa 4 è però ottenuta con i risultati classici della verifica LEM. **Per esempi commentati di mappe FS locale (qFEM, p-qPATH) o OSR o LEM(safety map) si consiglia di leggere con attenzione il capitolo 6 con alcuni esempi di applicazione di SSAP.**



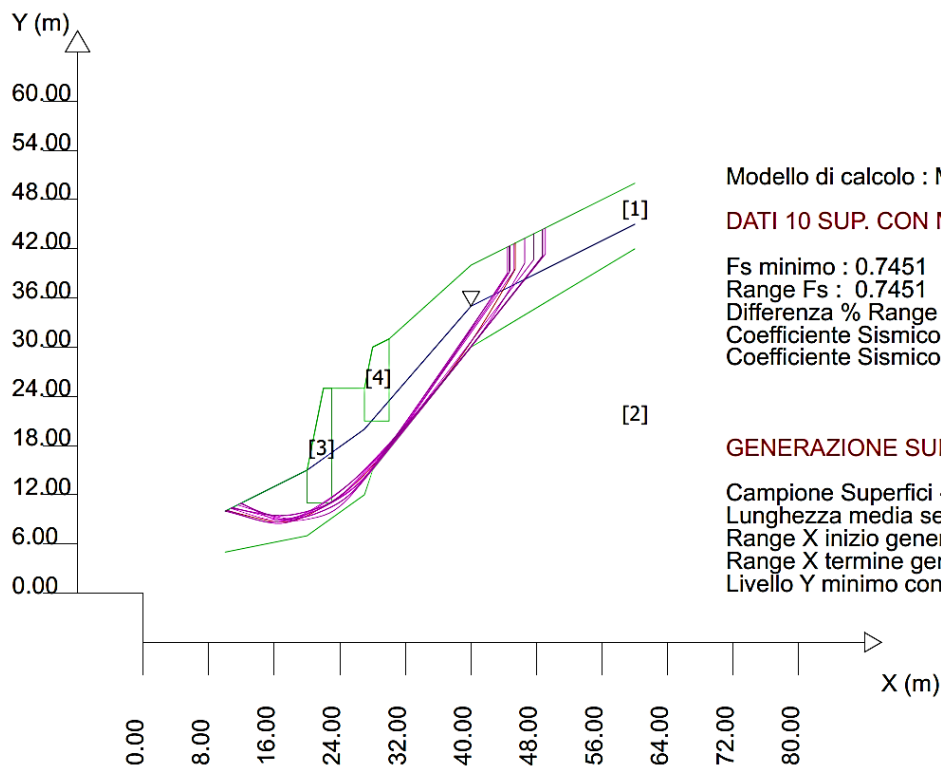
**Fig. 2.11.1**

SSAP 5.2 (2022) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu  
 SSAP/DXF generator rel. 2.3 (2022)

Data : 30/11/2022  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati # -----

N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI ..	mi ..	D ..
1	33.00	20.00	0	21.00	22.00	0	0	0	0
2	0	0	0	24.00	25.00	100.00	50.00	10.00	0
3	0	0	0	23.50	24.00	100.00	20.00	10.00	0.50
4	0	0	0	23.50	24.00	100.00	20.00	10.00	0.50



Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

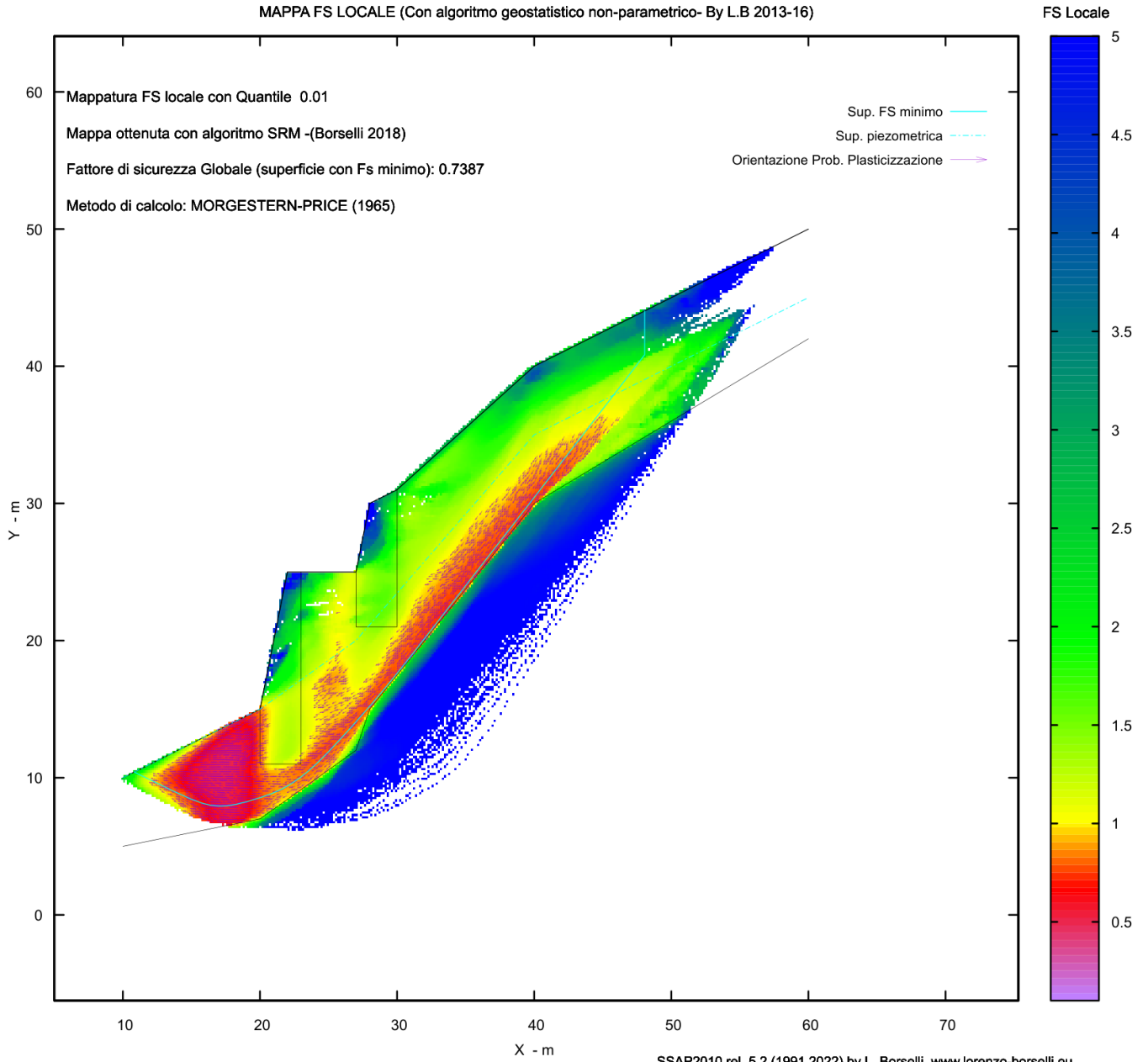
DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 0.7451  
 Range Fs : 0.7451 0.7807  
 Differenza % Range Fs : 4.56  
 Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0000  
 Coefficiente Sismico verticale - Kv: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

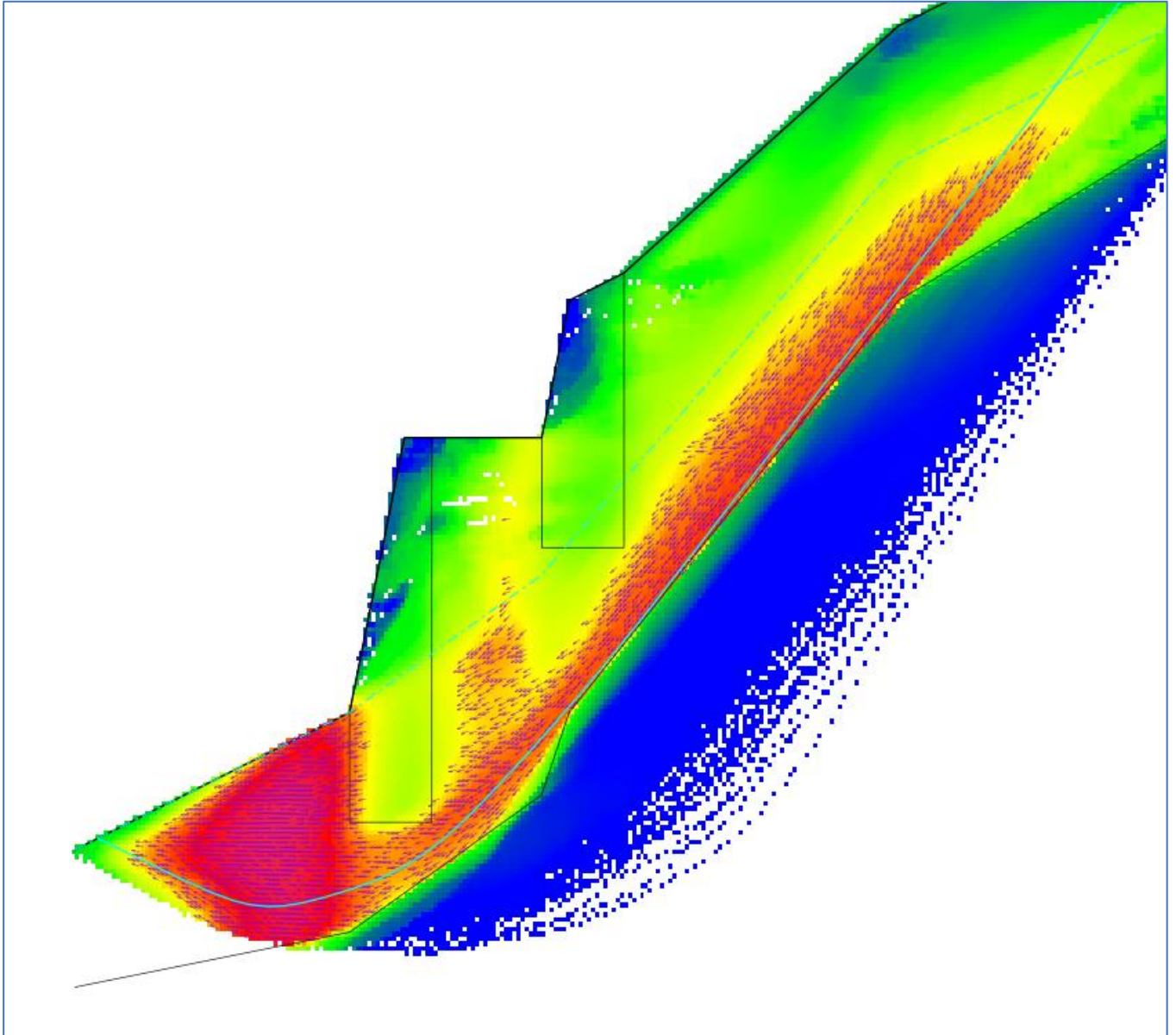
Campione Superfici - N.: 10000  
 Lunghezza media segmenti (m) : 2.0  
 Range X inizio generazione : 10.0 - 55.0  
 Range X termine generazione : 15.0 - 59.0  
 Livello Y minimo considerato : 0.0

fig.2.11.2

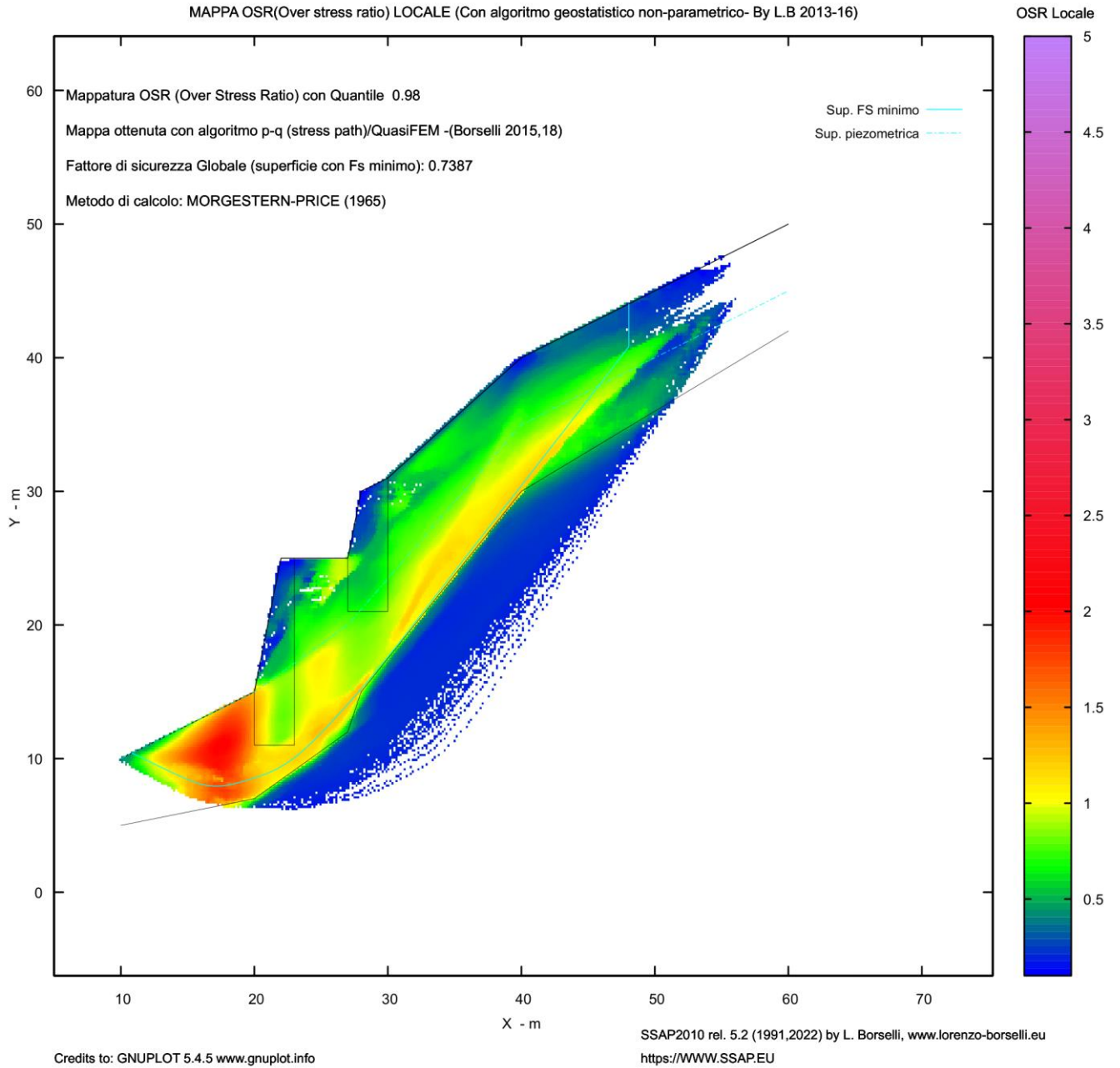


**Fig. 2.11.3**



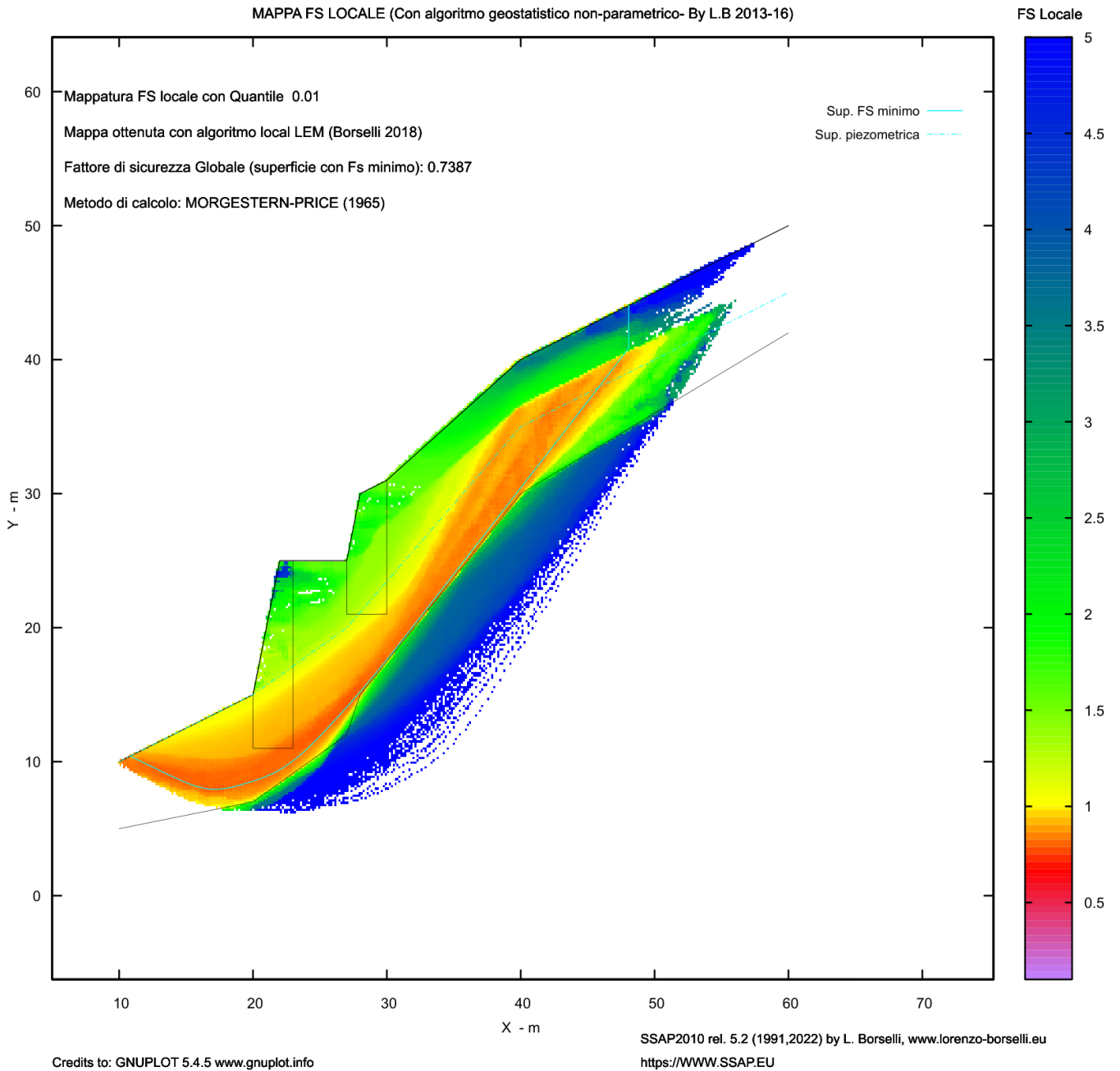


**Fig. 2.11.4 (Zoom della Figura 2.11.3)**



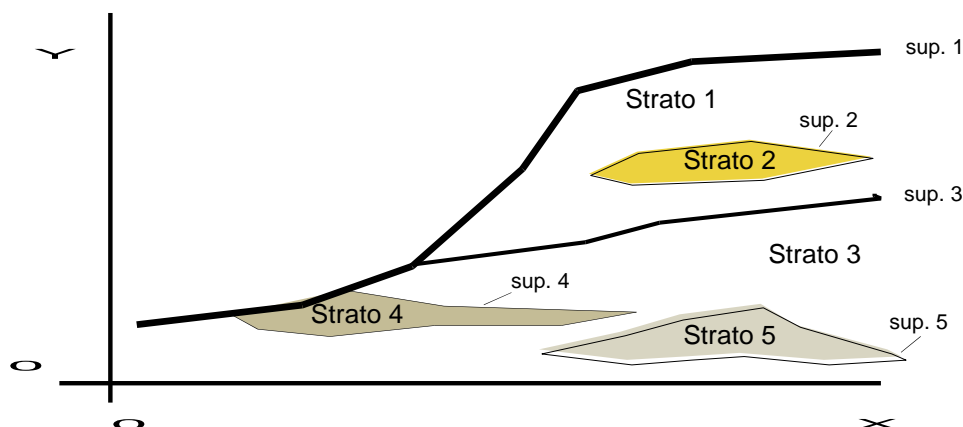
**Fig. 2.11.5**





**Fig. 2.11.6**

## CAPITOLO 3- CONVENZIONI UTILIZZATE NEL PROGRAMMA SSAP



### 3.1 INTRODUZIONE

Per operare con il codice SSAP 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.

Qualora queste convenzioni non venissero rispettate il programma non funzionerà in modo corretto; per questo motivo è necessario seguire attentamente le indicazioni di questa guida.

**L'autore del programma non si ritiene responsabile per danni derivanti da suo uso improprio** (vedasi condizioni della vigente licenza d'uso). **In casi di incertezza si raccomanda di contattare l'autore per ogni possibile chiarimento.**

### 3.2 FILES DATI ED ESTENSIONI AI NOMI DEI FILES

Tutti i parametri che servono a definire il modello del pendio, geometrici, geomeccanici, e idraulici sono memorizzati in appositi files in formato testo facilmente editabili. Tali files possono venire creati anche con un apposito programma di utilità **MAKEFILES.EXE** che può essere anche richiamato dal menu principale di lavoro.

Di seguito sono indicate le estensioni dei file dati che definiscono complessivamente il modello del pendio:

<b>Estensione</b>	<b>Tipo di file</b>
<b>*.geo</b>	dati geomeccanici strati
<b>*.fld</b>	coordinate profilo falda
<b>*.dat</b>	coordinate profilo strati
<b>*.svr</b>	posizione ed entità dei sovraccarichi
<b>*.tir</b>	posizione e parametri di progetto tiranti
<b>*.grd</b>	posizione e parametri di progetto geogriglie
<b>*.pil</b>	posizione e caratteristiche geometriche palificate
<b>*.worm</b>	posizione e caratteristiche reti in aderenza ancorate
<b>*.liq</b>	dati relativi a potenziale liquefacibilità degli strati
<b>*.jcr</b>	dati geometrici e geomeccanici discontinuità secondo il metodo di Barton JRC
<b>*.MOD</b>	<b>modello pendio (ingloba con una lista i precedenti files)</b>

I files con estensione **.MOD** permettono di richiamare contemporaneamente e automaticamente tutti i files dati che definiscono il modello del pendio definito dall'utente. In pratica i file con estensione **.MOD** sono un dettagliato elenco dei files che il programma deve caricare prima di eseguire i calcoli.

L'utilizzo di questa strategia semplifica notevolmente il lavoro una volta che i files sono stati creati e assemblati nel file **.MOD**. In questo modo dopo aver richiamato un solo file l'utente è già in grado di eseguire le verifiche di stabilità.

I files **.MOD** possono venire creati automaticamente dal programma di utilità **MAKEFILES** fornito insieme al programma SSAP; inoltre tali files possono essere successivamente editati con un qualunque programma per editazione di file di testo (ASCII), in ambiente Windows che è anche possibile richiamare direttamente dalla finestra principale del programma **SSAP**.

Due altri tipi di files , relativi alle verifiche sopra superfici singole, sono presenti:

<b>Estensione</b>	<b>Tipo di file</b>
<b>*.SIN</b>	Coordinate superficie di scivolamento singola ( <i>per verifica su una superficie predefinita dall'utente</i> )
<b>*.SIN.INFO</b>	Informazioni aggiuntive per incrementare la precisione numerica nel calcolo della superficie singola ( <i>file generato in automatico con la procedura di esportazione della superficie critica dopo una verifica globale</i> )

Un ulteriore tipo di file è presente per immagazzinare tutte le impostazioni salvate dopo una verifica.

<b>Estensione</b>	<b>Tipo di file</b>
<b>*.PAR</b>	Impostazioni di una verifica di stabilità e informazioni sul modello del pendio (File.MOD) associato ai parametri delle impostazioni

### **3.3 RAPPRESENTAZIONE GEOMETRICA MODELLO DEL PENDIO**

#### **3.3.1 Generalità**

Un insieme di convenzioni è stato stabilito per una corretta, e per quanto possibile sintetica, rappresentazione geometrica del modello del pendio.

Per condurre correttamente tutte le operazioni di calcolo è necessario che tutti i dati geometrici degli elementi che compongono il pendio (*superficie topografica, superfici strati, superficie della falda, superfici muri, pali, ostacoli, sovraccarichi, tiranti o ancoraggi, geogriglie o geotessili, reti in aderenza ancorate*) siano noti e definiti a priori dall'utente. Questi dati possono essere rilevati facilmente da sezioni in scala del pendio che contengano oltre alla eventuale stratigrafia tutti gli altri elementi strutturali esistenti.

### 3.3.2 Sistema di coordinate cartesiane XY

Tutti gli elementi del pendio sono posizionati in un sistema di coordinate cartesiane X, Y come il seguente (fig. 3.3.1):



Fig. 3.3.1

**N.B.: L'origine è per convenzione posta in basso a sinistra. NON DEVONO ESSERE UTILIZZATE COORDINATE XY DI SEGNO NEGATIVO.**

Per comodità l'utente può definire il livello a coordinate  $[0,0]$  posizionandolo a piacere rispetto a un punto avente coordinate topografiche e quota nota.

***N.B.: Le coordinate nel sistema di riferimento sono espresse in metri. Tutti gli elementi geometrici sono quindi posizionati utilizzando esclusivamente questo tipo di unità di misura. Generalmente una approssimazione alla seconda cifra decimale dei valori delle coordinate è da considerarsi più che sufficiente anche se in alcuni casi è consigliato inserire fino a 4 cifre decimali per ridurre la approssimazione utilizzata dai calcoli.***

### 3.3.3 Orientazione pendio

**Per convenzione si è scelto di orientare la sezione con la base del pendio verso sinistra, in basso, in direzione dell'origine del sistema di riferimento usato** (fig. 3.3.2). È Necessario sottolineare che se si disegna un pendio con una orientazione opposta il programma pur accettando il dato in input non produrrà alcun risultato utilizzabile.

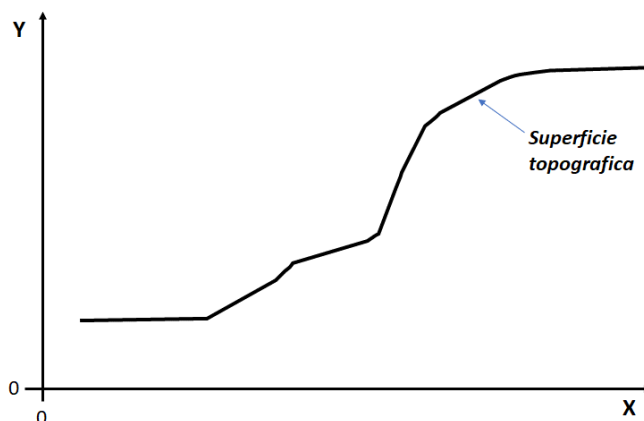


Fig. 3.3.2

### 3.3.4 Superfici

Tutti gli elementi che definiscono il modello del pendio sono superfici caratterizzate da un insieme di punti con **coordinate X,Y** rispetto all' origine del sistema di riferimento. Le superfici vengono ricostruite interpolando linearmente tra i punti e costruendo in pratica una segmentata.

In figura 3.3.3a è dato un esempio di tale costruzione. I punti di coordinate note fornite dall'utente sono memorizzati in un apposito file dati letto insieme agli altri files che memorizzano i dati degli altri elementi del pendio. In figura 3.3.3a è presentata la superficie topografica che delimita un pendio attraverso una serie di punti interpolati da segmenti lineari. Maggiore è il numero di punti, maggiore sarà la precisione nella definizione della superficie.

Nel caso di superfici topografiche, tutte orientate con l'origine a sinistra, esse non devono avere superfici aggettanti ma solo inclinate o verticali. Le superfici topografiche possono avere delle contropendenze. La figura 3.3.3b presenta a scopo didattico un caso estremo indicando la porzione aggettante (non ammessa) e la porzione centrale in contropendenza (ammessa), includendo una porzione di essa che è verticale.

Per ogni superficie è stato stabilito di inserire un massimo di 100 punti con coordinate XY. L'ordine di inserimento dei punti non è casuale ma segue delle regole precise che servono ad identificare, durante i calcoli, il tipo degli elementi presenti. In pratica l'ordine di inserimento delle coordinate crea come una "firma" che identifica il tipo di strato come sarà indicato nella sezione successiva 3.3.5.

### 3.3.5 Superfici strati

Con il termine "**STRATI**" vengono indicati tutti gli elementi geomeccanicamente omogenei all'interno di un pendio. In questa definizione possono più genericamente rientrare anche gli elementi rigidi come muri e pali per i quali è possibile indicare parametri meccanici dimensionalmente uguali a quelli del terreno.

In questo modo è possibile inserire tutti gli elementi (di qualunque tipo) nel modello del pendio senza complicare eccessivamente le operazioni.

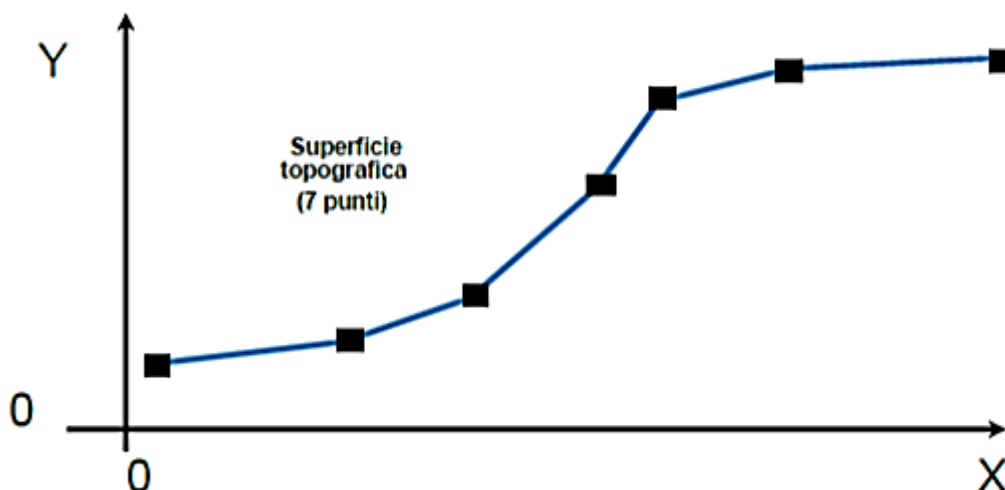


Fig. 3.3.3a

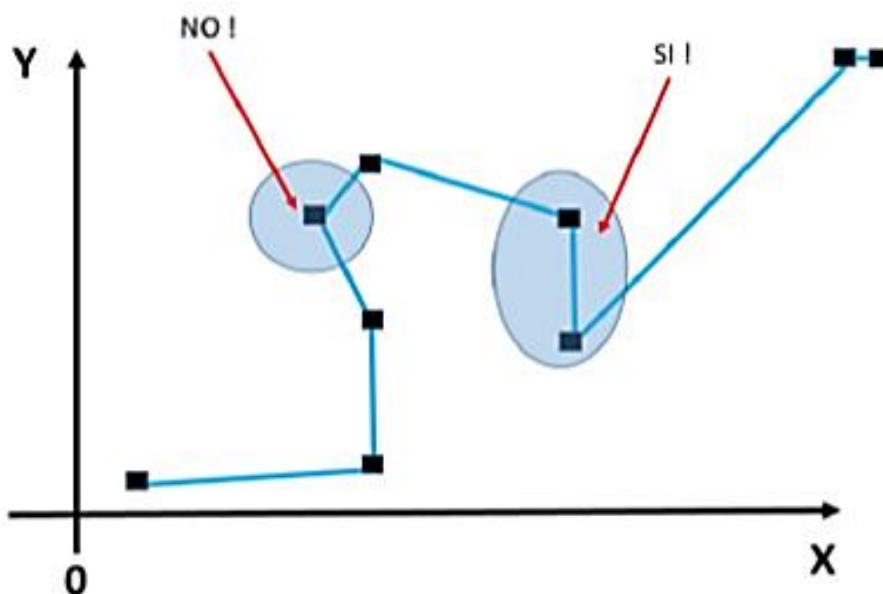


Fig. 3.3.3.b

Le superfici degli "strati" sono di 3 tipi:

**1) NORMALE:** superficie definita da una segmentata con un insieme di punti di coordinate XY, i quali vengono inseriti nei file dati in ordine **CRESCENTE** delle ascisse (asse delle X); ad esempio [2,3],[6,8]....[34,56] ecc. Superfici di tipo normale sono la **superficie topografica** stessa e la superficie del **TETTO** degli strati 2 e 3 come in figura 3.3.4a.

**N.B: NEL CASO DI SUPERFICIE DI STRATI CHE INTERSECANO IL PENDIO È NECESSARIO CHE IL PRIMO PUNTO (e unico punto) SIA COINCIDENTE CON UN PUNTO A COMUNE CON LA SUPERFICIE TOPOGRAFICA (vedi figura 3.3.4a).**

Nella figura 3.4.4b sono **mostrate due configurazioni NON CORRETTE** per definire uno **strato intersecante il pendio**. Infatti al piede del pendio abbiamo il caso dove il nodo a comune è l'ultimo della superficie del tetto dello strato, mentre in testa al pendio abbiamo due nodi a comune con la superficie topografica. **Queste configurazioni**, dove non abbiamo solo un nodo iniziale a comune, **NON SONO AMMESSE**. In caso di configurazioni di questo tipo il programma in fase di calcolo avvertirà di numerose anomalie dovute al mancato rispetto delle convenzioni di SSAP.

**Per definire correttamente porzioni di pendio come queste è necessario disegnare strati in modalità LENTE** (vedi paragrafo successivo).

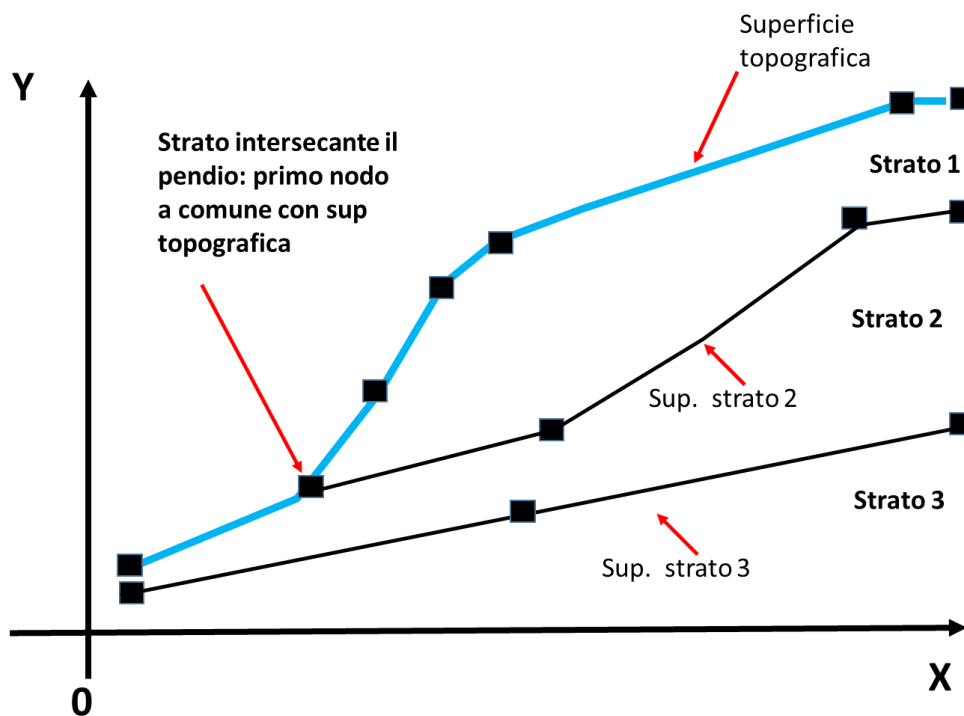


Fig. 3.3.4a

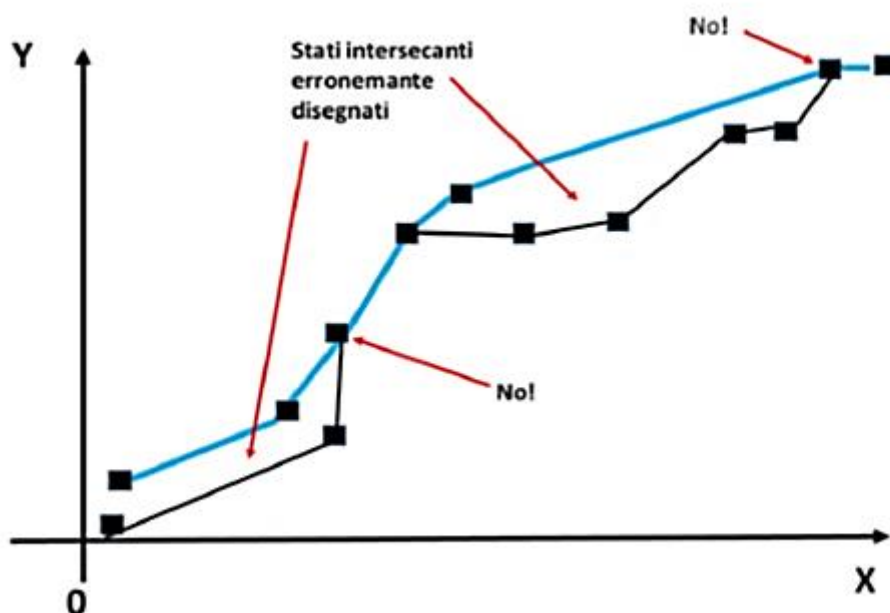


Fig. 3.3.4b

2) **LENTE ENTRO STRATO**: superficie definita da una segmentata, con un insieme di punti di coordinate  $[X,Y]$ , che racchiudono una superficie chiusa. L'ordine di inserimento deve essere in senso **ANTIORARIO**, inoltre **il primo e l'ultimo punto devono essere coincidenti** (ad esempio  $[3,4], [5,8] \dots [12,22] \dots [5,24] \dots [3,4]$ ).

La lente così definita è un elemento solitamente inglobato entro un altro strato, come in figura 3.3.5.

**(IMPORTANTE)** Nel caso in cui la lente intersechi il pendio, vedasi la figura 3.3.6, è necessario che alcuni dei punti che definiscono la superficie topografica coincidano con quelli

**che definiscono la lente. In particolare è necessario che tutti i nodi della superficie topografica, nella zona dove la lente interseca il pendio, siano a comune con quelli della lente stessa.**

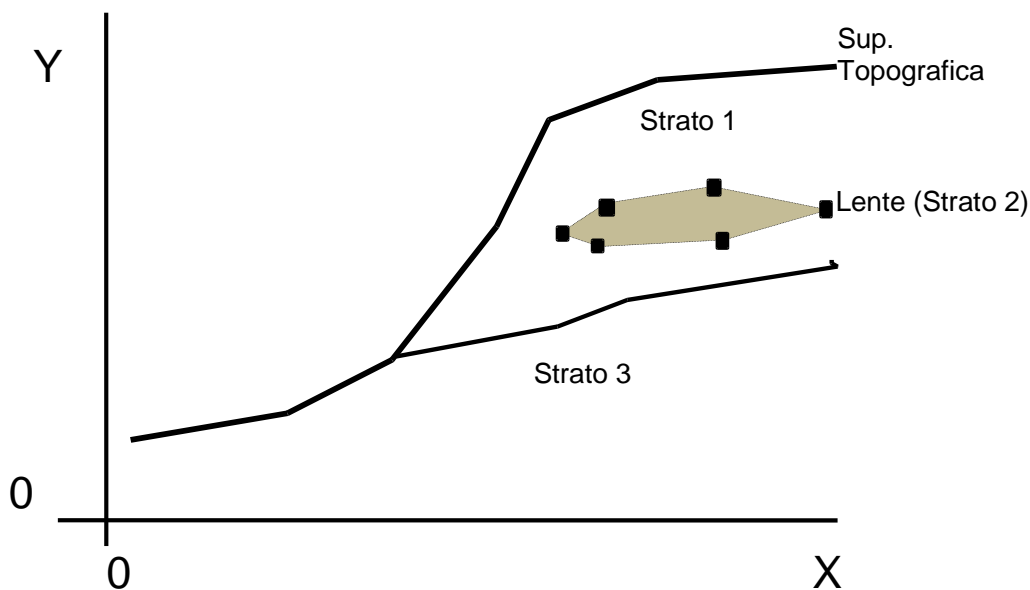


Fig. 3.3.5

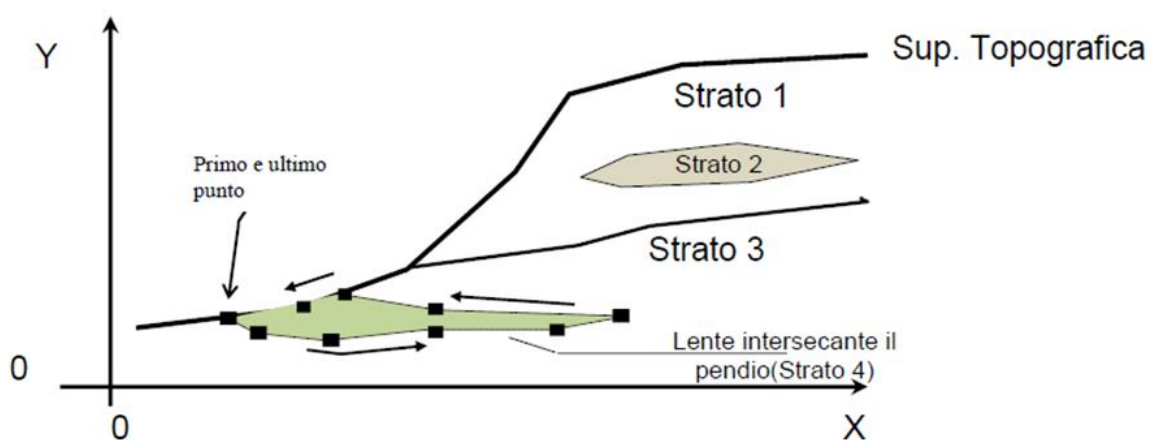


Fig. 3.3.6

**3) ALTRI ELEMENTI:** altri elementi sono muri di sostegno, elementi resistenti al taglio come palificate, ostacoli di vario genere. È assolutamente necessario considerare come **strati del tipo 2 (LENTE)** tutti gli elementi strutturali che intersecano la superficie topografica. Ad esempio un muro di sostegno o una palificata può essere considerato come una lente entro strato che interseca il pendio (tipo 2) con parte dei suoi punti coincidenti con la superficie topografica come in figura 3.3.7a, e 3.3.7b.



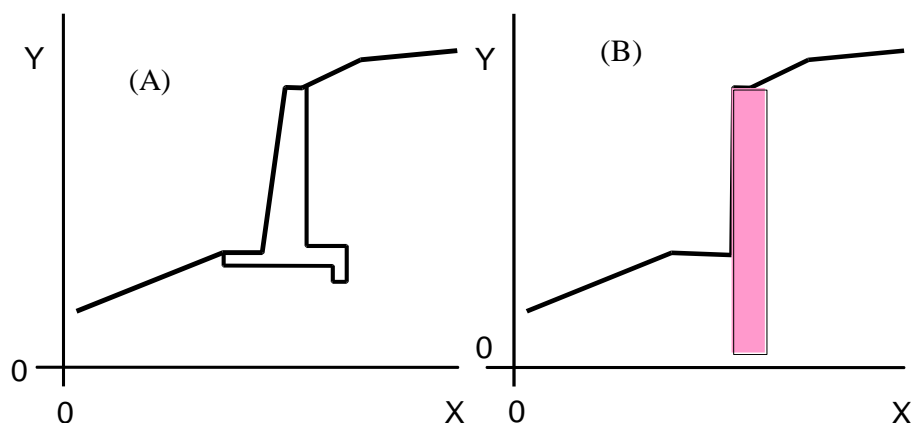


Fig. 3.3.7

Le coordinate della superficie topografica e degli strati/lenti sono indicate nel file con estensione .DAT . Si veda la sezione 3.3. 7 e 3.3.8 per dettagli.

### 3.3.6 Falda

La superficie freatica/piezometrica della falda, se presente, viene inserita come una superficie topografica cioè come uno strato normale. Come nell'esempio in figura 3.3.8 può sovrapporsi perfettamente e coincidere con la superficie topografica, oppure intersecarla o risultare esterna (caso 1), oppure sovrapporsi solo in parte alla superficie topografica (caso 2), oppure non intersecare mai la superficie e risultare più profonda di questa (caso 3) . Si veda l'esempio in figura. **Le coordinate delle superfici piezometrica/freatica sono indicate nel file con estensione .FLD.** si veda la sezione 3.3.9 per dettagli

**(IMPORTANTE) Il profilo della falda deve essere esteso per tutta la larghezza del pendio (quindi dall'estremo sinistro della superficie topografica, all'estremo destro). In alcuni casi la superficie della falda può essere più elevata della superficie topografica come nel caso di un pendio sommerso (caso 1) in figura 3.3.8).**

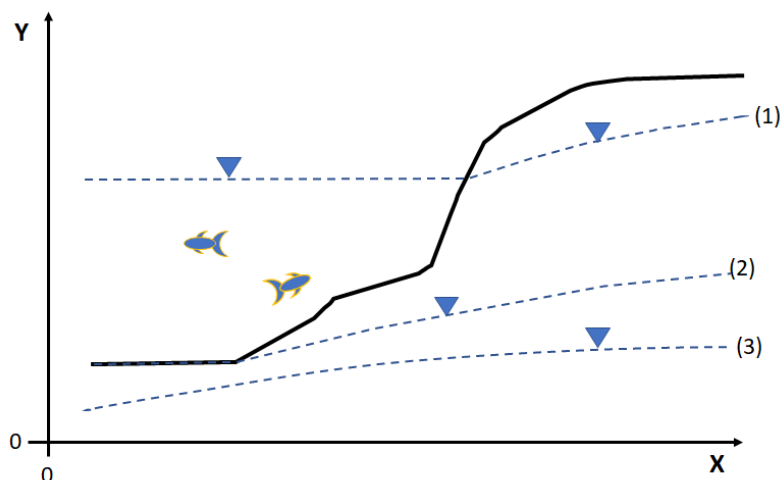


Fig. 3.3.8

A partire dalla a versione **SSAP2004** sono state introdotte nuove **funzionalità avanzate nella gestione degli acquiferi**. Si veda, in **Appendice F**, l'apposita sezione che ne descrive le caratteristiche tecniche e funzionalità.

### 3.3.7 Convenzioni nella numerazione degli strati

**Ricordarsi sempre quanto segue !!:**

- **1) GLI STRATI (NORMALI o INTERSECANTI) INSERITI NEL PENDIO SONO NUMERATI IN SENSO CRESCENTE DALL'ALTO VERSO IL BASSO.**
- **2) LE LENTI INGLOBATE ENTRO STRATI NON HANNO NESSUNA LIMITAZIONE NELLA LORO POSIZIONE, MA DEVONO AVERE ASSEGNATO UN NUMERO SUPERIORE A QUELLO DELLO STRATO CHE LE INGLOBA.**

Un esempio della applicazione di queste regole è mostrato in figura 3.3.9.

Il numero massimo di strati ammessi è 20, in aggiunta alla superficie di falda eventualmente presente.

Nel caso di lenti di materiale diverso entro il pendio o di elementi assimilabili ad esse come muri di sostegno o palificate si prenda nota di quanto segue:

- È possibile inserire lenti che intersecano uno o più strati nel pendio (es: una palificata o un muro di sostegno);

- La numerazione degli strati costituiti da questo tipo particolare di lenti deve seguire la seguente convenzione oltre a quella prima indicata:

**IL NUMERO DI STRATO DELLALENTE DEVE ESSERE SEMPRE MAGGIORE DI TUTTI GLI STRATI CHE LALENTE ATTRAVERSA!**

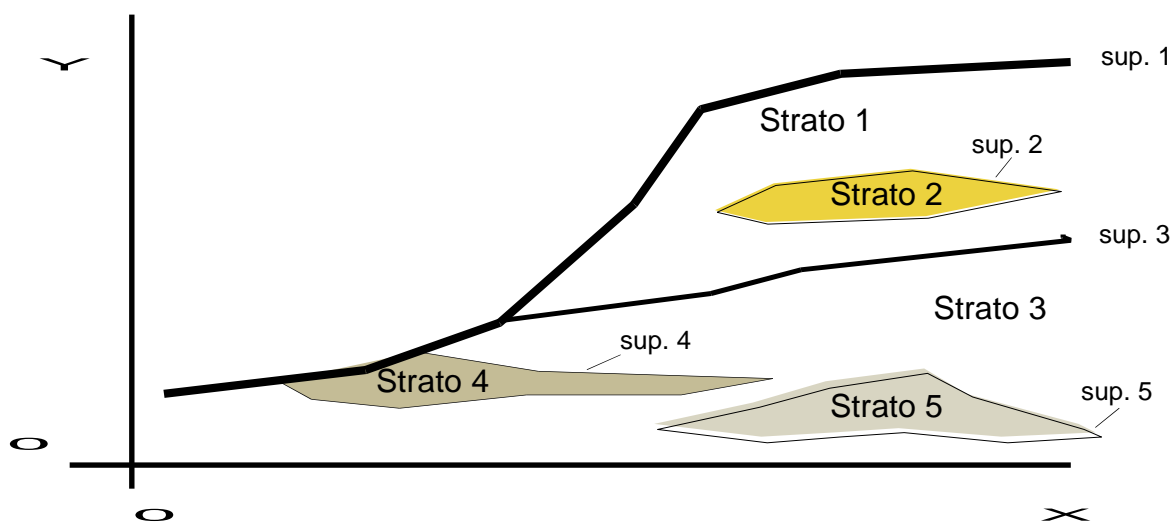


Fig. 3.3.9

Allo scopo si veda la successiva figura 3.3.10

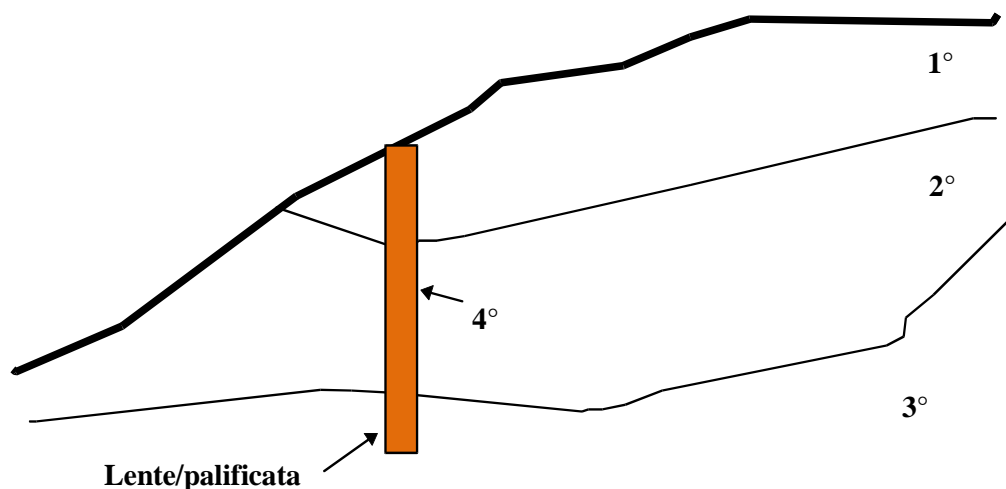


Fig. 3.3.10

Nella figura 3.3.11 sono riportati 3 casistiche con sezioni lito-stratigrafiche schematiche prodotte da un Utente nella fase di realizzazione del modello del pendio (a sinistra) e il corrispondente schema di rappresentazione stratigrafica secondo le convenzioni di SSAP.

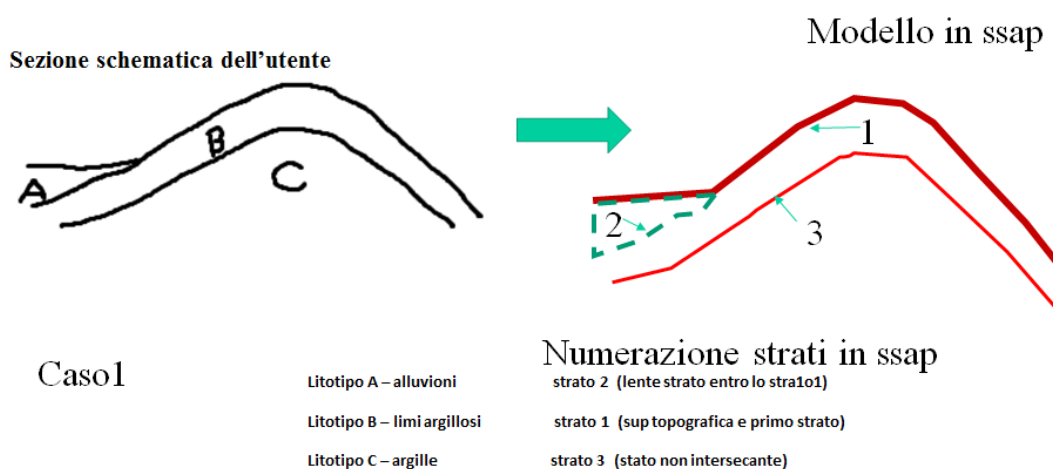


Fig. 3.3.11a

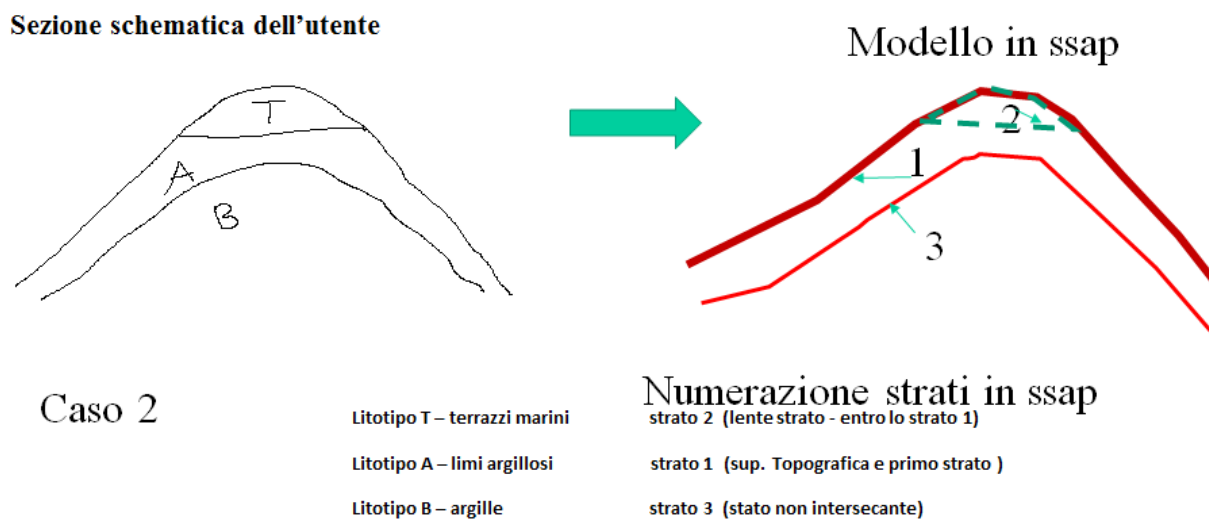


Fig. 3.3.11b

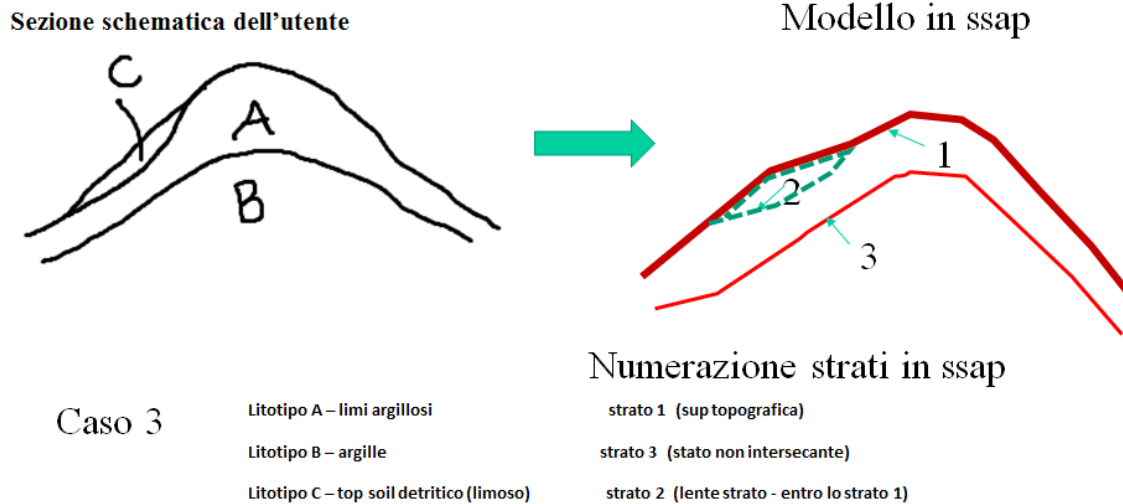


Fig. 3.3.11c

### 3.3.8 Formato file .DAT

Nei file con estensione **.DAT** sono memorizzati i **valori delle coordinate cartesiane del profilo dei vari strati presenti nel pendio.**

Il formato per questo tipo di file è **ASCII**; ovvero un file di testo costituito da valori numerici e caratteri disposti in righe e colonne. Il formato dei files **.DAT** a partire dalla versione SSAP2006 è leggermente diversa dalle precedenti. Tuttavia la compatibilità completa nella lettura dei files generati e utilizzati nelle versioni precedenti è garantita. Un esempio di un file **.DAT** tipo è il seguente:

```

|
| file : xxx.dat
|
## 1 -----
    0.00  15.00
    15.00  18.00
    35.00  25.00
    50.00  30.00
    60.00  45.00
    80.00  55.00
    100.00 57.00
    120.00 57.00
## 2 -----
    35.00  25.00
    60.00  25.00
    85.00  40.00
    120.00 45.00
## 3 -----
    15.00  18.00
    45.00  10.00
    75.00  15.00
    120.00 20.00
    
```

Le **prime tre righe del file** sono dedicate all'inserimento di alcuni commenti (ad esempio il nome del file e altri codici di identificazione). In queste prime tre righe non deve essere presente alcun dato. **La presenza di queste tre righe iniziali di intestazione è obbligatoria. La non presenza di queste tre righe di intestazione pregiudica la lettura corretta delle linee successive e quindi la lettura corretta e completa del modello del pendio.**

Successivamente vi sono i **dati relativi alle superfici del tetto di ogni strato**. Per ogni strato le coordinate del profilo sono scritte in un apposito blocco nel modo seguente:

```
## 1 -----
      0.00   15.00
      15.00  18.00
      35.00  25.00
      50.00  30.00
      60.00  45.00
      80.00  55.00
     100.00  57.00
     120.00  57.00
```

Nella prima riga del blocco è presente il **numero dello strato**, successivamente ai caratteri **##**. Nelle righe successive sono presenti le coordinate XY di ognuno dei nodi della superficie. Ogni riga inizia con alcuni caratteri di spazio vuoto e le coordinate dei punti sono inserite su due colonne separate da almeno uno spazio colonna vuoto.

Si ricorda che per la creazione automatica dei files dati in conformità ai protocolli usati dal programma è disponibile un programma di utilità **MAKEFILES.EXE**( descritto nel capitolo 4). .

### 3.3.9 Formato file .FLD

Nei file con estensione **.FLD** sono memorizzati i **valori delle coordinate cartesiane del profilo della superficie freatica o piezometrica presente o associata al pendio.**

Il formato per questo tipo di file è **ASCII**; ovvero un file di testo costituito da valori numerici disposti in righe e colonne. Le coordinate X e Y dei punti sono inserite su due colonne separate da una colonna vuota. si veda un esempio qui sotto:

```
      12.3      23.1
      18.0      24.0
      ...      ...
      ...      ...
      ...      ...
      56.7      112.9
```

La prima colonna è quella relativa alle coordinate **X** (ascisse), mentre la seconda colonna è quella relativa alle coordinate **Y** (ordinate).

Ogni riga inizia con alcuni caratteri di spazio vuoto e le coordinate dei punti sono inserite su due colonne separate da almeno uno spazio colonna vuoto.

Si ricorda che per la creazione automatica dei files dati in conformità ai protocolli usati dal programma è disponibile un programma di utilità **MAKEFILES.EXE**(capitolo 4).

### 3.3.10 Unità di misura

**L'unità di misura di tutte le grandezze geometriche è il METRO lineare (m).**

### 3.4 RAPPRESENTAZIONE GEOMECCANICA DEL MODELLO DEL PENDIO

In questa sezione vengono forniti maggiori dettagli sulla parametrizzazione geomeccanica del pendio sulla struttura interna dei files in cui sono memorizzati tali parametri.

Si ricorda che per la creazione automatica dei files dati in conformità ai protocolli usati dal programma è disponibile un programma di utilità **MAKEFILES.EXE** (capitolo 4).

L'utente può ricorrere al suddetto programma riducendo notevolmente i tempi di lavoro. L'utente esperto può ricorrere a un qualunque editore di files di testo per la costruzione manuale dei files dati purché segua le convenzioni richieste dal programma.

#### 3.4.1 Il formato dei files .GEO

Per la completa definizione del modello del pendio è necessario memorizzare sull'apposito file con estensione **.GEO** i parametri geomeccanici di ogni "strato" presente. **Il numero massimo di strati è 20.**

##### 3.4.1.1 -Criterio di rottura Mohr-Coulomb e Tresca

Nel caso di strati caratterizzati da resistenza al taglio definita dalla legge Mohr-Coulomb o Tresca i parametri di interesse sono 5:

- 1) angolo di attrito interno (in termini di pressioni efficaci) -  $\phi'$  (in gradi)
- 2) coesione in termini di pressioni efficaci -  $C'$  (in kPa)
- 3) resistenza al taglio in termini di pressione totale -  $C_u$  (in kPa)
- 4) peso di volume terreno fuori falda -  $\gamma$  (in kN/m<sup>3</sup>)
- 5) peso di volume terreno immerso in falda -  $\gamma_{sat}$  (in kN/m<sup>3</sup>)

#### N.B. IMPORTANTE !!:

- **Per una ANALISI IN CONDIZIONI DRENATE** (stabilità a lungo termine e per terreni incoerenti) **il parametro  $\phi'$  deve essere indicato con un valore maggiore di zero e il parametro  $C'$  deve essere maggiore o uguale a 0, mentre il parametro  $C_u$  deve essere posto sempre uguale a zero!**
- **Per una ANALISI IN CONDIZIONI NON DRENATE** (stabilità a breve termine e per terreni coesivi, Criterio di Tresca) **i parametri  $\phi'$  e  $C'$  devono essere posti uguali a zero, mentre il parametro  $C_u$  deve essere posto  $> 0$ .**
- **Per Uno strato parzialmente immerso in falda i parametri  $\gamma$  e  $\gamma_{sat}$  devono essere indicati con  $\gamma_{sat} > \gamma$ .**
- **Per uno strato mai immerso in falda i parametri  $\gamma$  e  $\gamma_{sat}$  possono essere posti uguali.**

Il formato del file **.GEO** è ASCII testo costituito da valori numerici disposti in righe e colonne. Un esempio è dato di seguito:

30.00	0.00	0.00	20.00	22.00
0.00	0.00	60.00	21.00	23.00
20.00	30.00	0.00	19.00	20.00

**Il numero delle righe è pari al numero di strati** ( il primo strato è nella prima riga). Vi sono 5 colonne e andando da sinistra verso destra:

- la prima è quella relativa all'angolo di attrito efficace  $\phi'$  (in gradi)
- la seconda è per la coesione efficace  $C'$  (in kPa);
- la terza è la coesione in termini di pressione totale (resistenza al taglio in condizioni non drenate)  $C_u$  (in kPa);
- la quarta il peso di volume del terreno insaturo fuori falda  $\gamma'$  (in kN/m<sup>3</sup>);
- la quinta il peso di volume del terreno saturo immerso in falda  $\gamma_{sat}$  (in kN/m<sup>3</sup>).

**Si consiglia l'utente di leggere con attenzione la appendice M di questo manuale ("Linee guida per la scelta del criterio di rottura per i terreni") che dà informazioni dettagliate nella scelta del criterio di rottura da utilizzare per i terreni sciolti.**

#### **3.4.1.2 -Criterio di rottura Hoek et al. (2002).**

Nel caso di strati che vengono caratterizzati geomeccanicamente in base al **criterio di rottura di Hoek(2002)**, da applicarsi a **ammassi rocciosi fratturati e rocce deboli/tenere**, viene introdotta una variante nel file **.MOD**.

Per uno strato che si desidera caratterizzare secondo il criterio di rottura di Hoek è necessario **aumentare il numero di parametri nella riga che indica lo strato in oggetto**.

Infatti **i parametri da usare in alternativa a quelli del criterio Mohr-Coulomb** per la definizione delle caratteristiche di resistenza al taglio dell'ammasso, e che vengono posizionati in **colonne aggiuntive**, sono i seguenti:

- 6° colonna : **sigci** = Resistenza Compressione Uniassiale Roccia Intatta (in MPa);
- 7° colonna: **GSI** = Geological Strength Index dell'ammasso (adimensionale);
- 8° colonna: **m<sub>i</sub>**= Indice litologico ammasso(adimensionale);
- 9° colonna: **D**= Fattore di disturbo ammasso(adimensionale);

**Per i dettagli tecnici e bibliografici sul criterio di rottura di Hoek si veda l'appendice D di questo manuale.**

In pratica per gli strati dove si desidera applicare il criterio di Hoek, si porranno uguali a 0 i classici parametri di resistenza al taglio secondo Mohr-Coulomb (nelle prime 3 colonne), mentre vengono **aggiunte 4 colonne con i nuovi parametri**.

Nell'esempio seguente di file **.GEO** si nota che ai **primi tre strati ( prime 3 righe) è associato il criterio di rottura Mohr-Coulomb**, mentre agli **strati 4 e 5 è associato il criterio di rottura di Hoek**.

30.0	0.0	0.0	20.00	22.00				
0.0	0.0	60.0	21.00	23.00				
20.0	30.0	0.0	19.00	20.00				
0.0	0.0	0.0	23.00	25.00	20.0	30	12	0.7
0.0	0.0	0.0	24.00	25.50	35.0	42	12	0.5

### 3.4.1.3 Combinazione dei criteri di rottura nel file .GEO

L'utente ha la possibilità di scegliere per ogni strato, in modo indipendente, il criterio di rottura da usare. In questo modo è possibile combinare per uno stesso pendio strati con diversi criteri di rottura (es. roccia con sopra deposito colluviale).

### 3.4.1.4 Unità di misura nel file .GEO

In SSAP sono utilizzate **unità di misura secondo il Sistema Internazionale**. Per i fattori di conversione, per passare ad esempio da  $\text{kg/cm}^2$  a  $\text{kPa}$ , si veda la seguente tabella:

Tabella conversione unità di misura

$1.0 \text{ kg/cm}^2$	Corrisponde a	$98.1 \text{ kPa}$
$1.0 \text{ T/m}^3$	Corrisponde a	$9.81 \text{ kN/m}^3$
$1.0 \text{ g/cm}^3$	Corrisponde a	$9.81 \text{ kN/m}^3$

Maggiori informazioni sulle unità di misura utilizzate e sulle metodologie e coefficienti di conversione possono essere trovate nella apposita **Appendice A** di questo manuale.

### 3.4.2 Sovraccarichi esterni: Il formato dei files .SVR

La posizione e la entità di sovraccarichi eventualmente presenti è indicata nel file con estensione .SVR. Possono essere indicati fino ad un **massimo di 10 zone con un sovraccarico sulla superficie del pendio**.

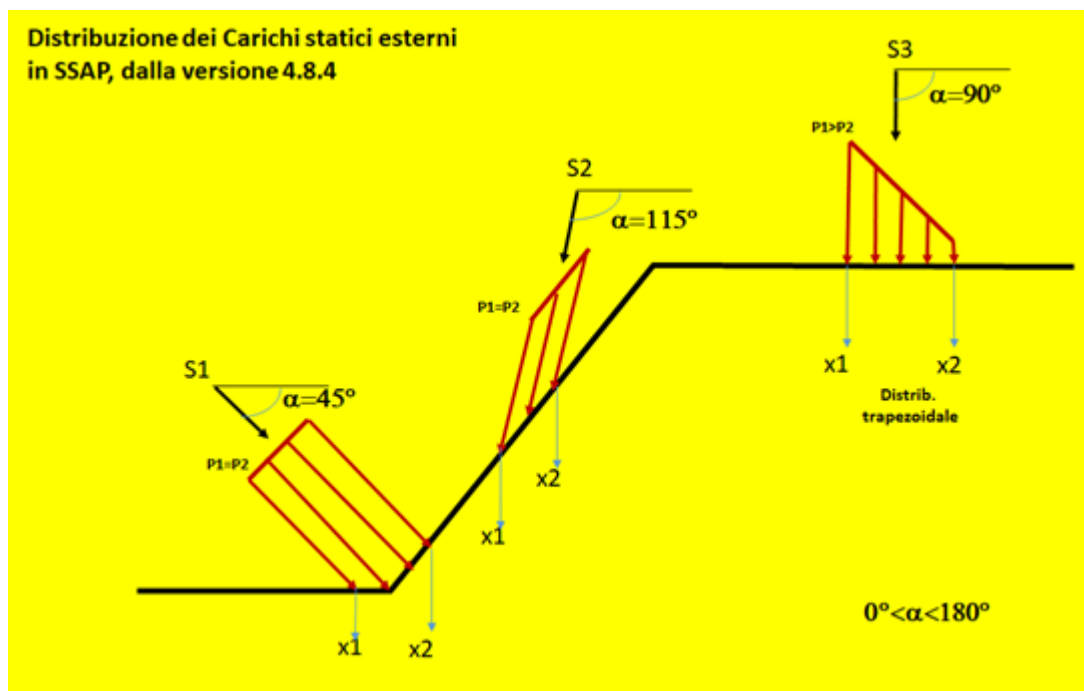


Fig. 3.4.1

È possibile considerare fino ad un massimo di 10 zone con sovraccarico; di ognuna dovrà essere indicata posizione e entità, distribuzione e inclinazione del sovraccarico stesso. **I dati relativi ai sovraccarichi superficiali eventualmente presenti sono indicati nel file con estensione .SVR.** Il file .SVR è costituito da 5 parametri indicati nella tabella seguente e nella figura 3.4.1.



<b>Posizione X<sub>1</sub> estremo sinistro applicazione del carico</b>	(m)
<b>Posizione X<sub>2</sub> estremo sinistro applicazione del carico</b>	(m)
<b>Carico alla estremità' sinistra X<sub>1</sub></b>	(kPa) o
<b>Carico applicato alla estremità destra X<sub>2</sub></b>	(kPa)
<b>Angolo applicazione carico</b>	(°)

I valori del carico applicato viene espresso in **kPascal o kNewton/m<sup>2</sup>** (esempio: 100 kPa sono circa 1 kg/cm<sup>2</sup> ovvero 10 T/m<sup>2</sup>).

Il formato del file **.SVR** è ASCII; ovvero un file di testo costituito da valori numerici disposti in cifre e colonne . Un **esempio del file .SVR** con i dati relativi a 3 zone distinte con applicazione di sovraccarico esterno è dato nelle tre righe successive:

<b>30.00</b>	<b>35.00</b>	<b>100.00</b>	<b>100</b>	<b>90</b>
<b>45.00</b>	<b>50.00</b>	<b>60.00</b>	<b>40.00</b>	<b>60</b>
<b>80.00</b>	<b>90.00</b>	<b>30.00</b>	<b>50</b>	<b>90</b>

Il numero delle righe è pari al numero di zone con sovraccarichi; in questo caso 3 sovraccarichi. **Il numero massimo di sovraccarichi che è possibile inserire è 10.**

Nelle **colonne 1 e 2** vi sono i valori delle coordinate X<sub>1</sub> e X<sub>2</sub> (esprese in metri) degli estremi sinistro e destro della zona dove il carico è applicato. Nella **terza colonna** abbiamo il valore del sovraccarico applicato all' estremo sinistro X<sub>1</sub>, espresso in **kPa o kN/m<sup>2</sup>**. Nella **quarta colonna** abbiamo il valore del sovraccarico applicato all' estremo destro X<sub>2</sub>, espresso in **kPa o kN/m<sup>2</sup>**. Nella **quinta colonna** abbiamo l'angolo di applicazione del carico. Nel caso di un angolo eguale a 90° il carico viene applicato verticalmente. Si veda anche la figura 3.4.1 con alcuni esempi di angoli di applicazione del carico

### 3.4.3 Tiranti o ancoraggi: Il formato dei files .TIR

Tiranti o ancoraggi eventualmente presenti vengono rappresentati mediante una serie di parametri illustrati nella figura 3.4.2 e nella seguente tabella :<sup>1</sup>

<b>X: coordinata x testa tirante</b>	(in m)
<b>Y: coordinata y testa tirante</b>	(in m)
<b>Angolo - <math>\beta</math> : angolo che il tirante forma con l'orizzontale. Usare valore positivi per angoli in elevazione e valori negativi per angoli in depressione)</b>	(in gradi)
<b>L : Lunghezza totale tirante</b>	(in m)
<b>T : carico di progetto o la resistenza massima di progetto</b>	(in kN/m)
<b>Lc : % della lunghezza totale del tirante che risulta cementata</b>	(in %)

<sup>1</sup> La lista di parametri per i tiranti è stata aumentata nella versione 4.0.8. Come parametro aggiuntivo vi è la % cementata della lunghezza totale del tirante. Nelle versioni precedenti alla 4.0.8 tale lunghezza era preimpostata al 20% della lunghezza totale, unitamente all'uso di un modello di distribuzione di resistenza di tipo rettangolare e lineare. SSAP è in grado di utilizzare i files del vecchio formato (anteriori alla versione 4.0.8). In questo caso la lunghezza cementata è impostata al 20% della lunghezza totale (come per la versione fino alla 4.0.6 inclusa).

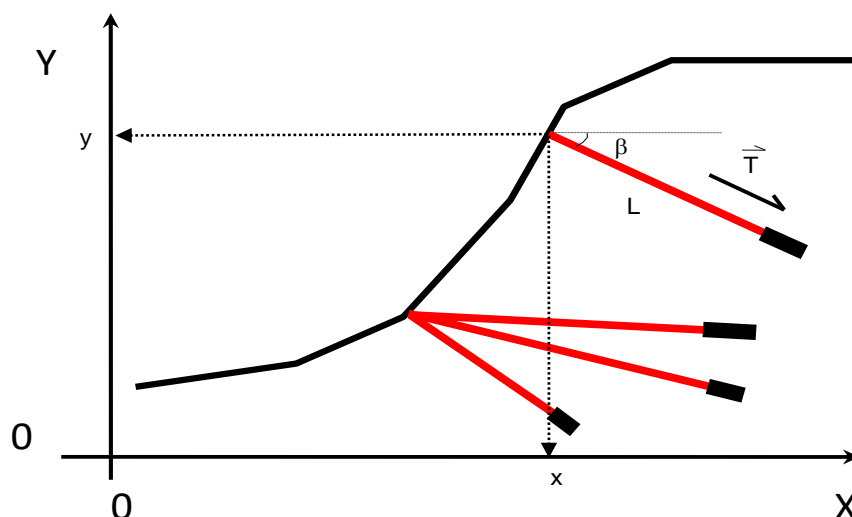
**Fare attenzione**

- **X e Y** sono le coordinate del punto di intersezione della testa del tirante a con la superficie topografica. **Importante: fare attenzione che questo punto non sia esterno al pendio!. Comunque le coordinate della testa possono essere interne al pendio (caso di tiranti completamente interrati)**

**I precedenti parametri sono memorizzati in un apposito file dati con estensione .TIR**

I files **.TIR** contengono i parametri relativi ai tiranti o ancoraggi presenti nel pendio. **Il numero massimo di tiranti che è possibile inserire è 40**. Il formato del file **.TIR** è ASCII; ovvero file di testo costituito da cifre numeriche disposte su righe e colonne. Un esempio è dato di seguito:

35	25	-20	20	500	20
50	30	-10	20	500	20
60	45	-25	40	500	30

**Fig. 3.4.2**

Nella **prima e nella seconda colonna** sono indicate rispettivamente le **coordinate X e Y** (espresse in metri) della testa del tirante, coincidenti con la superficie topografica. **Il nodo che corrisponde alla testa del tirante, di coordinate (X,Y) deve essere a comune con un nodo uguale (stesse coordinate) della superficie topografica o comunque coincidente alla superficie topografica. In alternativa il nodo può essere anche interno al pendio, ma non esterno alla superficie topografica. N.B.: se il nodo indicato è esterno, esso non verrà preso in considerazione nel calcolo, e verrà dato un messaggio di errore al caricamento del modello del pendio.**

Nella **terza colonna** è indicato l'**angolo  $\beta$**  che il tirante forma con l'orizzontale (i valori positivi sono convenzionalmente considerati come angoli in elevazione, valori negativi in depressione) espresso in gradi.

Nella **quarta colonna** è indicata la **lunghezza L** del tirante (parte di armatura libera + lunghezza di armatura incorporata con la cementazione) espressa in metri .

Nella **quinta colonna** è indicato il **carico T** di progetto o la resistenza massima di progetto del tirante espressa in kN/m ( 1 T/m è equivalente a circa 10 kN/m ).

Nella **sesta colonna** è indicato la percentuale (%) della lunghezza totale  $L$ , indicata nella quarta colonna, che risulta cementata <sup>1</sup>

N.B: Il numero delle righe complessive è pari al numero dei tiranti presenti (massimo 40).

### 3.4.4 Geogriglie e geosintetici: Il formato dei files .GRD

I livelli di Geogriglie o geosintetici eventualmente presenti vengono rappresentati mediante una serie di parametri indicati nella tabella seguente e nella figura 3.4.3:

<b>X</b> : cordinata x testa geogriglia /geosintetico	(in m)
<b>Y</b> : cordinata y testa geogriglia /geosintetico	(in m)
<b>L</b> : Lunghezza geogriglia /geosintetico	(in m)
<b>T</b> : resistenza massima unitaria a trazione di progetto della geogriglia	(in kN/m)
$f_b$ : coefficiente di interazione suolo-rinforzo nella resistenza allo sfilamento( <i>pullout</i> ).	(adimensionale)
$f_{ds}$ : coefficiente correttivo per la resistenza frizionale nel processo di scivolamento diretto ( <i>direct Sliding</i> )	(adimensionale)
<b>Lws</b> : Lunghezza risolto sinistro	(in m)
<b>Lwd</b> Lunghezza risolto destro	(in m)
$\eta$ : coefficiente di riduzione della resistenza a trazione di progetto <b>T</b> del geosintetico per la valutazione della resistenza al punzonamento della faccia del risolto	(adimensionale)

#### Fare attenzione:

- **X** e **Y** sono le coordinate del punto di intersezione della geogriglia con la superficie topografica. **Importante: fare attenzione che questo punto non sia esterno al pendio!. Comunque le coordinate della testa possono essere interne al pendio (caso di geogriglie geosintetici completamente interrati). N.B.: se il nodo indicato è esterno, esso non verrà preso in considerazione nel calcolo, e verrà dato un messaggio di errore al caricamento del modello del pendio.**
- I **parametri non geometrici** sono normalmente indicati nelle caratteristiche tecniche del rinforzo, o possono essere ricavati dalle indicazioni presenti nel capitolo 2, sezione 2.4.4.

I precedenti parametri sono memorizzati in un apposito file dati con estensione .GRD. Un esempio è dato nella figura 3.11.

Si ricordi che è previsto un **numero massimo di 120 livelli di geogriglie** che è possibile poter inserire in un pendio.

<sup>1</sup> La lista di parametri per i tiranti è stata aumentata nella versione 4.0.8. Come parametro aggiuntivo vi è la % cementata della lunghezza totale del tirante. Nelle versioni precedenti alla 4.0.8 tale lunghezza era preimpostata al 20% della lunghezza totale, unitamente all'uso di un modello di distribuzione di resistenza di tipo rettangolare e trapezoidale. SSAP è in grado di utilizzare anche i files del vecchio formato (anteriore alla versione 4.0.8). In questo caso la lunghezza cementata è impostata al 20% della lunghezza totale (come per la versione fino alla 4.0.6 inclusa). Nelle versioni precedenti alla 4.08 il file .TIR aveva solo 5 colonne di dati. E' necessario aggiornare il formato del file TIR solo nel caso si desiderino sfruttare a pieno le nuove funzionalità.

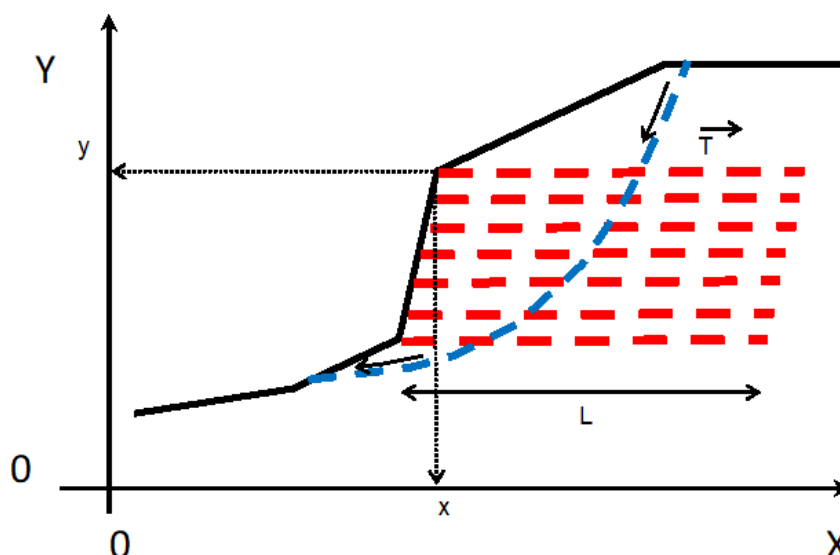


Fig. 3.4.3

Il formato del file **.GRD** è ASCII; ovvero file di testo costituito da cifre numeriche disposte su righe e colonne. Un esempio è dato di seguito con i dati relativi a 4 livelli di geogriglie o geosintetici:

35	25	8	50	0.8	0.8	1.5	0	0.1
36	26	5	50	0.9	0.8	1.5	0	0.1
37	27	5	50	0.9	0.8	3.0	3.0	0.1
38	28	5	50	0.9	0.8	3.0	3.0	0.1

Nella **prima e nella seconda colonna** sono indicate rispettivamente le coordinate X e Y dove la geogriglia interseca la superficie topografica. Tali coordinate sono espresse in metri.

Nella **terza colonna** è indicata la lunghezza L della geogriglia espressa in metri .

Nella **quarta colonna** è indicata la resistenza unitaria **T** massima di progetto della geogriglia espressa in kN/m ( 1 T/m è equivalente a circa 10 kN/m ).

Nella **quinta colonna** il coefficiente  $f_b$  interazione suolo-geogriglia. Parametro indicato nelle caratteristiche tecniche del rinforzo o calcolato con le equazioni o nomogrammi presentati nel capitolo 2.

Nella **sesta colonna** il fattore correttivo  $f_{ds}$  di riduzione della resistenza al taglio del terreno di riempimento nel processo di *Direct Sliding* (scivolamento diretto) alla interfaccia Geosintetico/Suolo . Parametro indicato nelle caratteristiche tecniche del rinforzo o calcolato con le equazioni o nomogrammi presentati nel capitolo 2.

Nella **settima colonna** la lunghezza **Lws** del risvolto a sinistra (nel caso di risvolto assente inserire 0.0)

Nella **ottava colonna** la lunghezza **Lwd** del risvolto a destra (nel caso di risvolto assente inserire 0.0).

Nella **nona colonna** il coefficiente  $\eta$  riduttivo della resistenza a trazione di progetto **T** per calcolare la reazione al punzonamento della faccia del risvolto sinistro.(in caso non si voglia considerare questo effetto porre un valore pari a 0.0 .

**N.B.:** I valori dalla quinta, sesta e settima, ottava e nona colonna nelle versioni di SSAP precedenti alla 2.8.2 non erano indicati. Per mantenere la compatibilità i files di vecchio tipo

possono essere letti, ma in questo caso i coefficienti  $f_b$ ,  $f_{ds}$ ,  $Lws$  verranno utilizzati con loro valori standard rispettivamente (0.75, 0.8, 1.5) mentre  $Lwd$  sarà posto eguale a 0 e  $\eta$  uguale a 0.1.

N.B.: Si ricordi che nel file .GRD il numero delle righe complessive è pari al numero delle geogriglie presenti.(massimo 120)

### 3.4.5 Palificate: Il formato dei files .PIL

Le palificate eventualmente presenti vengono rappresentate con una serie di parametri indicati nella tabella seguente e nella figura 3.4.4:

<b>X</b> : coordinate x dove la testa palificata interseca la superficie topografica o dove essa risulta posizionata internamente al pendio	(in m)
<b>Y</b> : coordinate y dove la testa palificata interseca la superficie topografica o dove essa risulta posizionata internamente al pendio	(in m)
<b>L</b> : lunghezza/profondità totale della palificata a partire dalla superficie	(in m)
<b>D</b> : diametro dei pali che compongono la palificata.	(in m)
<b>D2</b> : distanza (detta anche apertura) tra i pali (si ricordi che l'interasse tra i pali $D1=D+D2$ è calcolato automaticamente dal programma)	(in m)

#### Fare attenzione:

- **X e Y** sono le coordinate del punto di intersezione della testa della palificata con la superficie topografica. **Importante: fare attenzione che questo punto non sia esterno al pendio!**. Comunque le coordinate della testa possono essere interne al pendio (caso di palificate completamente interrato )

Il numero massimo di linee di palificate che è possibile inserire è 12.

I precedenti parametri sono memorizzati in un apposito file dati con estensione .PIL . I files **.PIL** contengono i parametri relativi al sistema di palificate presente nel pendio. Il **numero massimo di palificate che è possibile inserire è 12.**

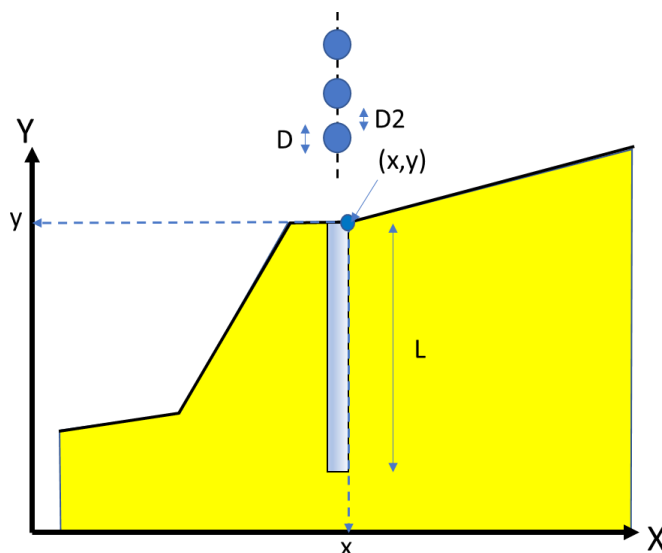


Fig. 3.4.4

Il formato del file **.PIL** è il formato ASCII; ovvero file di testo costituito da cifre numeriche disposte su righe e colonne. Un esempio è dato di seguito:

80	25	15.0	0.4	0.6
105	32	12.0	0.8	1.2
120	45	18.0	0.2	0.4

Nella **prima e nella seconda colonna** sono indicate rispettivamente le **coordinate X e Y** dove la palificata interseca la superficie topografica. Tali coordinate sono espresse in metri. Importante: fare attenzione che questo punto non sia esterno al pendio!. Comunque le coordinate della testa possono essere interne al pendio (caso di palificate completamente interrato).

Nella **terza colonna** è indicata la lunghezza L (in m) della palificata a partire dalla superficie.

Nella **quarta colonna** è indicato il Diametro D (in m) dei pali che compongono la palificata.

Nella **quinta colonna** è indicata la distanza D2 (in m) (detta anche apertura) tra i pali ( si ricordi che l'interasse tra i pali  $D1=D+D2$  è calcolato automaticamente dal programma).

**N.B.: Si ricordi che nel file .PIL il numero delle righe complessive è pari al numero delle palificate presenti.** (massimo 12)

#### 3.4.6 Reti in aderenza ancorate (anchored wiremesh): Il formato dei files **.WRM**

Le reti in aderenza ancorate (anchored wiremesh) eventualmente presenti vengono rappresentate con una serie di parametri indicati nella tabella seguente e nella figura 3.4.5:

<b>X<sub>1</sub> : Coordinata x Estremo sinistro della rete nel pendio</b>	(in m)
<b>X<sub>2</sub> : Coordinata x Estremo destro della rete nel pendio</b>	(in m)
<b>Tr : Resistenza limite di progetto a trazione della rete</b>	(in kN/m)
<b><math>\alpha</math> : Fattore riduttivo mobilitazione resistenza massima a trazione della rete</b>	(adimensionale)
<b><math>\epsilon</math> : Coefficiente di deformazione lineare associato al valore massimo Tr; , massima resistenza a trazione della rete</b>	(adimensionale)
<b>F<sub>ST</sub> : Fattore di sicurezza addizionale per resistenza a sfilamento dei tiranti di rinforzo</b>	(adimensionale)

Si veda la figura 3.4.5 per il significato geometrico dei parametri **X<sub>1</sub>** e **X<sub>2</sub>**.

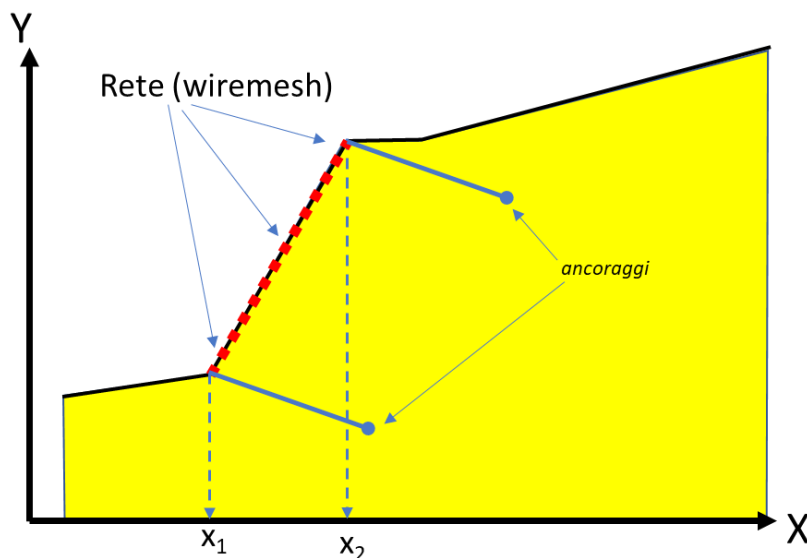


Fig. 3.4.5

I precedenti parametri sono memorizzati in un apposito file dati con estensione .WRM .

I files **.WRM** contengono i parametri relativi al sistema di reti in aderenza ancorate presenti nel pendio. Il **numero massimo di reti che è possibile inserire è 10**.

Il formato del file **.WRM** è il formato ASCII; ovvero file di testo costituito da cifre numeriche disposte su righe e colonne. Un esempio con due reti in aderenza è dato di seguito:

30	35	150	0.3	0.06	1.5
50	60	120	0.3	0.04	2.0

Nella **prima e nella seconda colonna** sono indicate rispettivamente le coordinate X1 ed X2, estremi (sinistro e destro) della posizione x (progressiva) del pendio della rete. Tali coordinate sono espresse in metri.

Nella **terza colonna** è indicata la  $T_r$  (kN/m), Resistenza limite a trazione della rete

Nella **quarta colonna** è indicato il  $\alpha$  , Fattore riduttivo mobilizzazione resistenza massima a trazione della rete.

Nella **quinta colonna** è indicato  $\varepsilon$ , Coefficiente di deformazione lineare  $\varepsilon$  per valore massimo  $T_r$  , massima resistenza a trazione della rete.

Nella **sesta colonna** è indicato  $F_{sT}$  , Fattore di sicurezza aggiuntiva per resistenza a sfilamento dei tiranti di rinforzo.

Vedasi capitolo 2, sezione 2.4.6 per maggiori dettagli su questi parametri.

#### Fare Attenzione:

- **Si ricorda che nel file .WRM il numero delle righe complessive è pari al numero delle reti presenti.** (massimo 10)
- **Si ricorda che ogni rete deve essere associata ai suoi estremi sinistro e destro con degli ancoraggi (chiodi o tiranti) definiti nel file. TIR.** In assenza di queste condizioni minime al momento del caricamento del modello del pendio verrà segnalato un errore.

### 3.4.7 Strati liquefacibili : Il formato dei files .LIQ

I files **.LIQ** contengono le informazioni relative alla potenziale liquefacibilità degli strati presenti. Queste informazioni sono necessarie se uno o più degli strati presenti è potenzialmente soggetto a fenomeni di liquefazione statica o dinamica secondo la teoria trattata nel capitolo 2.

Il formato del file **.LIQ** è il formato ASCII; ovvero file di testo costituito da cifre numeriche disposte su righe e colonne. Un esempio è dato di seguito:

0	0	0
1	0.9	9
0	0	0

Nella **prima** colonna è presente un codice numerico ( 0 o 1 ) che indica la possibile liquefacibilità. **0** indica una **non potenziale liquefacibilità**; **1** indica una **potenziale liquefacibilità** dello strato corrispondente.

Nella **seconda colonna** è indicato il fattore di sicurezza  $FS_{liq}$  calcolato relativamente alla **potenziale liquefacibilità**, valutata rispetto allo scenario di azioni sismiche di progetto.

Nella **terza colonna** è indicato Numero di colpi da penetrometria SPT ( $N_{160}$ ). Si tratta di numero di colpi  $N_{SPT}$  misurati nello strato, e corretti per energia applicata ( $N_{60}$ ), e successivamente per l'effetto della profondità e per il contenuto % di fini, secondo le procedure internazionali codificate, Bulanger & idriss(2014). (vedasi capitolo 2)

**N.B.: Si ricordi che nel file .LIQ il numero delle righe complessive è pari al numero di tutti gli strati presenti.**, indipendentemente se sono liquefacibili o non liquefacibili)

### 3.4.8 Parametri geomeccanici delle discontinuità o fratture : Il formato dei files .JRC

I files **.JRC** contengono le informazioni relative alle caratteristiche geomeccaniche e geometriche delle famiglie discontinuità orientate presenti in un ammasso roccioso. **Le caratteristiche si riferiscono al metodo Barton & Bandis (1990) e Barton (2013) che viene trattato in esteso nella appendice D di questo manuale (vedasi appendice D per dettagli).**

Il formato del file **.JRC** è il formato ASCII; ovvero file di testo costituito da cifre numeriche disposte su righe e colonne. Un esempio è dato di seguito:

1	10	4	35	0.3	2	-20	3
1	6	2	28	0.3	4	45	5
2	18	50	38	1.0	5	20	4
2	15	60	36	1.0	3	65	3
3	8	10	31	0.5	2	30	3
4	12	22	33	0.3	6	-10	4

Nella **prima** colonna è presente un codice numerico che indica il numero di stato associato alla discontinuità presente. **Lo strato indicato deve essere comunque associato al criterio Hoek/GSI nel file .GEO e quindi presente nel file .GEO con i dati del criterio di Hoek -GSI**

Nella **seconda colonna** è indicato il valore del coefficiente di rugosità **JRC** associato alla famiglia di discontinuità.

Nella **terza colonna** è indicato il valore **JCS** della resistenza a compressione semplice (in MPa) misurato sulla superficie della discontinuità.

Nella **quarta colonna** è indicato il valore  $\phi_r$  (in gradi) dall'angolo di frizione residuale associato alla discontinuità e misurato con diverse modalità come illustrato nella appendice D di questo manuale.



Nella **quinta colonna** è indicato il valore  $L_0$  (in m) che indica la lunghezza su cui sono state eseguite in campo le misure di JRC e JCS, misurate con diverse modalità, come illustrato nella appendice D di questo manuale.

Nella **sesta colonna** è indicato il valore  $L$  (in m) che indica la lunghezza media della persistenza delle discontinuità.

Nella **settima colonna** è indicato il valore dell'orientamento medio  $\beta$  (in gradi) della famiglia di discontinuità, seguendo le convenzioni indicate nella appendice D di questo manuale.

Nella **ottava colonna** è indicato il valore di dispersione  $\Delta\beta$  (in gradi) intorno dell'orientamento medio della famiglia di discontinuità, **seguendo le convenzioni indicate in dettaglio nella appendice D di questo manuale.**

***N.B.: Si ricordi che nel file .JRC il numero delle righe complessive è pari al numero di famiglie di discontinuità individuate. Il numero massimo di discontinuità inseribili è 100***

### 3.5 IL FILE .MOD CHE INGLOBA TUTTE LE INFORMAZIONI DEL MODELLO DEL PENDIO

Un elenco di tutti i files dati e delle **informazioni relative al modello del pendio da esaminare** è contenuto nel file con estensione **.MOD**.

Di seguito viene descritta la struttura del file **.MOD**. Si ricorda che il file **.MOD** può venire assemblato automaticamente senza la necessità di editarlo manualmente. Tuttavia il file **.MOD** è comunque in ogni momento editabile manualmente.

#### 3.5.1 *Il formato dei files .MOD*

Un elenco di tutti i files dati e delle **informazioni relative al modello del pendio da esaminare** è contenuto nel file con estensione **.MOD**.

Il formato del file **.MOD** è ASCII; ovvero file di testo costituito da caratteri e cifre. Un esempio di questo file è dato di seguito:

```

      4      1      0      0      0      0      0      0      0
superf.dat
falda.fld
soils.geo

```

Questo esempio si riferisce ad un **pendio con 4 strati, con un livello di falda e senza sovraccarichi, senza tiranti, senza geogriglie e senza palificate e senza informazioni sulla liquefacibilità o discontinuità presenti degli strati.**

Nel file **.MOD** la **prima riga** si contiene le informazioni relative al numero degli strati, alla presenza o meno della falda, alla presenza o meno di sovraccarichi, tiranti e geogriglie.

Nella **prima riga del file .MOD**, andando da sinistra verso destra, il significato dei codici numerici è il seguente:

**1° codice numerico:** numero degli strati e delle superfici presenti.

**2° codice numerico:** codice numerico che assume solo i valori 1 e 0 e che indica **la presenza o meno della falda**; ovvero:

1 (per falda presente)  
0 (per falda assente)

**3° codice numerico** : codice numerico che assume solo i valori 1 e 0 e che indica la **presenza o meno di sovraccarichi**; ovvero:

- 1 (per sovraccarichi presenti)
- 0 (per sovraccarichi assenti)

**4° codice numerico** : codice numerico che assume solo i valori 1 e 0 e che indica la **presenza o meno di tiranti**; ovvero:

- 1 (per tiranti presenti)
- 0 (per tiranti assenti)

**5° codice numerico** : codice numerico che assume solo i valori 1 e 0 e che indica la **presenza o meno di geogriglie**; ovvero:

- 1 (per geogriglie presenti)
- 1 (per geogriglie assenti)

**6° codice numerico** : codice numerico che assume solo i valori 1 e 0 e che indica la **presenza o meno di palificate**; ovvero:

- 1 (per palificate presenti)
- 1 (per palificate assenti)

**7° codice numerico** : codice numerico che assume solo i valori 1 e 0 e che indica la **presenza o meno di Informazioni aggiuntive relative alla liquefacibilita' degli strati** ; ovvero:

- 1 (per informazioni liquefacibilita' presenti)
- 0 (per informazioni liquefacibilita' assenti)

**8° codice numerico** : codice numerico che assume solo i valori 1 e 0 e che indica la **presenza o meno di Informazioni aggiuntive relative alla presenza di discontinuità orientate negli strati** ; ovvero:

- 1 (per informazioni discontinuità presenti)
- 0 (per informazioni discontinuità assenti)

**9° codice numerico** : codice numerico che assume solo i valori 1 e 0 e che indica la **presenza o meno di Informazioni aggiuntive relative reti in aderenza** ; ovvero:

- 1 (per reti in aderenza presenti)
- 0 (per reti in aderenza assenti)

Seguono nelle **righe successive del file .MOD**, elencati dall'alto verso il basso:

1. il **file dati relativo alle superfici degli strati**; (**obbligatorio**)
2. il **file dati relativo alla superficie della falda** ( *omettere nel caso di falda assente*);
3. il **file contenente i parametri geomeccanici** ; (**obbligatorio**)
4. il **file dati contenente i dati dei sovraccarichi** (*omettere nel caso di sovraccarichi assenti*);

5. il **file con i dati relativi ai tiranti** (omettere nel caso di tiranti assenti);
6. il **file con i dati relativi alle geogriglie** (omettere nel caso di geogriglie assenti).
7. il **file con i dati relativi alle palificate** (omettere nel caso di palificate assenti).
8. il **file con i dati relativi alla liquefacibilita'** (omettere nel caso di informazione assenti).
9. il **file con i dati relativi alle famiglie di discontinuità orientate** (omettere nel caso di informazione assenti).
10. il **file con i dati relativi alle reti in aderenza** (omettere nel caso di reti in aderenza assenti).

Il precedente ordine deve essere rispettato anche nel caso alcuni elementi non fossero presenti nel pendio. Ad esempio, nel caso di falda assente alla riga contenente il nome del file .DAT con i dati delle superfici seguirà il nome del file **.GEO** contenente i dati geomeccanici dei vari strati presenti .

Nel caso risultino assenti alcuni dei vari elementi aggiuntivi come sovraccarichi, tiranti o geogriglie, pali o liquefacibilita', discontinuita', reti in aderenza semplicemente si dovrà omettere dalla lista il file corrispondente

Per maggiore chiarezza si studino anche i successivi esempi.

Un altro **esempio di file .MOD** è il seguente:

<b>3</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>superf.dat</b>									
<b>falda.fld</b>									
<b>soils.geo</b>									
<b>carichi.svr</b>									

Questo esempio si riferisce ad un **pendio con 3 strati, con un livello di falda e sovraccarichi, ma senza tiranti, geogriglie e palificate e informazioni sulla liquefacibilita' o discontinuità, reti in aderenza.**

Nell'esempio successivo sono invece aggiunti **anche dei tiranti**:

<b>3</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>superf.dat</b>									
<b>falda.fld</b>									
<b>soils.geo</b>									
<b>carichi.svr</b>									
<b>tiranti.tir</b>									

Nell'esempio seguente sono aggiunte delle **geogriglie**:

<b>3</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>superf.dat</b>									
<b>falda.fld</b>									
<b>soils.geo</b>									
<b>carichi.svr</b>									
<b>tiranti.tir</b>									
<b>griglie.grd</b>									

Nell'esempio seguente sono aggiunte delle **palificate**:

	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>superf.dat</b>									
<b>falda.fld</b>									
<b>soils.geo</b>									
<b>carichi.svr</b>									
<b>tiranti.tir</b>									
<b>griglie.grd</b>									
<b>pali.pil</b>									

Nell'esempio seguente sono aggiunte **informazioni relative alla liquefacibilita'**:

	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>superf.dat</b>									
<b>falda.fld</b>									
<b>soils.geo</b>									
<b>carichi.svr</b>									
<b>tiranti.tir</b>									
<b>griglie.grd</b>									
<b>pali.pil</b>									
<b>liquef.liq</b>									

Nell'esempio seguente sono aggiunte **informazioni relative alle discontinuità**:

	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>
<b>superf.dat</b>									
<b>falda.fld</b>									
<b>soils.geo</b>									
<b>carichi.svr</b>									
<b>tiranti.tir</b>									
<b>griglie.grd</b>									
<b>pali.pil</b>									
<b>liquef.liq</b>									
<b>discont_.jrc</b>									

Nell'esempio finale sono aggiunte **informazioni relative a reti in aderenza**:

	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>
<b>superf.dat</b>									
<b>falda.fld</b>									
<b>soils.geo</b>									
<b>carichi.svr</b>									
<b>tiranti.tir</b>									
<b>griglie.grd</b>									
<b>pali.pil</b>									
<b>liquef.liq</b>									
<b>discont_.jrc</b>									
<b>reti.wrm</b>									

**Nel capitolo 4 l'utente troverà informazioni relative alla creazione e alla editazione dei precedenti tipi di files dati utilizzando un software appositamente creato (MAKEFILES.EXE).**

### **3.6 FILES DATI PARTICOLARI (associati a verifiche su superficie singole)**

I files con estensione .SIN contengono la sequenza di coppie coordinate (X,Y) che definiscono una superficie singola che l'utente può verificare senza attivare alcun motore di generazione di superfici.. Normalmente queste superfici singole sono superfici che l'utente conosce già e ad esempio desidera verificare in maniera indipendente da quelle generate e verificate dal SSAP con i suoi algoritmi e motori di ricerca. Spesso le superfici singole sono usate per comparare risultati di calcolo di FS tra SSAP ed altri programmi di calcolo. Oppure sono superfici note sulle quali si vuole operare una **back analysis**. Questo tipo di procedura è particolarmente utile quando si vogliono analizzare superfici specifiche con maggior dettaglio.

Di seguito verranno descritte sia la struttura sia le modalità di creazione per i file **.SIN**

#### **3.6.1 Il formato dei files .SIN**

I files con estensione \*.SIN, per convenzione, contengono le coppie coordinate (X,Y) delle superfici di scivolamento singole che l'utente desidera verificare senza utilizzare i motori di ricerca.

Ogni file \*.SIN è costituito da una parte di intestazione (che può anche essere omessa) e una parte che contiene le coordinate vere e proprie che verranno lette e memorizzate dal programma.

La **parte di intestazione**, che può essere lunga a piacere, **deve iniziare come primo carattere con il simbolo #** . La parte di intestazione è utile per scrivere annotazioni relative al contenuto del file.

La parte che contiene le **coppie di coordinate (X,Y)** è sempre successiva alla parte di intestazione.

Le coordinate che definiscono i nodi della superficie da verificare sono scritte su due colonne.

**La colonna 1 contiene i valori delle X.**

**La colonna 2 contiene i valori delle Y.**

Ogni riga contiene una coppia di coordinate (XY) di un nodo della superficie singola. Le coordinate devono essere separate da almeno uno spazio vuoto.

Di seguito un esempio di file **. SIN** .

```
#
# pcpX.sin
#
# x   y
0.0  1.90
3.10 0.10
5.80  1.40
10.40 6.00
```

L'utente può costruire con qualunque programma per editazione di file di testo un file .SIN. Ad esempio può essere usato **NOTEPAD.EXE** (blocco note) incluso in tutte le installazioni di Windows o oppure un qualunque programma per editazione e creazione di files di testo.

**Per generare un file .SIN da zero** è necessario operare come segue:

- 1) lanciare il programma di editazione di files di testo (es. NOTEPAD.EXE di Windows).

- 2) scrivere 1 o più righe iniziando con il carattere cancelletto # , e in ogni riga includere una breve nota di commento (opzionale) descrivendo il contenuto del file .SIN. Questa parte è quella che abbiamo già indicato essere la Intestazione.
- 3) scrivere due colonne con le coppie di coordinate (X,Y) contenenti la sequenza di nodi che descrivono la superficie singola da verificare. Generalmente è sufficiente e consigliato scrivere le coppie di coordinate con almeno 2 cifre decimali.
- 4) salvare il file con una estensione .SIN direttamente nella cartella dove abbiamo già memorizzato il nostro file .MOD e gli altri file del modello (.DAT,.FLD... etc.)

Il risultato come abbiamo già visto sarà un file di testo con le informazioni necessarie che sarà caricato da SSAP al momento di lanciare una verifica singola...

```
#
# pcp.x.sin
#
# x    y
0.0   1.90
3.10  0.10
5.80  1.40
10.40 6.00
```

Dopo aver effettuato una verifica Globale, è possibile comunque anche esportare, come file .SIN, la superficie individuata come quella con minor FS. In questo caso verranno scritte su un file indicato dall'utente le coordinate della superficie. Il file generato con questa modalità verrà scritto automaticamente con coordinate con un numero di 8 cifre decimali. (Attenzione Questa operazione è effettuata dal programma solo nel caso della generazione Automatico del file .SIN).

Nel caso il file .SIN venga generato manualmente per la verifica di una specifica superficie di interesse dell'utente il numero minimo di cifre decimali richieste per le coordinate XY è di 2 cifre decimali (valore consigliato).

La possibilità di effettuare verifiche su singole superfici definite dall'utente è una delle cose che SSAP ha in comune con altri software simili. Questo tipo di procedura è particolarmente utile quando si vogliono analizzare superfici specifiche con maggior dettaglio. Ricordiamo che dopo il completamento di ogni verifica globale è possibile esportare la superficie singola che è stata identificata come quella con minor Fs entro il campione di superfici generate e analizzate.

Il processo di esportazione (in automatico), o editazione manuale (immettendo valori delle coordinate), permette alla fine di avere, in accordo con le convenzioni di SSAP, un file con la sequenza di coordinate (X,Y) che identificano una superficie singola da verificare. Questo processo si realizza con la creazione di un file di testo con estensione .SIN.

Si ricorda che durante la procedura di esportazione e generazione automatica dei file .SIN , dopo una verifica globale, verranno mantenute alcune caratteristiche della verifica globale.

Ad esempio se la verifica globale viene eseguita con l'effetto *tension-crack* attivato, la superficie singola esportata potrà contenere una parte terminale in testa definita da segmento verticale. In questo caso nella successiva verifica singola l'effetto *tension-crack* verrà automaticamente introdotto e considerato incontrando detto segmento verticale terminale.

### 3.6.2 Il formato dei files **.SIN.INFO**

Durante il processo di esportazione e creazione automatica dei file **.SIN**, dopo una verifica Globale, viene effettuata la contemporanea generazione di un file di testo con estensione **.SIN.INFO** che contiene informazioni aggiuntive sulla superficie creata e sul processo di verifica globale dal cui è stato ottenuto (fig. 3.6.1).

Queste informazioni integrative sono utilizzate da SSAP per migliorare la stabilità numerica nei calcoli successivi alla verifica globale, quando si attiva la procedura di verifica singola.

La presenza del file **.SIN.INFO** è tuttavia opzionale, dato che a volte il file **.SIN** è editato direttamente dagli utenti per poter effettuare verifiche di superfici che non necessariamente provengano da una analisi precedente.

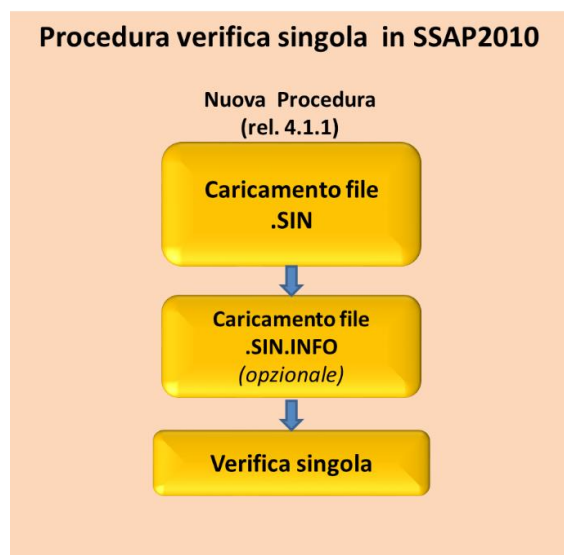
La assenza del file **.SIN.INFO** non impedisce la attivazione e la esecuzione del processo di verifica singola. Tuttavia è bene che questo file sia incluso nella stessa cartella dove è contenuto il file **.SIN**, quando quest'ultimo è generato automaticamente dopo una verifica globale.

È bene ricordare che, se si dispone di un file **.SIN.INFO** associato a un file **.SIN**, è consigliato **non modificare direttamente questo file**, dato che esso contiene dati precedentemente-calcolati e che sono utili a mantenere la stabilità numerica e la congruenza con il risultato della verifica di stabilità globale originaria.

La **procedura di verifica singola** procede quindi come illustrato in figura 3.6.1. Una volta lanciata la procedura di verifica Singola viene letto il file **.SIN** e , successivamente, solo **se presente**, anche il file **.SIN.INFO**. Dopo questa fase di caricamento dei dati la verifica singola viene eseguita normalmente



**Fig.3.6.1 : procedura esportazione dati di superficie singola con minor Fs**



**Fig.3.6.2 : procedura di verifica singola in ssap2010**

### 3.6.3 Il files .PAR (salvataggio delle impostazioni di verifica)

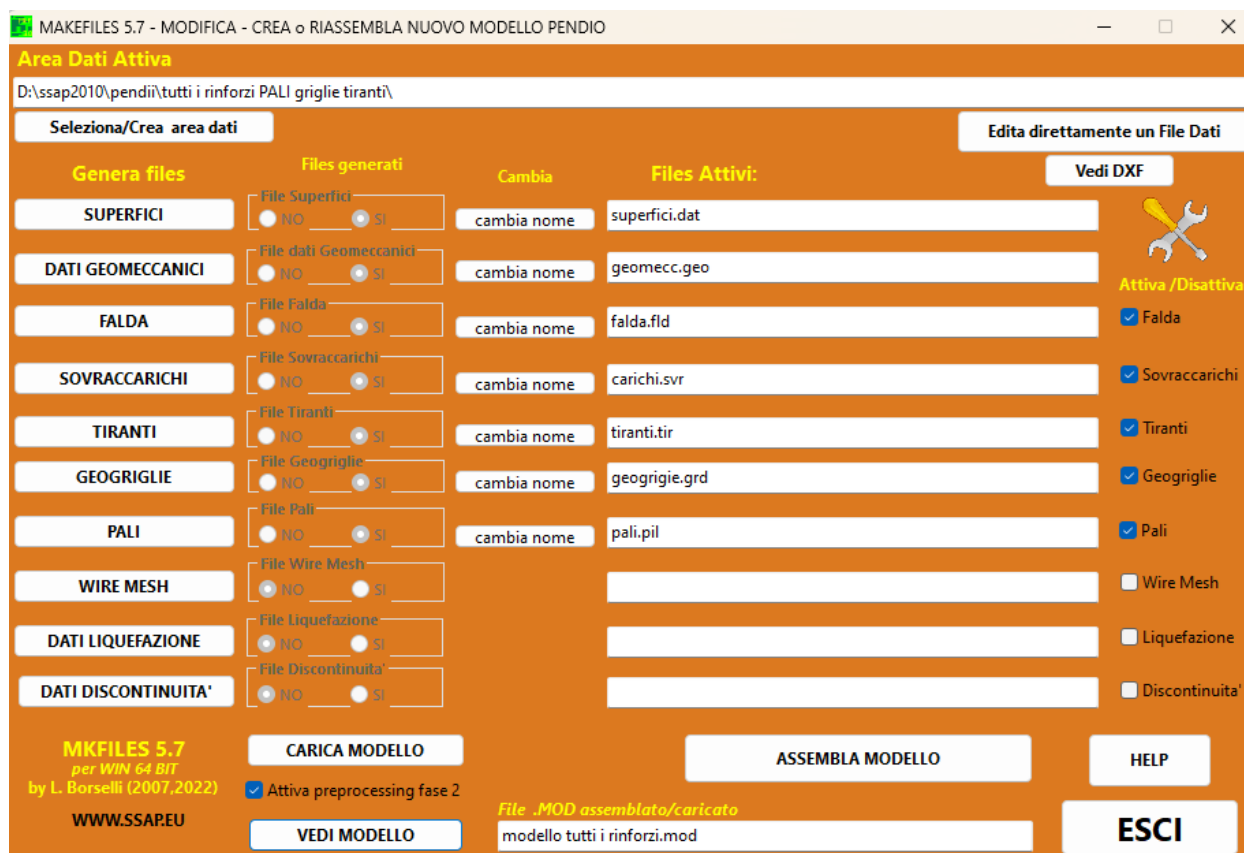
È possibile salvare dopo una verifica di stabilità tutte le impostazioni della verifica e alcune informazioni del file del modello del pendio associato alla verifica eseguita.

Queste informazioni sono salvate in un file con estensione **.PAR**. Il file **.PAR** può essere usato per tenere un registro delle impostazioni utilizzate, ma soprattutto ha la sua prima utilità nella possibilità di eseguire in un'unica operazione il caricamento di un modello del pendio (.MOD) e tutte le impostazioni usate durante una precedente verifica. Questa operazione permette un considerevole risparmio di tempo quando si desidera ripetere più volte una verifica e tenere un registro delle diverse varianti utilizzate esplorando le diverse possibilità offerte dal SSAP.

Il file **.PAR** è automaticamente generato dal programma quando l'utente lo richiede (vedi cap. 5) e non richiede di essere editato. Si consiglia infatti di non editarlo mai. Il file **.PAR** è un comune file di testo e può comunque essere letto da un qualunque programma per visualizzazione ed editazione di files di testo.



## CAPITOLO 4- CREAZIONE FILES DATI PER SSAP



### 4.1 INTRODUZIONE

L'operazione di creazione dei files dei dati contenenti tutte le informazioni del modello del pendio da esaminare è particolarmente importante e delicata. Vi si dovrà porre la massima cura affinché siano evitati errori nell'inserimento dei dati. I dati inseriti dovranno essere conformi alle convenzioni precedentemente esposte nel capitolo 3 di questo manuale.

Per ovviare alle difficoltà che l'utente meno esperto può incontrare nella preparazione dei files che contengono i dati del modello del pendio, in modo conforme al protocollo utilizzato dal programma SSAP, è stato predisposto un programma esterno che semplifica questa operazione rendendola semiautomatica. Il programma **MAKEFILES**.

Tale programma semplifica la procedura di generazione dei files dati e **permette all'utente di vedere, in tempo reale, i files dati durante la loro creazione e scrittura**. Questa ultima funzione è estremamente utile poiché consente di familiarizzarsi con il formato interno di questi files. Questo software esterno è stato progettato appositamente per semplificare le procedure di creazione ed assemblaggio dei files dati richiesti.

### IMPORTANTE

**Alla pagina <http://www.ssap.eu/videos.html> esistono links a alcuni video disponibili su un canale dedicato di [www.youtube.com](http://www.youtube.com) (canale: Lorenzo Borselli) mostrano, in vivo, le procedure descritte di seguito, partendo da esempi pratici. Consiglio comunque i lettori a far ricorso a questa opportunità.**

## 4.2 PROGRAMMA MAKEFILES 5.7 PER LA CREAZIONE DEI FILES DATI

Il programma **MAKEFILES 5.7** permette di creare facilmente tutti i file dati necessari al programma SSAP. Questo programma di utilità è parte integrante del pacchetto SSAP.

Il programma MAKFILES.EXE va utilizzato separatamente dal programma SSAP,

Questo programma può essere lanciato cliccando **bottone MAKEFILES 5.7** nella **finestra principale di SSAP2010**.

All'avvio apparirà una console (fig. 4.1) con una serie di strumenti menù con diverse opzioni per la **creazione dei diversi tipi di files dati** e per il loro successivo **assemblaggio automatico nel file .MOD** secondo le convenzioni precedentemente esposte nel capitolo 3.

### 4.2.1 creazione di un nuovo modello

Inizialmente conviene indicare la cartella dove scrivere e archiviare i files dati prodotti. Tale cartella sarà l'area dati dove verranno salvati i files dati prodotti e assemblati. **È conveniente infatti tenere separati i files del modello del pendio dalla cartella dove abbiamo i programmi.**

Infatti inizialmente l'area dati preimpostata è quella stessa dove risiede il programma SSAP, ma è conveniente selezionare un cartella diversa. Nella finestra principale è possibile selezionare una cartella diversa premendo il pulsante apposito **Seleziona/Crea area dati** sotto la casella **Area dati attiva**.

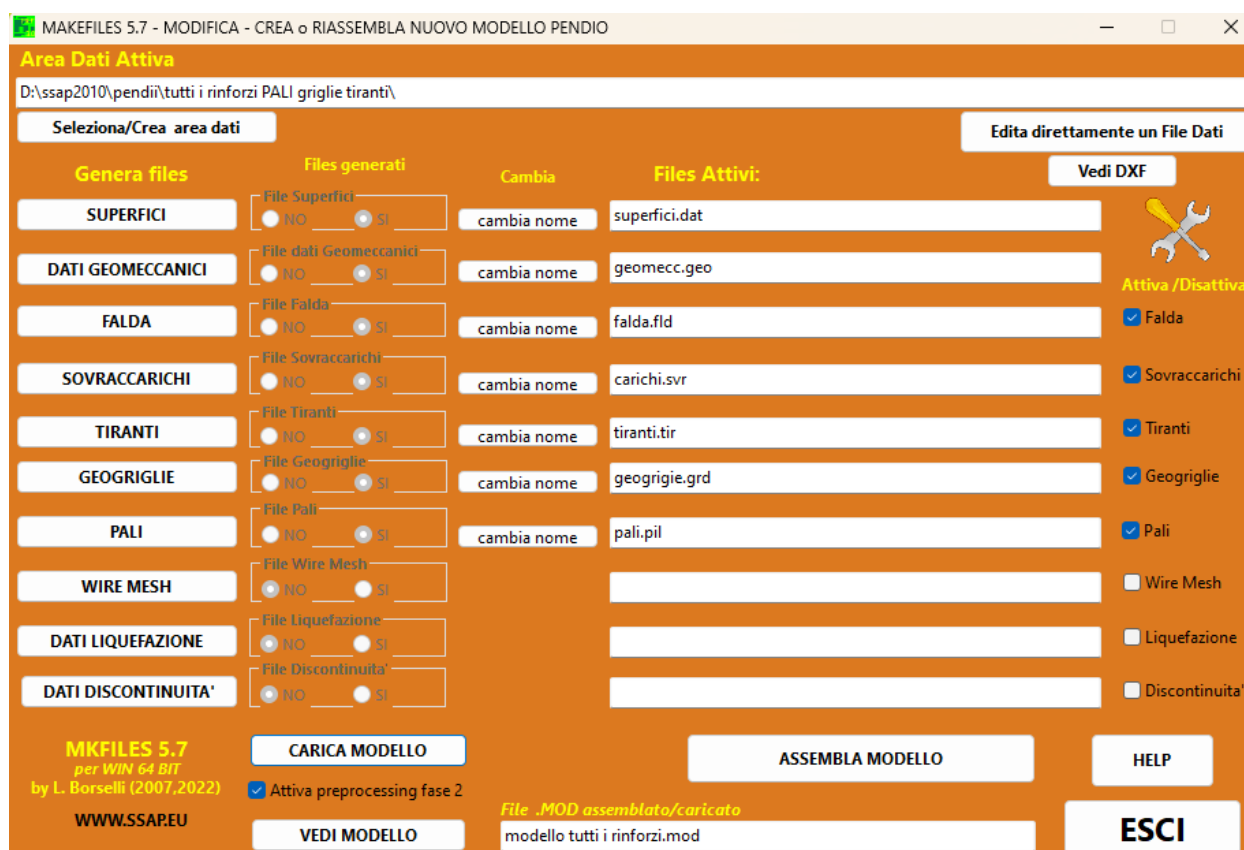


Fig. 4.1

La cartella per i dati può essere cambiata in ogni momento, tuttavia si consiglia di farlo inizialmente in modo da ubicare bene l'area dove verranno scritti i files del modello e il file .MOD (fig. 4.2). Successivamente è possibile cambiare la cartella di lavoro e effettuare un'altra sessione di assemblaggio dei dati

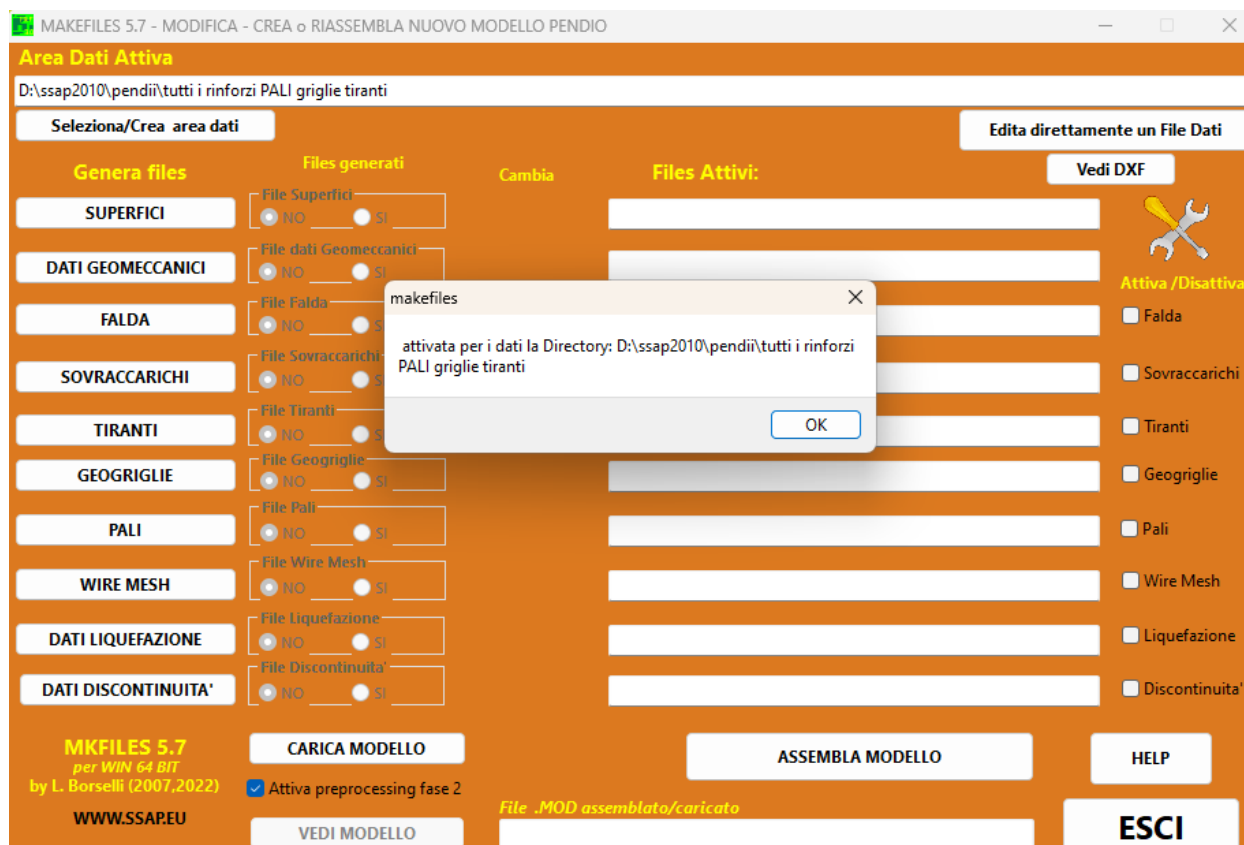


Fig. 4.2

Sul lato sinistro della finestra appaiono una serie di pulsanti corrispondenti ai vari tipi di files. Ognuno dei pulsanti attiva una specifica scheda di creazione ed editazione, diversa per ogni tipo di file dati.

Ad esempio cliccando sul pulsante **Superfici** si attiverà la scheda per la creazione dei dati della geometria degli strati secondo la struttura e convenzioni indicate nel capitolo 3 del manuale di SSAP.

La particolarità di **MAKEFILES** è che è possibile visualizzare sempre contemporaneamente la struttura del file dati mentre esso viene creato anche in modo semiautomatico. Inoltre è anche possibile editare direttamente i dati nella scheda in corso di creazione.

Ad esempio nel caso della costruzione del file SUPERFICI (contenente le coordinate della superficie topografica e degli strati), premendo l'apposito bottone nella finestra principale, apparirà una finestra di dialogo dove viene richiesto di indicare il nome di un nuovo file da creare o dove è possibile selezionare un file dati .DAT preesistente (fig. 4.3) , nel nostro caso SUPERFICI.DAT.

A questo punto appare una nuova finestra che consente di operare direttamente per la modifica, nel caso di un file nuovo per l'inserimento dati (figura 4.4).

Nell'esempio illustrato in figura nel file "**Superfici.dat**" erano già presenti 3 superfici (3 strati). A questo punto l'operatore può **modificare le coordinate già inserite** editandole nella finestra che visualizza in tempo reale il contenuto del file .DAT o **aggiungere nuovi nodi allo strato 3** o **aggiungere un nuovo strato successivamente**, ovvero i nodi corrispondenti allo strato 4.

È inoltre possibile **aggiungere una intera serie di dati di coordinate XY** provenienti da altri programmi. Per fare questo è sufficiente preparare un file di dati con lo stesso formato del file .FLD descritto nel capitolo 3. Ad esempio in files con due colonne di coordinate XY provenienti da un profilo topografico estratto, ad esempio, da un file DXF o DWG compatibile con Autocad.

Inoltre è possibile la **importazione semiautomatica di coordinate estratte da files DXF** preesistenti (vedasi sezione 4.2.4 per una descrizione dettagliata).

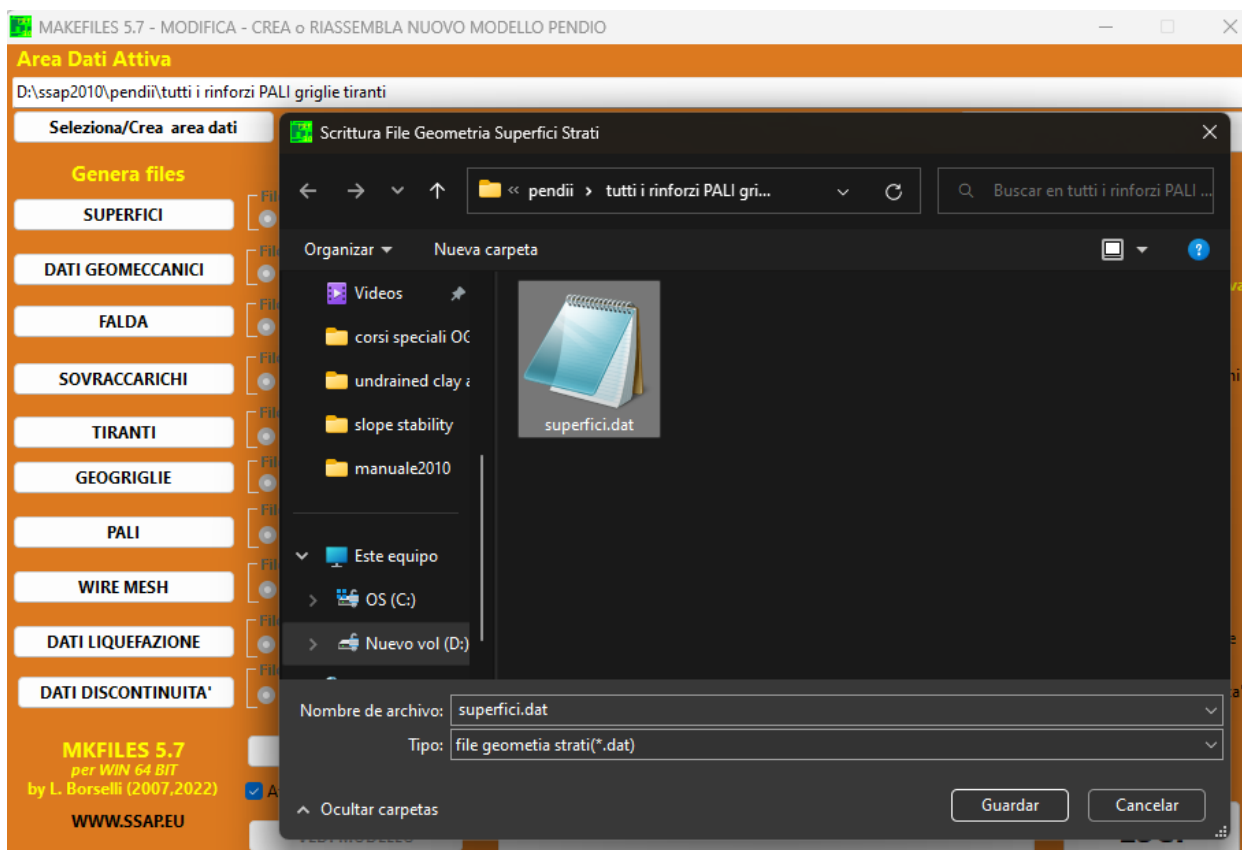


Fig. 4.3

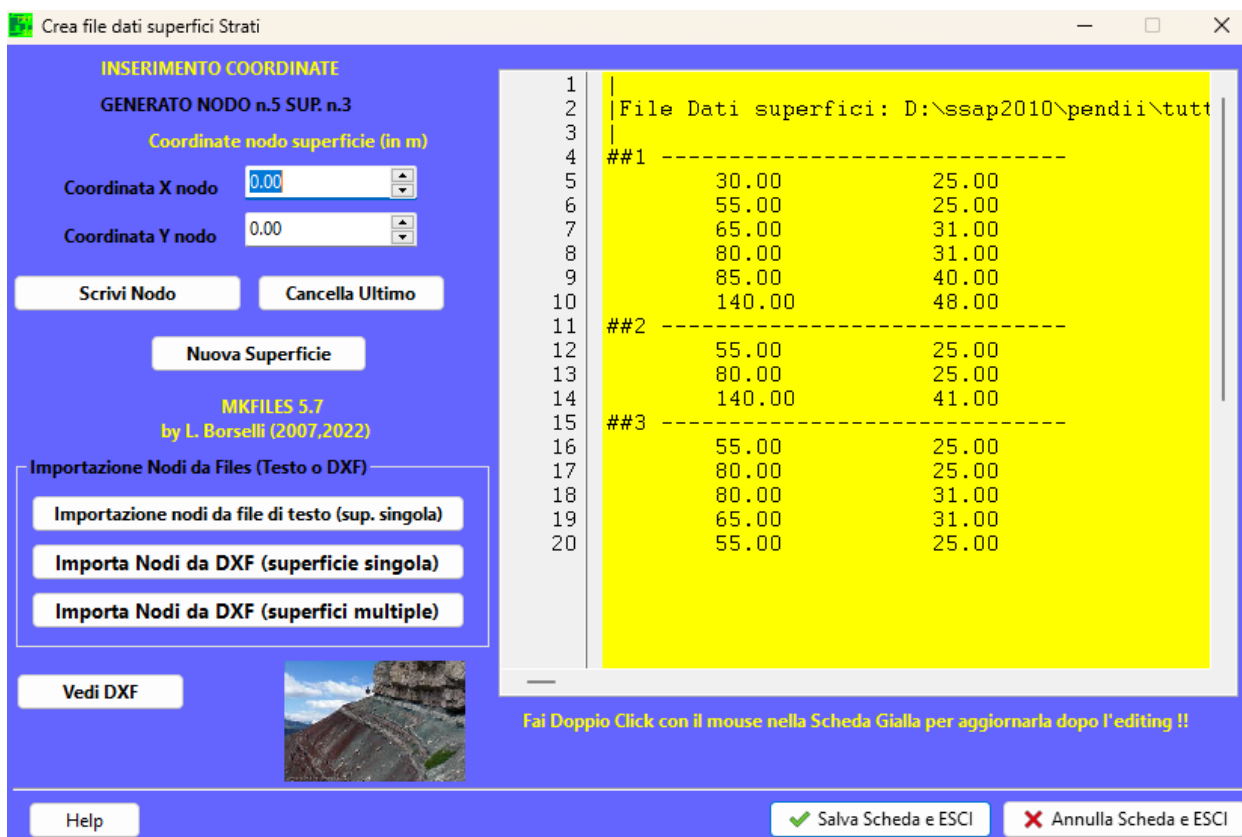


Fig. 4.4

Completato il lavoro di edizione e inserimento si può salvare la scheda ritornando alla finestra principale, dove il file acquisito verrà indicata nella colonna dei files attivi pronti per l'assemblaggio nella lista del file .MOD (fig. 4.5).

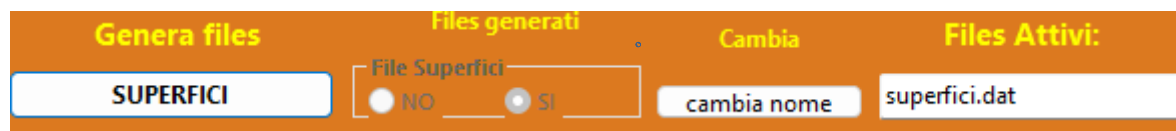


Fig. 4.5

Se si desidera è possibile cambiare il nome del file attivo o salvare quello appena creato con un altro nome premendo il pulsante **CAMBIA NOME**.(fig. 4.5)

A questo punto si procede oltre ad esempio con la **creazione o il caricamento del file con i parametri geotecnici** (ad esempio del file (“**Geomecc.geo**”). (fig. 4.6)

Nel caso della creazione di un nuovo file l’utente deve inserire nelle apposite caselle i parametri geotecnici e premere il pulsante per aggiungere i dati di ogni nuovo strato.

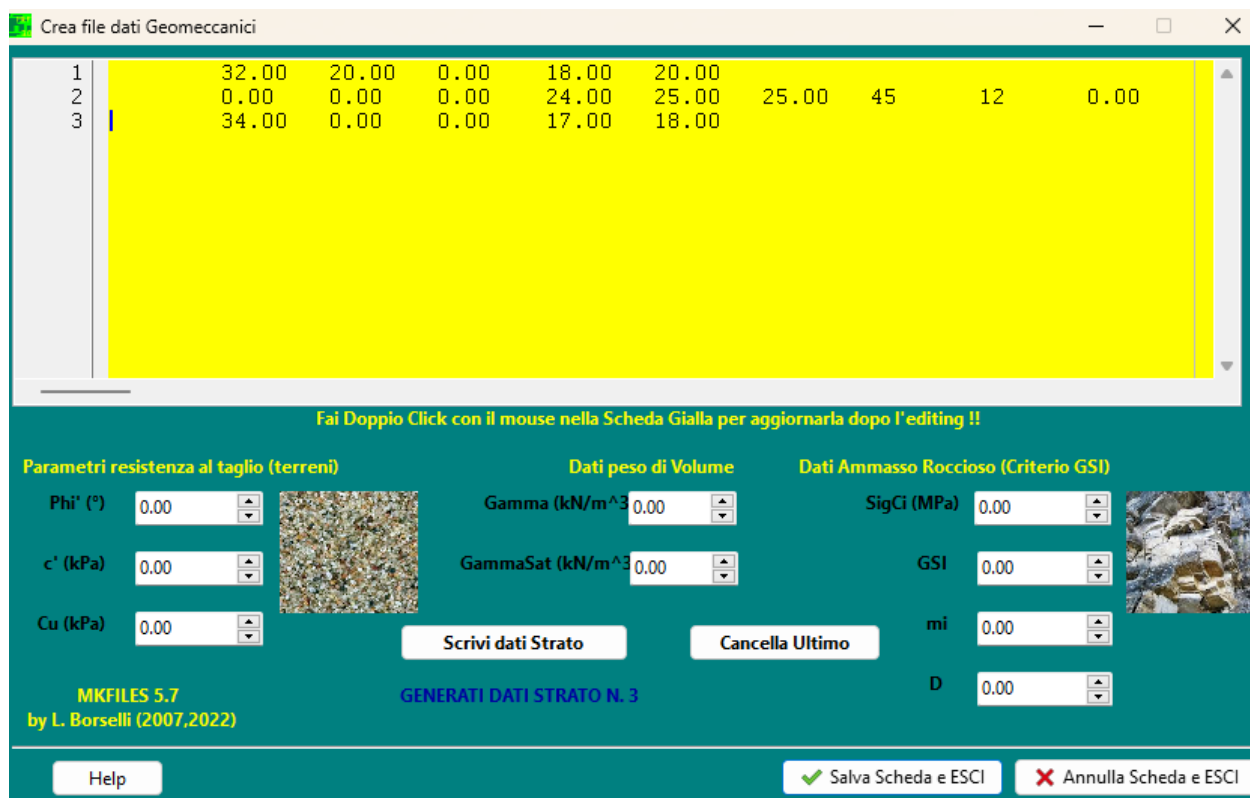


Fig. 4.6

Il salvataggio della scheda produrrà un nuovo elemento nella colonna dei files attivi pronti per l’assemblaggio nella lista del file. MOD . (fig. 4.7)



Fig. 4.7

Per l’inserimento di un file **.FLD (coordinate profilo della falda)** si procede (fig. 4.8) in modo analogo al precedente file **.DAT**. In questo caso vengono inserite manualmente le coordinate XY del profilo della falda, secondo le convenzioni indicate per il file **.FLD** nel capitolo 3. Anche in questo caso è possibile caricare le coordinate da un preesistente file dati ASCII con le coordinate

da inserire, disposte su due colonne, o utilizzare la procedura semi-automatica di importazione da un file DXF preesistente (vedasi procedura descritta nella sezione 4.2.4)

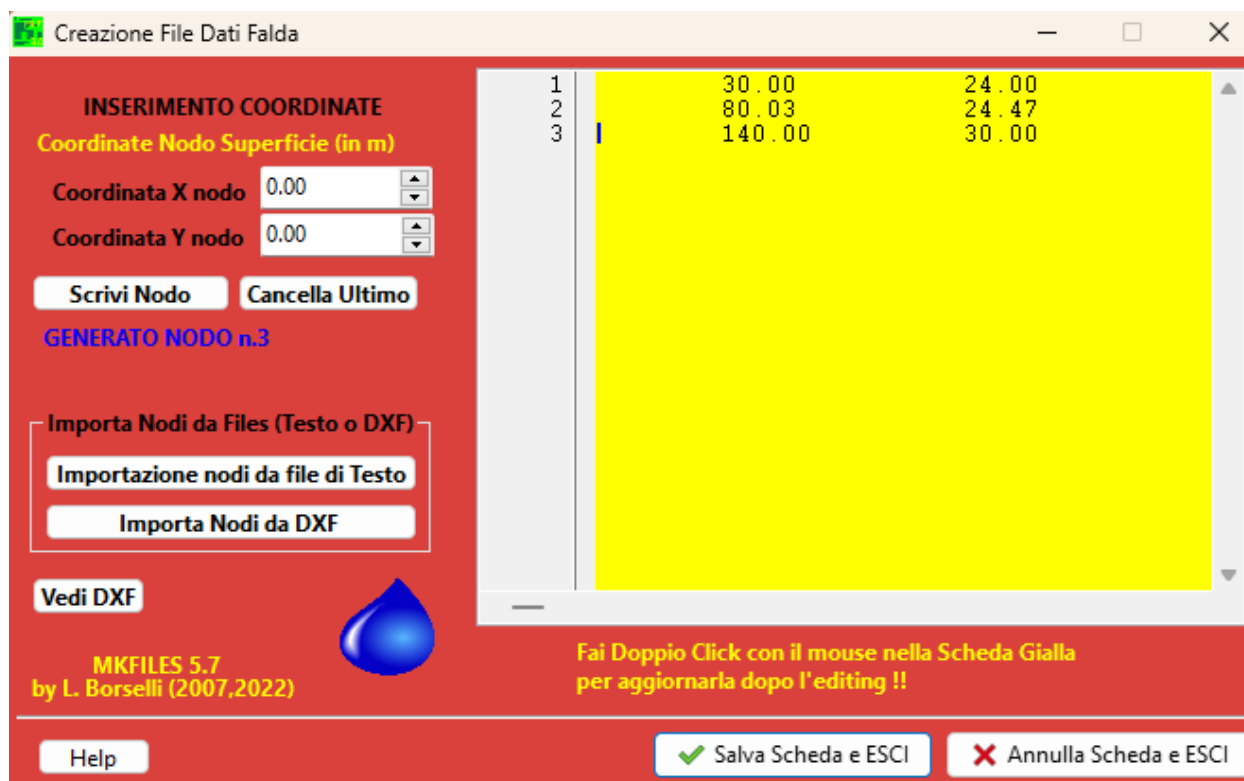


Fig. 4.8

Dopo il salvataggio della scheda è possibile visualizzare nella finestra principale l'inserimento del nuovo file tra i files dati pronti per l'assemblaggio nella lista del file .MOD. (fig. 4.9).

Se necessario si può procedere in modo analogo con tutti gli altri tipi di files e alla fine avremo visibile una lista completa dei files dati pronti per essere assemblati nel file .MOD. (fig. 4.9).

A questo punto è sempre possibile cambiare ciascuno dei singoli files o cambiare il loro nome clonando il contenuto e premendo il corrispondente bottone [cambia nome]. Inoltre è possibile disattivare dalla lista dei files alcuni dei files disattivando la spuntatura a destra. (fig. 4.9).

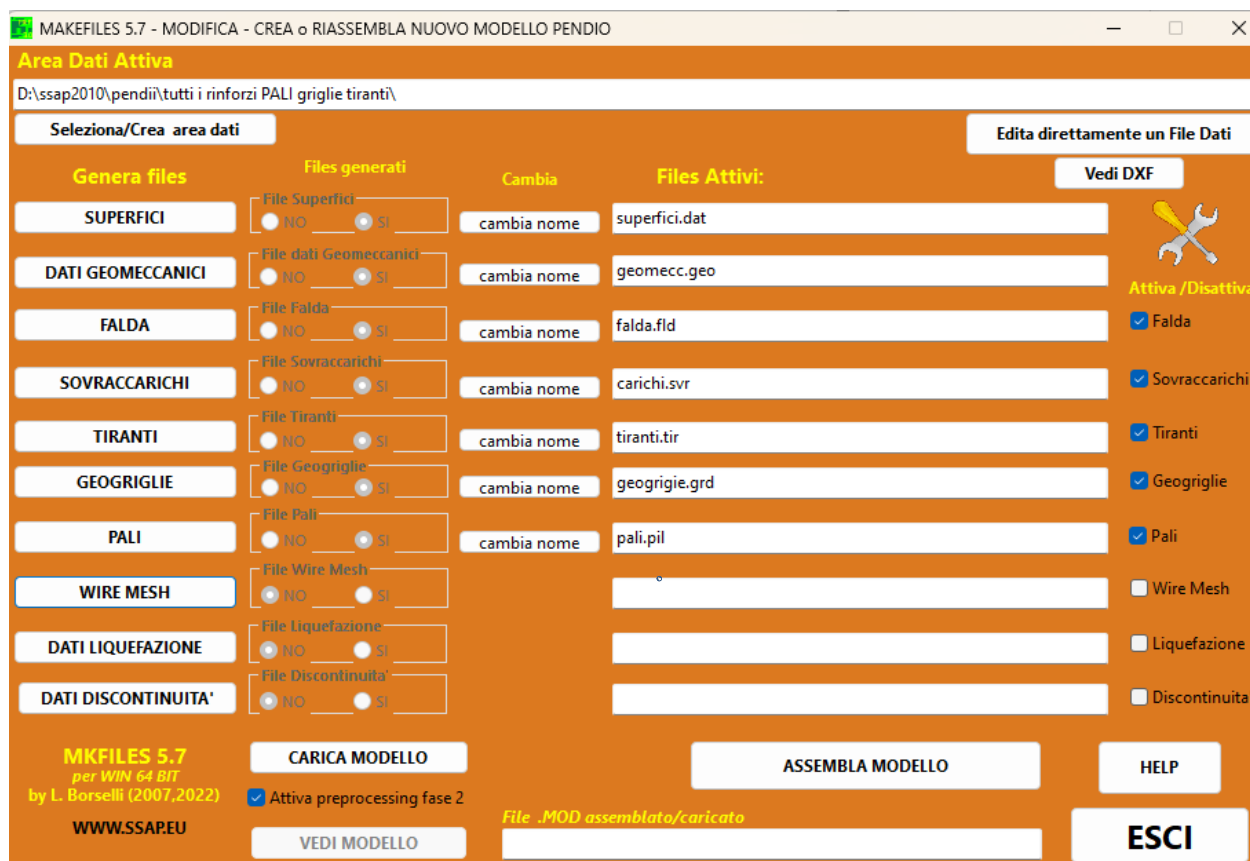


Fig. 4.9

Una volta che la lista dei files è completa premendo il pulsante **ASSEMBLA MODELLO** è possibile creare in un file .MOD (fig. 4.10) il nostro modello definitivo del pendio, che ricordiamo è una sorta di lista di componenti con indicati tutti i files dati che compongono la informazione complessiva del nostro pendio. Un apposito messaggio indicherà lo stato del file .MOD prodotto (fig. 4.11). Vi saranno alcune segnalazioni di errore qualora alcuni files, come i files relativi alle superfici o ai parametri geomeccanici, non siano stati creati o se il numero di superfici e il numero di strati indicati nei files dati divergono (fig. 4.12).

In questa eventualità l'utente può creare o ricreare nuovamente i files corrispondenti chiamando l'apposita voce nel menù o editare (se questi sono già presenti). I files dati possono essere anche editati in maniera indipendente con il programma di editazione testi che può essere lanciato con l'apposito bottone nella finestra principale in alto a destra.

**L'assemblaggio automatico verrà completato con successo solo se non verranno registrati errori da parte dell'operatore nell'inserimento dei dati (fig. 4.10).** Questi errori vengono verificati utilizzando la nuova **procedura di preprocessing** (fig. 4.11) che è **illustrata nelle appendici B e L di questo manuale**

Alla fine una volta che il nuovo file .MOD è stato assemblato senza errori abbiamo la possibilità di visualizzare direttamente il modello grafico del pendio cliccando su bottone **Vedi modello** (fig. 4.12). In questo caso verrà attivata la medesima procedura di SSAP per visualizzare i grafici DXF del modello del pendio caricati dal programma. MAKEFILES impiega lo stesso motore grafico di SSAP per la generazione dei files DXF. La visualizzazione grafica del modello assemblato è importante perché consente di vedere se esistono errori nella sua creazione e nelle impostazioni geometriche (vedasi la figura 4.13)

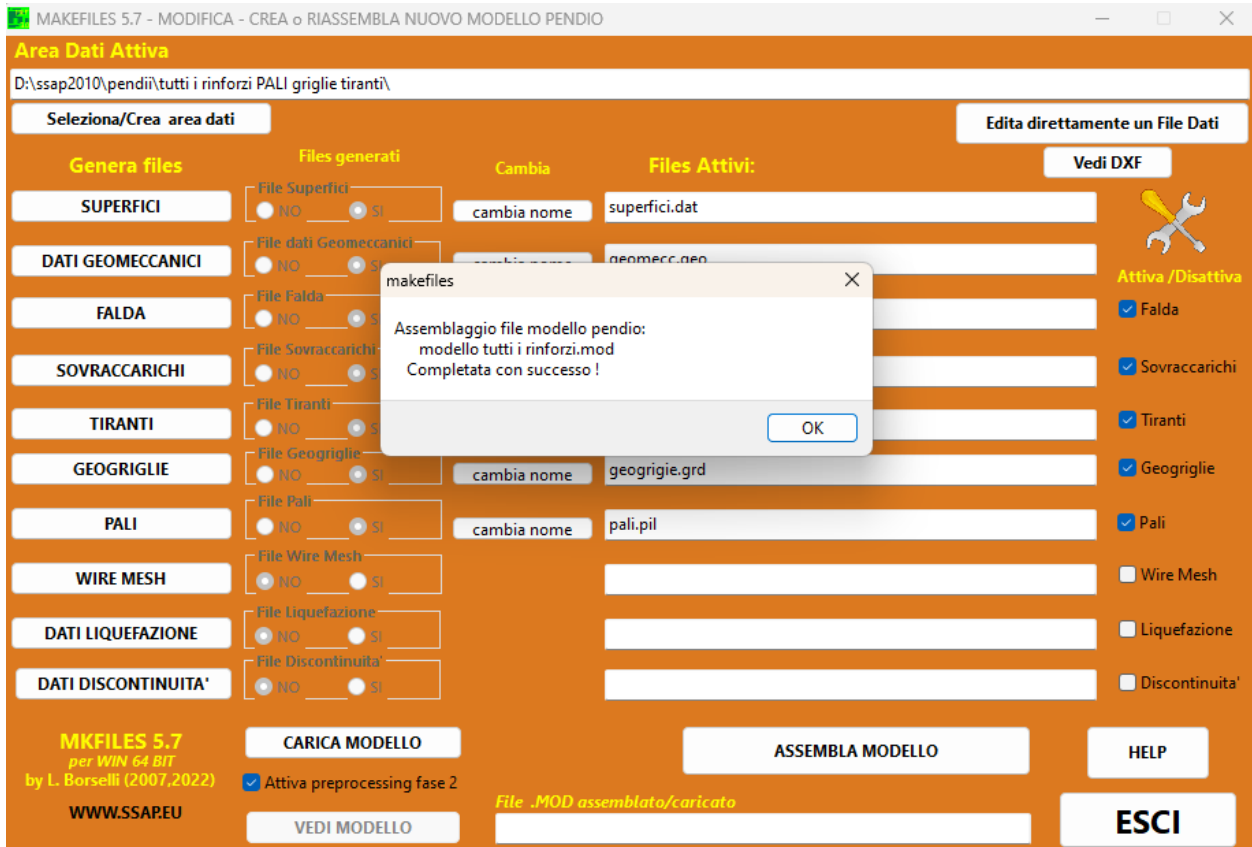


Fig. 4.10

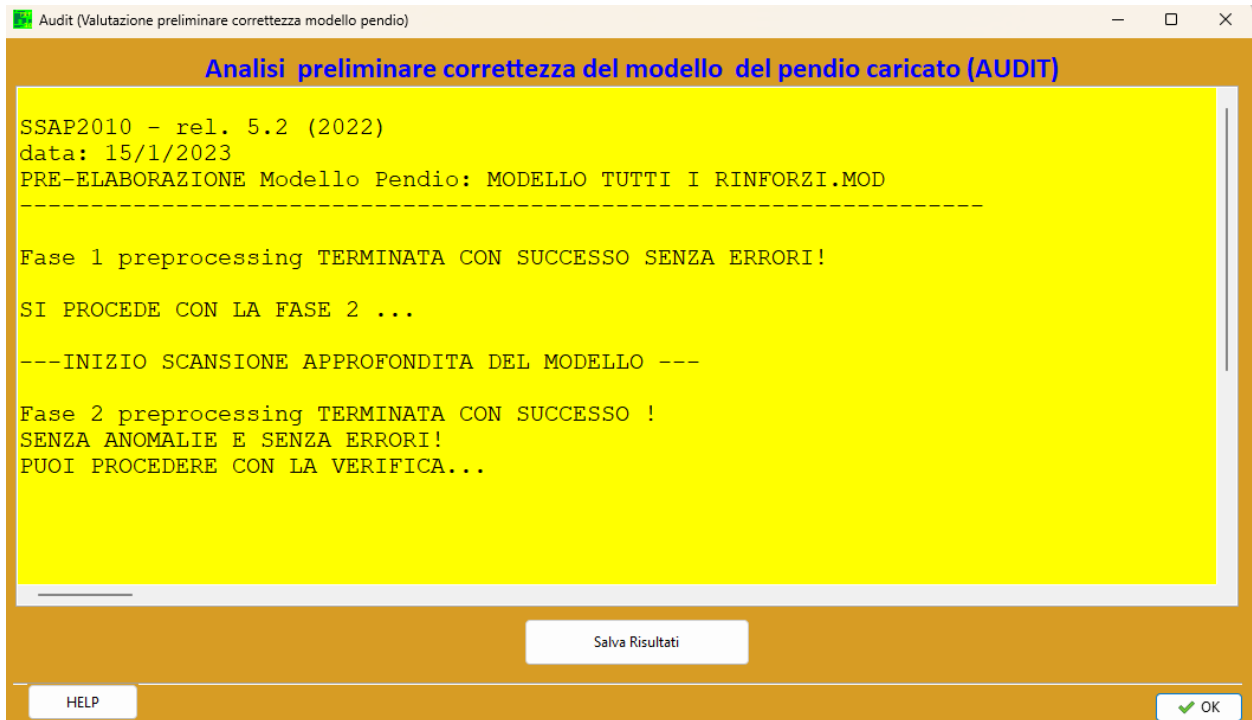


Fig. 4.11



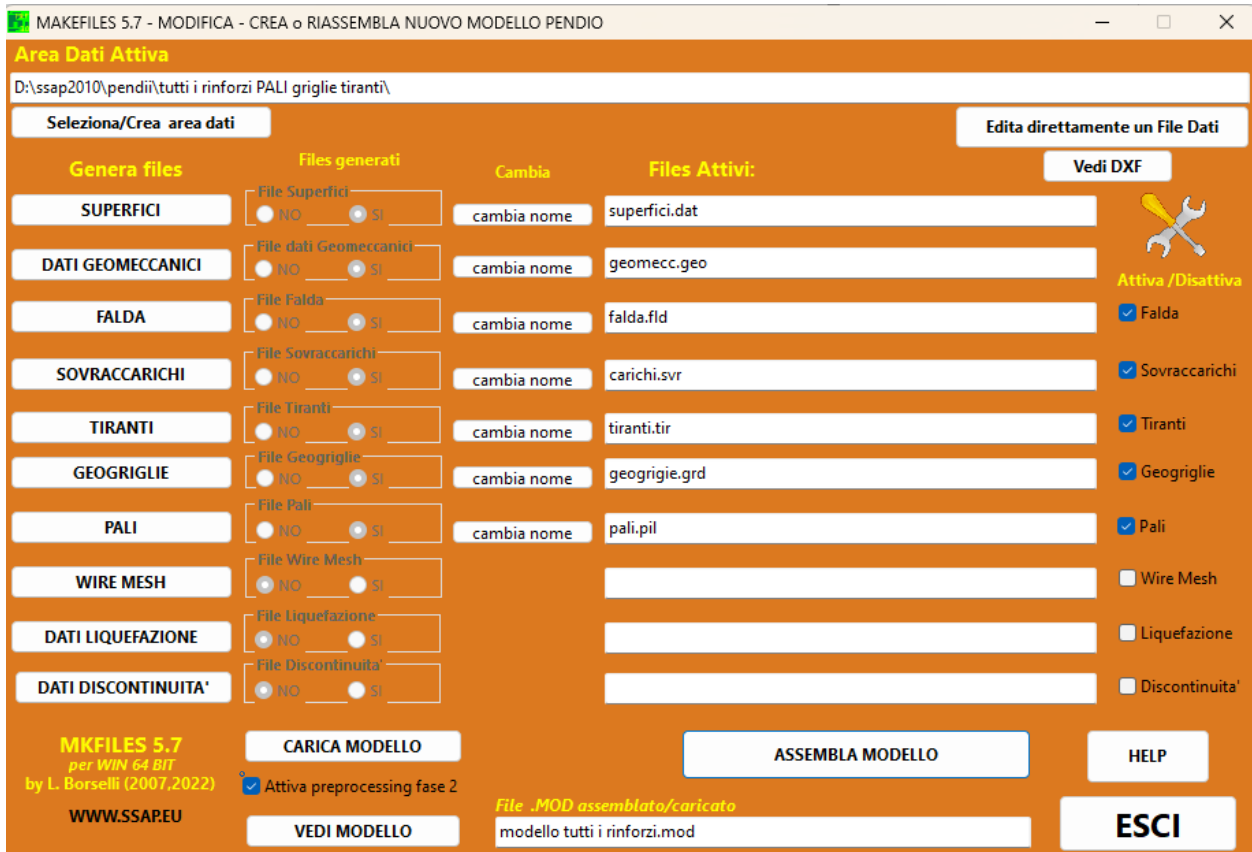


Fig. 4.12

SSAP 5.2 (2022) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu  
 SSAP/DXF generator rel. 2.3 (2022)

Data : 15/1/2023  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati # -----

N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI ..	mi ..	D ..
1	32.00	20.00	0	18.00	20.00	0	0	0	0
2	0	0	0	24.00	25.00	25.00	45.00	12.00	0
3	34.00	0	0	17.00	18.00	0	0	0	0

Sn --> Sovraccarico

Presenza Tiranti/Ancoraggi (Per i dati vedi il report)  
 Presenza Geogriglie (Per i dati vedi il report)  
 Presenza Palificate (Per i dati vedi il report)

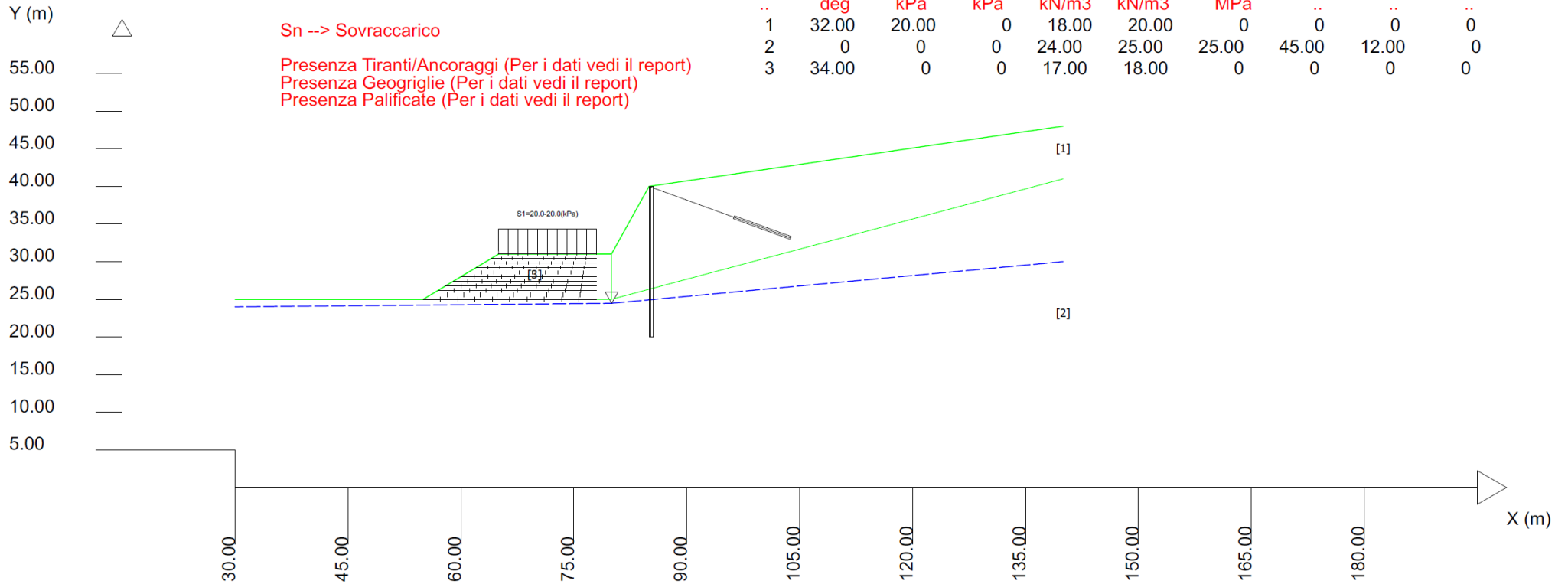


Fig. 4.13

## 4.2.2 Caricamento o Modifica di un modello preesistente

In basso a destro della finestra principale vi è la possibilità di caricare o modificare un modello di pendio preesistente (precedentemente registrato in un file .MOD ). Per fare questo è sufficiente premere il pulsante **Carica Modello (fig. 4.14)**.

Dopo questa operazione la finestra principale apparirà come indicato nella figura 4.14, Una volta caricato il modello la lista completa dei files che lo compongono (.dat, .geo, .fld, .svr, .tir, .grd, .pil, .wrm, .liq, .jrc) sarà possibile effettuare le seguenti operazioni

- Visualizzazione grafica del modello del pendio caricato. premendo il bottone Visualizza modello
- Disattivare alcuni dei files caricati (es. il file .fld per generare una variante del modello senza falda. e successivamente assemblare un nuovo file .MOD associato al nuovo modello.
- Creare un clone di uno dei files caricati, premendo il bottone Cambia Nome, premettendo così di generare un clone temporaneo dello stesso file ma con il nome cambiato che può essere successivamente editato variando alcune delle coordinate o parametri
- Caricare o generare un files diverso, es un file .fld, diverso con un profilo di falda diverso e successivamente assemblare un nuovo file .MOD associato al nuovo modello.

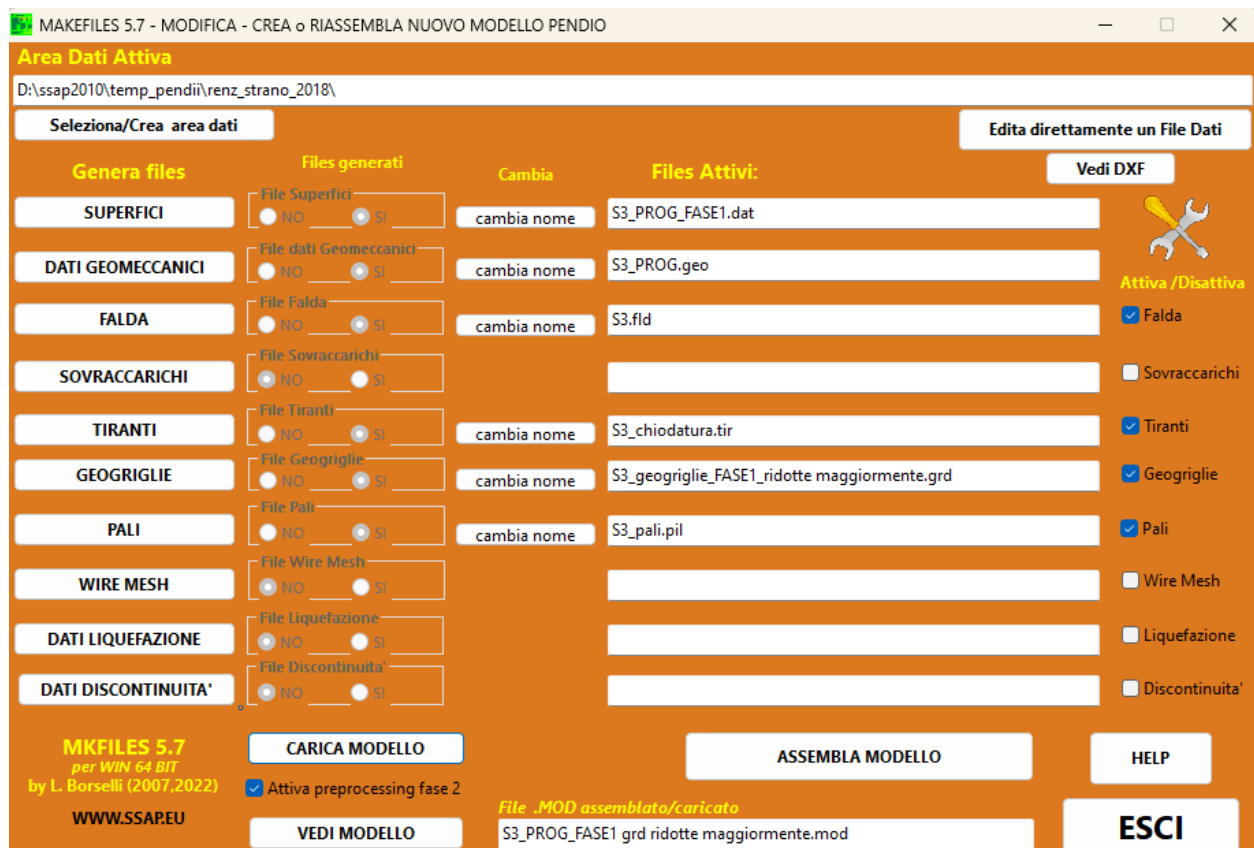


Fig. 4.14

### 4.2.3 Video Didattici su assemblaggio files del modello del pendio.

Alla pagina <https://www.ssap.eu/videos.html> esistono links a alcuni video disponibili su un canale dedicato di [www.youtube.com](https://www.youtube.com) (canale: Lorenzo Borselli) mostrano, in vivo, le procedure descritte di seguito, partendo da esempi pratici. Consiglio comunque i lettori a far ricorso a questa opportunità'.

Uno di questi video include anche la **funzionalità di importazione delle superfici di strati e falda direttamente da files in formato DXF** senza la necessità di digitare le coordinate di ciascuno dei nodi di queste superfici. *Si consiglia comunque ai lettori di far ricorso a questa nuova opportunità.*

### 4.2.4. Procedura di importazione semiautomatica superfici da file DXF.

È possibile la importazione delle superfici di strati e falda **direttamente da files in formato DXF**, senza la necessità di digitare le coordinate di ciascuno dei nodi di queste superfici. Questa è una funzione estremamente importante che permette di ridurre in modo considerevole i tempi necessari per l'assemblaggio dei file del modello del pendio. La procedura si basa sulla possibilità di effettuare una scansione del DXF (formato AutoCAD compatibile versione 14 e superiori) generando una lista di entità (**esclusivamente POLILINEE**) che rappresentano le superfici potenzialmente importabili. Il sistema permette di visualizzare contemporaneamente il file DXF analizzato e da cui si importeranno le superfici.

La lista delle entità importabili è presentata in una finestra, in primo piano nella figura 4.15. Le entità che sono poligoni chiusi vengono indicati nella lista insieme a alcune caratteristiche distintive di ogni entità per facilitare la assegnazione definitiva nel file **.DAT** o **.FLD** (figura 4.16)

Uno dei video disponibili nella sezione <https://www.ssap.eu/videos.html> mostra tutta la procedura, insieme a con commenti audio dell'autore. Alla fine nella scheda di inserimento delle superfici è possibile visualizzare il risultato ottenuto questa volta senza digitare alcun nodo ma semplicemente filtrando il contenuto di un file DXF con la sezione grafica del pendio e dei suoi strati. (figura 4.17). La stessa procedura può essere ripetuta per la costruzione del file **.FLD** (profilo della falda)

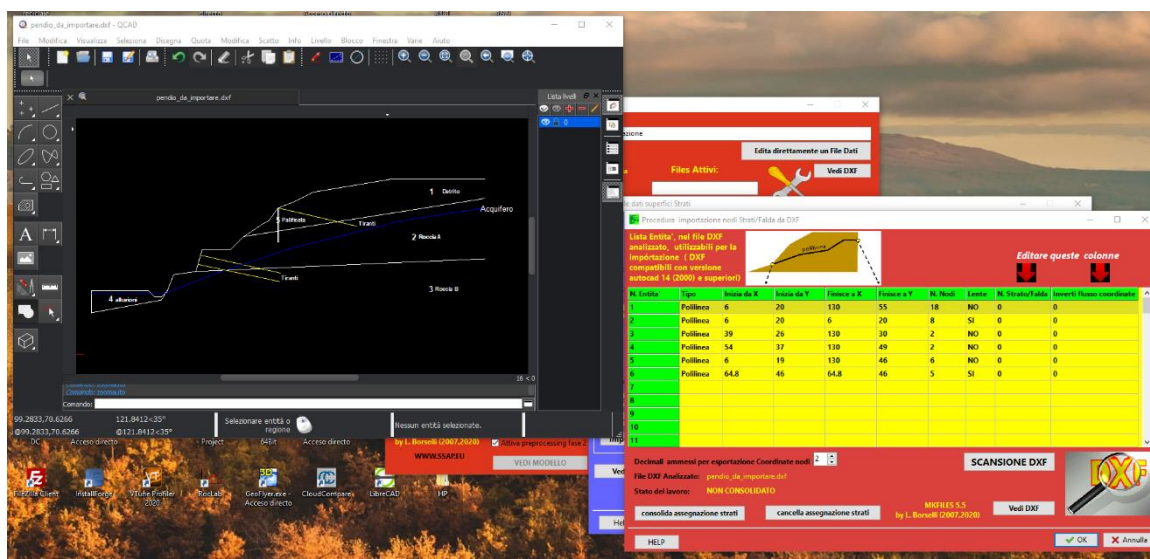



Fig. 4.15

Procedura importazione nodi Strati/Falda da DXF

Lista Entita', nel file DXF analizzato, utilizzabili per la importazione ( DXF compatibili con versione autocad 14 (2000) e superiori)



Editare queste colonne

N. Entita'	Tipo	Inizia da X	Inizia da Y	Finisce a X	Finisce a Y	N. Nodi	Lente	N. Strato/Falda	Inverti flusso coordinate
1	Polilinea	6	20	130	55	18	NO	0	0
2	Polilinea	6	20	6	20	8	SI	0	0
3	Polilinea	39	26	130	30	2	NO	0	0
4	Polilinea	54	37	130	49	2	NO	0	0
5	Polilinea	6	19	130	46	6	NO	0	0
6	Polilinea	64.8	46	64.8	46	5	SI	0	0
7									
8									
9									
10									
11									

Decimals ammessi per esportazione Coordinate nodi: 2

File DXF Analizzato: pendio\_da\_importare.dxf

Stato del lavoro: NON CONSOLIDATO

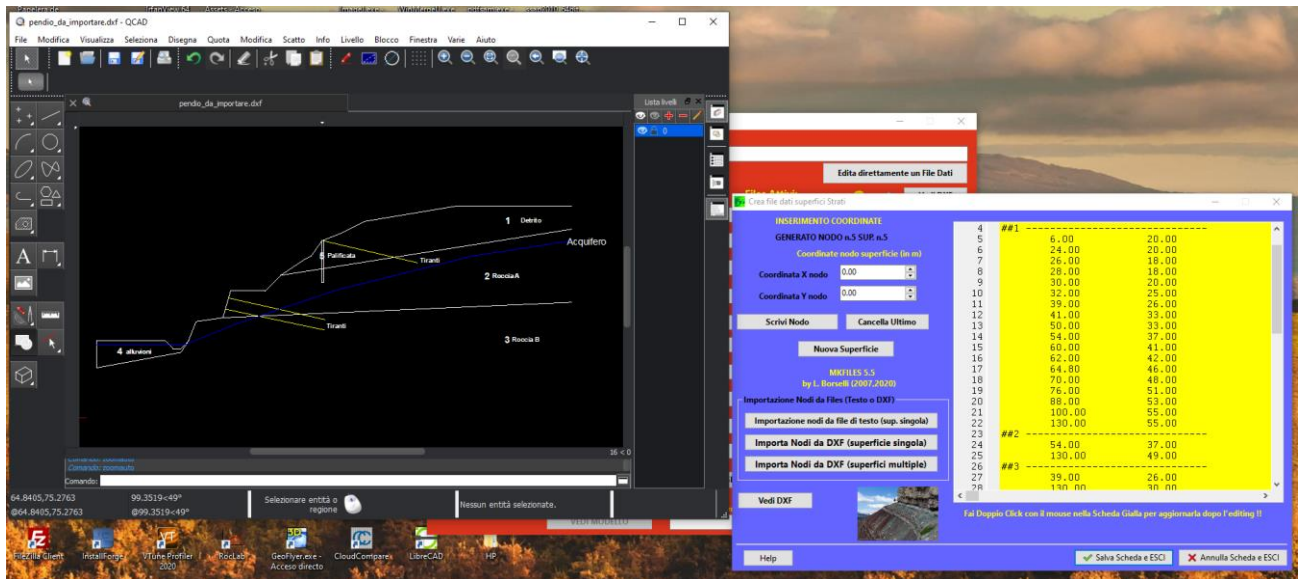
consolida assegnazione strati    cancella assegnazione strati

MKFILES 5.5 by L. Borselli (2007,2020)

SCANSIONE DXF    Vedi DXF

HELP    OK    Annulla

Fig. 4.16



pendio\_da\_importare.dxf - QCAD

INSERIMENTO COORDINATE

GENERATO NODO n.5 SUP. n.5

Coordinate nodo superficie (in m)

	4	#1	6,00	20,00
5	24,00	20,00		
6	26,00	18,00		
7	28,00	18,00		
8	30,00	18,00		
9	30,00	25,00		
10	32,00	25,00		
11	39,00	25,00		
12	41,00	33,00		
13	50,00	33,00		
14	54,00	37,00		
15	60,00	41,00		
16	62,00	42,00		
17	64,80	46,00		
18	70,00	48,00		
19	76,00	51,00		
20	88,00	53,00		
21	100,00	55,00		
22	130,00	55,00		
23				
24	54,00	37,00		
25	130,00	49,00		
26				
27	39,00	26,00		
28	130,00	30,00		

Importazione Nodi da File (Testo o DXF)

Importazione nodi da file di testo (sup. singola)

Importa Nodi da DXF (superficie singola)

Importa Nodi da DXF (superfici multiple)

Vedi DXF

Salva Scheda e ESCI    Annulla Scheda e ESCI

Fig. 4.17

### 4.3 TIPI DI FILES DATI

Si ricordano di seguito le estensioni dei files per i dati caratteristici del pendio:

<i>Estensione</i>	<i>Tipo di file</i>
<b>*.geo</b>	dati geomeccanici strati
<b>*.fld</b>	coordinate profilo falda
<b>*.dat</b>	coordinate profilo strati
<b>*.svr</b>	posizione ed entità dei sovraccarichi
<b>*.tir</b>	posizione e parametri di progetto tiranti
<b>*.grd</b>	posizione e parametri di progetto geogriglie
<b>*.pil</b>	posizione e geometria palificate
<b>*.wrm</b>	posizione e parametri reti in aderenza (wiremesh) ancorate
<b>*.liq</b>	dati liquefazione strati
<b>*.jrc</b>	dati famiglie di discontinuità ammasso roccioso secondo criterio Barton-JRC
<b>*.mod</b>	<b>modello pendio (ingloba una lista dei files precedenti)</b>

Si ricorda che i files con estensione **\*.MOD** permettono di richiamare contemporaneamente tutti i files dati che definiscono il modello del pendio dato dall'utente. In pratica i files **.MOD** sono un dettagliato elenco dei files che il programma deve caricare prima di eseguire i calcoli delle verifiche di stabilità.

### 4.4 CONTROLLO FILES DATI

Prima di iniziare le operazioni di calcolo della verifica di stabilità è necessario controllare che tutti i files necessari siano presenti su disco. Inoltre l'utente potrà controllare, se lo ritiene necessario, che i dati introdotti siano stati effettivamente scritti nei files corrispondenti e nel formato corretto e desiderato.

**L'operazione di inserimento dei dati, di creazione dei files che definiscono il modello del pendio e il loro controllo successivo, costituiscono una operazione sicuramente tediosa, ma è assolutamente necessario che l'utente vi ponga la massima cura ed attenzione.**

SSAP, al momento del caricamento dei files dati per iniziare una sessione di lavoro e verifica di stabilità, effettua una serie di controlli preliminari volti a **evidenziare e se possibile correggere automaticamente alcuni errori comuni** come ad esempio:

1. Presenza di righe vuote nei files dati;
2. Valori numerici decimali con la virgola come separatore decimale.

Una volta che i files del modello del pendio sono creati su disco, insieme al file **.MOD** che contiene il loro elenco, è possibile utilizzare il lavoro precedentemente fatto ogni volta lo si desidera, richiamando il file **.MOD** dal programma di verifica di stabilità senza effettuare ulteriori controlli.

Naturalmente alcune anomalie possono verificarsi e di fatto esse vengono segnalate da messaggi particolari alla fine della verifica di stabilità. Molto spesso queste anomalie sono legate al mancato rispetto delle convenzioni geometriche usate da SSAP per definire strati e falda. Vedasi pertanto le convenzioni nel cap. 3 .

### 4.5 EDITING FILES DATI

I files di dati precedentemente creati con il programma di utilità possono successivamente essere editati con un programma di editazione per file ASCII come ad esempio **ATPAD.EXE** che è un programma freeware, di utilizzo libero, per la editazione di files di testo. Questo programma

presente nel pacchetto di SSAP2010 già configurato e pienamente utilizzabile, senza bisogno di configurazione.

Nel caso si desideri utilizzare un programma di editazione diverso, nel **file di configurazione SSAP2010.INI** può essere indicato il percorso completo e il nome del programma di editazione dei file di testo alternativo che si vuole utilizzare. (Vedasi appendice G: installazione e configurazione di SSAP) per i dettagli sopra la configurazione del file SSAP2010.INI.

## **4.6 FILES DATI PARTICOLARI**

### **4.6.1 - I files \*.SIN.**

I files con estensione \*.SIN per convenzione contengono le coordinate XY delle superfici di scivolamento singole che l'utente desidera verificare senza utilizzare i motori di ricerca.

I files devono essere costruiti manualmente con un programma per editore di testi come ATPAD che può essere richiamato direttamente dal programma SSAP dal menù utilità. Le convenzioni per i file \*.SIN sono presentate nel capitolo 3.

Una volta conclusa una verifica di stabilità globale si ricorda che è possibile esportare la superficie con FS minimo trovata, nella forma di un file .SIN, mediante la procedura di esportazione automatica della superficie che si attiva con il pulsante ESPORTA SUPERFICI, nella finestra principale di SSAP

### **4.6.2 - I files \*.PAR.**

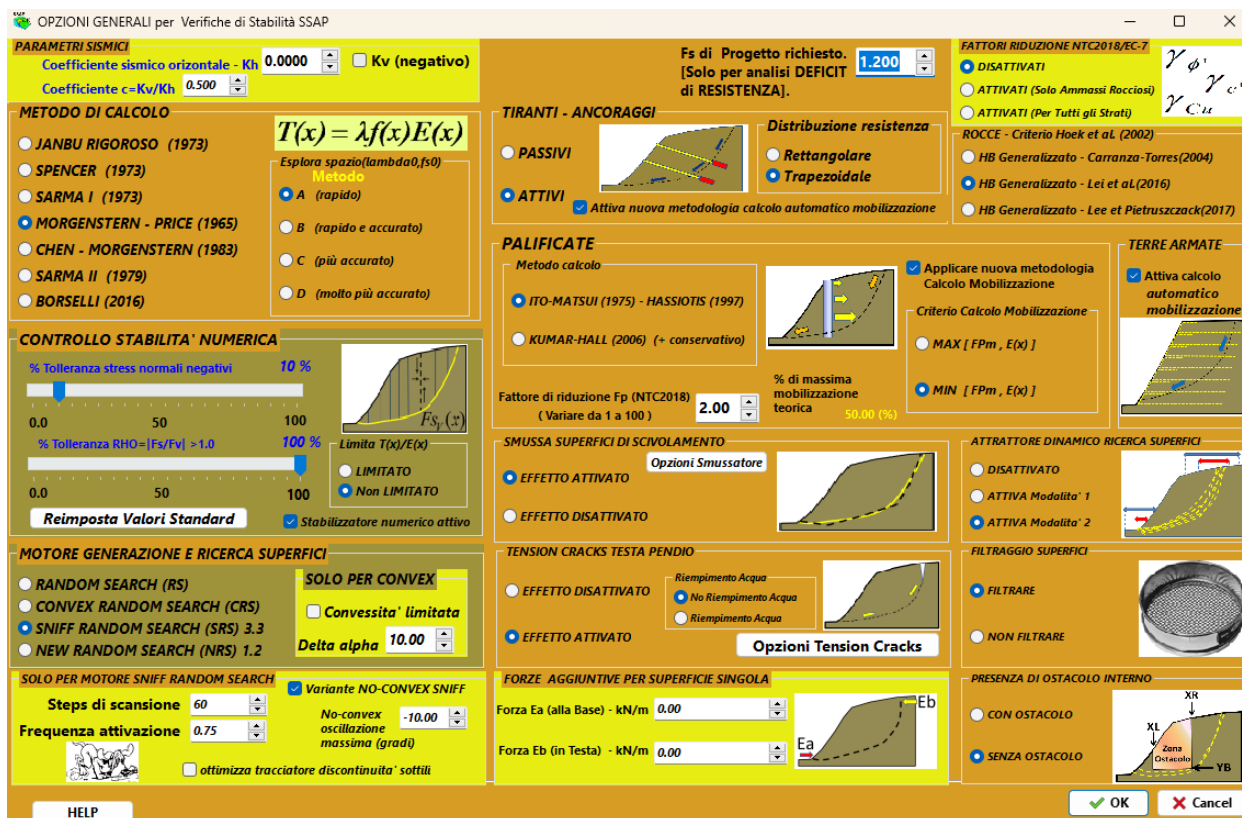
A partire dalla versione SSAP 4.5.2 è possibile salvare dopo una verifica di stabilità tutte le impostazioni della verifica e alcune informazioni del file del modello del pendio associato alla verifica eseguita.

Queste informazioni sono salvate in un file con estensione **.PAR**. Il file .PAR può essere usato per tenere un registro delle impostazioni utilizzate, ma soprattutto ha la sua prima utilità nella possibilità di eseguire in un'unica operazione il caricamento di un modello del pendio (.MOD) e tutte le impostazioni usate durante una precedente verifica. Questa operazione permette un considerevole risparmio di tempo quando si desidera ripetere più volte una verifica e tenere un registro delle diverse varianti utilizzate esplorando le diverse possibilità' offerte dal SSAP.

Il file **.PAR** è automaticamente generato dal programma quando l'utente lo richiede (vedi cap. 5) e non richiede di essere editato. Si consiglia di non editarlo. Il file .PAR è un comune file di testo e può comunque essere letto da un qualunque programma di visualizzazione ed editazione di file di testo.



## CAPITOLO 5 -DENTRO AL PROGRAMMA SSAP



### 5.1 INTRODUZIONE

In questo capitolo verrà trattata in dettaglio l'utilizzazione pratica del programma e verrà fornita spiegazione di tutti i singoli parametri di input che l'utente deve (o può) indicare durante il lavoro.

Il programma è strutturato mediante una console di comando principale che racchiude tutti i più importanti strumenti a disposizione che permettono di attivare le varie funzioni del programma (vedasi immagine precedente).

Questo sistema semplificato di interfaccia grafica permette di avere sotto controllo in ogni momento quello che il software sta facendo e di attivare tutti le procedure di calcolo, i controlli principali (setup delle verifiche e di lanciare gli strumenti ausiliari di lavoro come quelli per visualizzare gli input/output in modo grafico grafici o di editare i files dati o di richiamare altri strumenti di lavoro esterni (es. **MAKEFILES.EXE**).

Le varie funzionalità della console principale sono attivabili facendo un click con il mouse sopra i corrispondenti bottoni. Nella parte centrale della console vi è il cosiddetto monitor di controllo che permette di visualizzare i principali parametri caricati e impostati per la verifica di stabilità, nonché di visualizzare in tempo reale il processo di verifica e i risultati parziali.

Nelle sezioni precedenti verranno illustrate in dettaglio le varie funzionalità.

### 5.2 STRUMENTI ATTIVABILI DALLA CONSOLE DI COMANDO PRINCIPALE

Le voci del menu principale sono indicate con una serie pulsanti che possono esser attivati con il mouse. Per maggiore comodità dell'utente i pulsanti sono raggruppati in gruppi funzionali che rappresentano le funzioni di base del programma: es. caricamento e visualizzazione modello del pendio; setup verifica, avvio verifica, risultati, strumenti vari (figura 5.1).



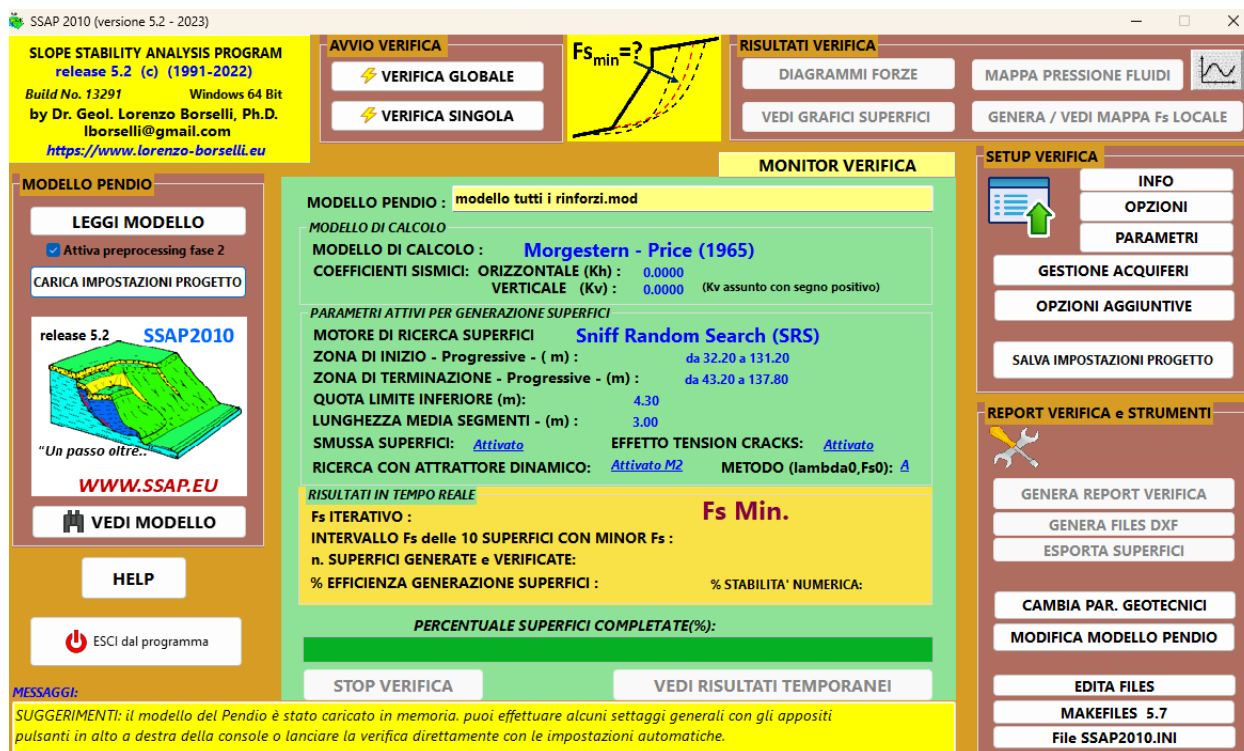


Fig. 5.1

### 5.2.1 MODELLO PENDIO

**Letture del file dati del Modello del Pendio** e operazione di pre-processing con analisi della configurazione stratigrafica del pendio. Durante questa operazione vengono attivati una parte considerevole degli algoritmi che consentono il riconoscimento automatico della stratificazione presente, propedeutica ai calcoli per le verifiche di stabilità (fig. 5.2), come pure possono essere caricati sia il modello che le impostazioni di verifica e progetto salvate in precedenza.



fig. 5.2

## Leggi Modello

Selezione e lettura del file con estensione **.MOD** contenente i dati relativi al modello del pendio da analizzare. Dopo la lettura del file **.MOD** e di tutti gli altri files contenenti i dati relativi ai vari elementi che compongono il pendio, viene effettuata una **pre-elaborazione del modello (preprocessing)**. Il *preprocessing* viene effettuato in due fasi :

- **FASE 1:** Vengono verificati alcuni degli errori più gravi che possono generare un blocco del programma. In questo caso se i test non hanno un esito positivo non si può procedere alla verifica. In ogni caso vengono date indicazioni precise per correggere gli errori riscontrati.
- **FASE 2:** Vengono verificati, con una analisi più approfondita, anche altri tipi di errori gravi che possono generare possibili anomalie di calcolo. Anche in questo caso se i test non hanno un esito positivo non si può procedere alla verifica.

In ogni caso vengono sempre date indicazioni precise per correggere gli errori riscontrati. Il registro degli errori riscontrati, visibile in una apposita finestra può essere salvato in un file di testo.

**La analisi di secondo livello (FASE 2) può essere disattivata al momento di caricare il modello con la speciale opzione sotto il bottone LEGGI MODELLO** . Però si consiglia di non farlo e di mantenerla attiva .

**La nuova procedura di *preprocessing* aiuta parecchio nella stesura del modello del pendio e permette sia di eliminare drasticamente molti errori e anomalie durante la esecuzione e sia di risparmiare tempo nella stesura del modello di pendio corretto.**

La procedura di *preprocessing* è attiva anche nel caso di costruzione, o caricamento, di un modello del pendio con il programma MAKEFILES.EXE. Come nel caso del caricamento di un modello con SSAP anche in questo caso alcuni messaggi indicheranno se questa operazione viene completata con successo o con errori.

## Carica impostazioni progetto

Premendo il bottone CARICA IMPOSTAZIONI PROGETTO, realizziamo la possibilità di eseguire in un'unica operazione sia il caricamento di un modello del pendio (.MOD) sia di tutte le impostazioni utilizzate durante una precedente verifica. Questa operazione permette un considerevole risparmio di tempo quando si desidera ripetere più volte una verifica e tenere un registro delle diverse varianti utilizzate esplorando le diverse possibilità offerte dal SSAP. Con questa bottone Il programma aprirà una finestra di dialogo per caricare un file con estensione **.PAR** dove le impostazioni erano state precedentemente salvate. In questo caso la procedura prosegue caricando prima il modello del pendio (file **.MOD**) associato alle impostazioni salvate e poi attiverà tutte le impostazioni salvate in precedenza. Normalmente il File **.PAR** e il file **.MOD** devono essere nella stessa cartella. In generale nel file **.PAR** è salvato il percorso completo del file **.MOD** attivo al momento del salvataggio delle impostazioni. Tuttavia successivamente può capitare che i files di dati vengano spostati (es. movendoli su un altro PC o in una cartella differente). Di conseguenza il programma cerca e carica il file **.MOD** associato nella stessa cartella dove è ubicato il file **.PAR**, nel caso che la cartella del percorso originale salvato non esista. **Il file .PAR con il salvataggio delle impostazioni di verifica è generato**

premando il bottone **SALVA IMPOSTAZIONI DI PROGETTO** nella sezione **SETUP VERIFICA** della finestra principale (Fig. 5.1).

### Vedi Modello

Visualizzazione grafica del modello del pendio caricato in memoria dopo la lettura dei file .MOD e la analisi preliminare dello stesso. Per la visualizzazione viene utilizzato lo strumento di visualizzazione di files AutoCAD DXF configurato come indicato nel capitolo 7.

### 5.2.2 HELP

Attivazione sistema di aiuto generale di SSAP con la visualizzazione una lista di voci dell'indice del manuale in Formato PDF. Il manuale verrà aperto automaticamente alla pagina dell'argomento desiderato. Il sistema fa uso del software freeware SUMATRAPDF (rel. 3.4.6 -64bit). In altre finestre del programma premendo il tasto HELP si attiva un sistema analogo ma contestuale. Si aprirà cioè la pagina del manuale relativa all'argomento della finestra attiva (fig. 5.3).

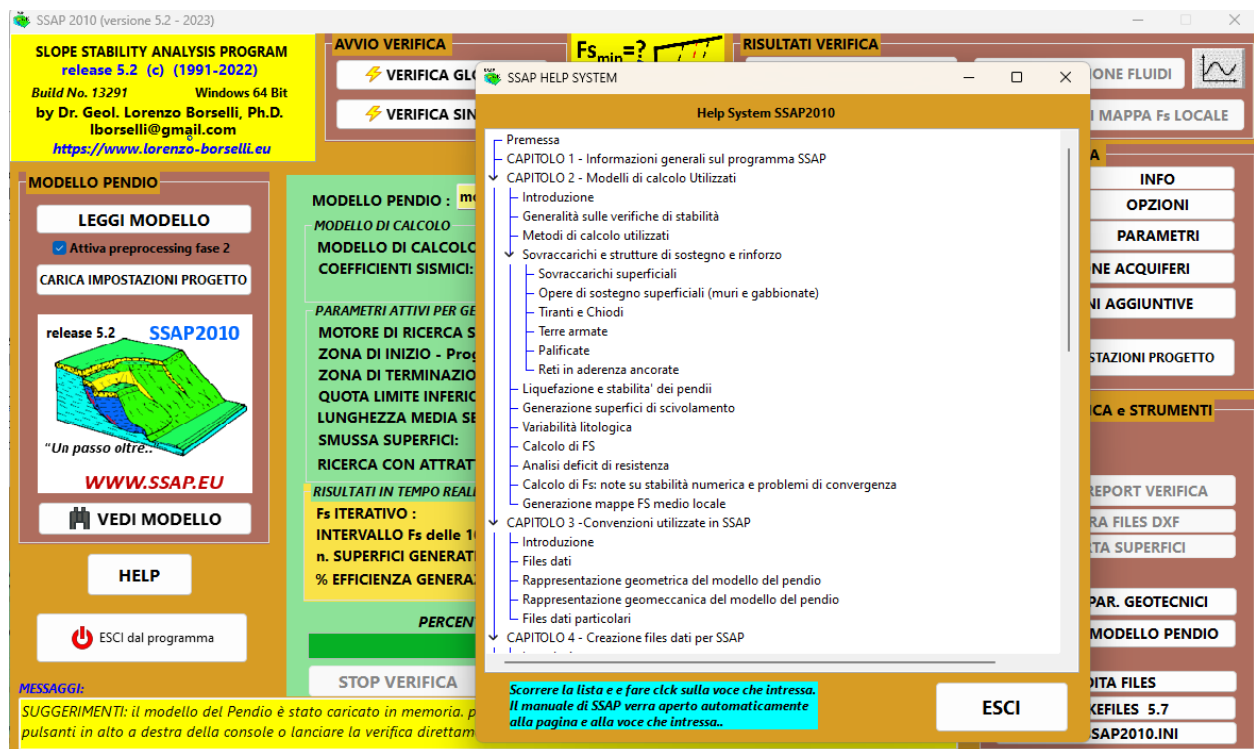


fig. 5.3

### 5.2.3 ESCI dal PROGRAMMA

Uscita incondizionata dal programma (figura 5.4).



fig. 5.4

### 5.2.4 AVVIO VERIFICA E RISULTATI

Pulsanti per l'avvio delle verifiche di stabilità e per la visualizzazione grafica dei risultati. Questi pulsanti sono attivati solo dopo che si è letto il file con il modello del pendio (fig. 5.5)

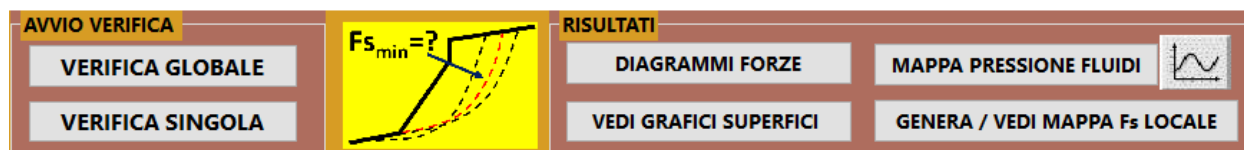


Fig. 5.5

#### Verifica globale

Attiva il **PROCESSO di verifica di stabilità con i parametri correnti del modello di pendio assunto**. Il processo di verifica è reso **TRASPARENTE** dal pannello di controllo, al centro della console della finestra principale, con la visualizzazione in tempo reale dei risultati delle verifiche e che può essere interrotto in ogni momento dall'utente premendo il tasto [**STOP VERIFICA**] per ritornare al menu principale del programma.

Premendo invece [**VEDI RISULTATI TEMPORANEI**] il processo ha una interruzione momentanea che permette di visualizzare e/o stampare i risultati temporanei.

La descrizione del pannello di controllo è la seguente. In una finestra dello schermo sono visualizzati tutti i parametri che monitorizzano il processo di verifica (fig. 5.6). Abbiamo infatti:

- Il numero delle superfici random generate con successo e delle quali è stato calcolato il Coefficiente di sicurezza **F<sub>s</sub>** ;
- Il valore iterativo di **F<sub>s</sub>**;
- L'intervallo di variazione di **F<sub>s</sub>** delle 10 superfici random alle quali corrispondono i 10 minori valori di **F<sub>s</sub>** calcolati, tra tutte le superfici fino a quel momento generate;
- Un parametro che esprime la percentuale di superfici random generate, conformi ai parametri forniti dall'utente, e comprese entro i limiti indicati, rispetto al totale delle superfici prodotte.
- Vi è inoltre una indicazione del motore di ricerca attualmente utilizzato e delle impostazioni aggiuntive (es. effetto *tension cracks*);

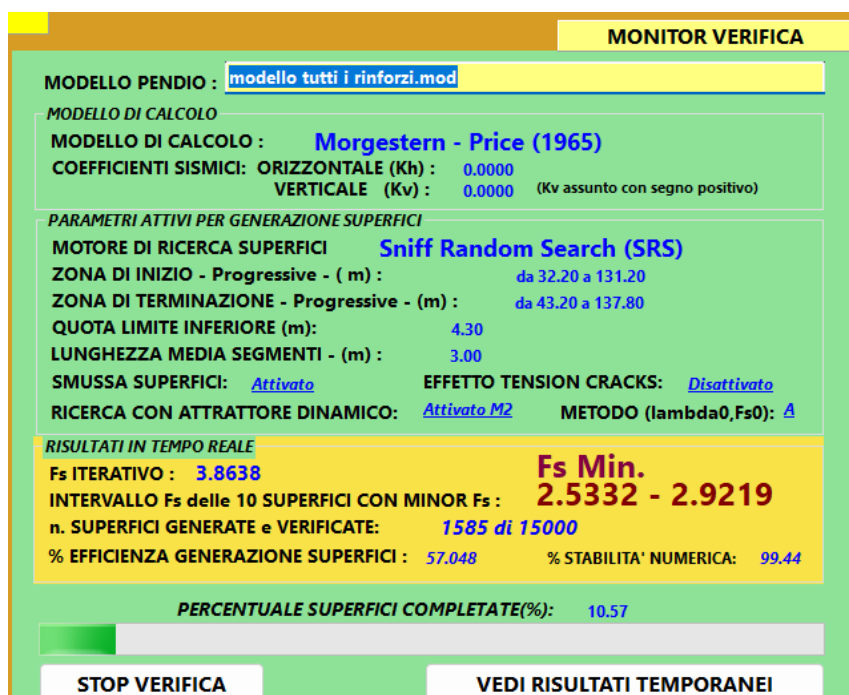


fig. 5.6

### Verifica Singola

**Lancia il processo di verifica di una superficie specifica indicata dall'utente.** Le coordinate della superficie sono indicate nei files \*.SIN. Vedasi il manuale per le convenzioni e la struttura dei files \*.SIN. Durante questa analisi può essere effettuata, in maniera opzionale, anche la determinazione del coefficiente sismico critico per il quale si ha, per la superficie singola indicata,  $FS=1.0$ .

### Diagrammi forze

**Risulta particolarmente importante visualizzare in modo grafico, dopo aver effettuato una verifica di stabilità, la distribuzione interna delle forze e delle pressioni.** Questo permette di evidenziare subito possibili anomalie e eventualmente scartare l'analisi fatta. I diagrammi sono visualizzati in modo combinato in una finestra che è possibile anche copiare, stampare e salvare in formati Bitmap e vettoriale (es. PDF) con il sistema di rendering grafico di GNUPLOT 5.4.5(<http://www.gnuplot.info>) utilizzato da SSAP.

Premendo il pulsante **Diagrammi forze** verrà visualizzata una nuova finestra con 2 bottoni. Premendo il pulsante **grafici base forze e pressioni** (figura 5.7) verrà generata una nuova finestra con i diagrammi delle forze e pressioni interne. Il contenuto della finestra in figura 5.7 può essere copiato in appunti e successivamente incollato in un file di Word. Premendo invece il pulsante **Distribuzione funzioni interconco** si visualizza una finestra con il diagramma della funzione interconco ( $f_x$ ) (figura 5.8)

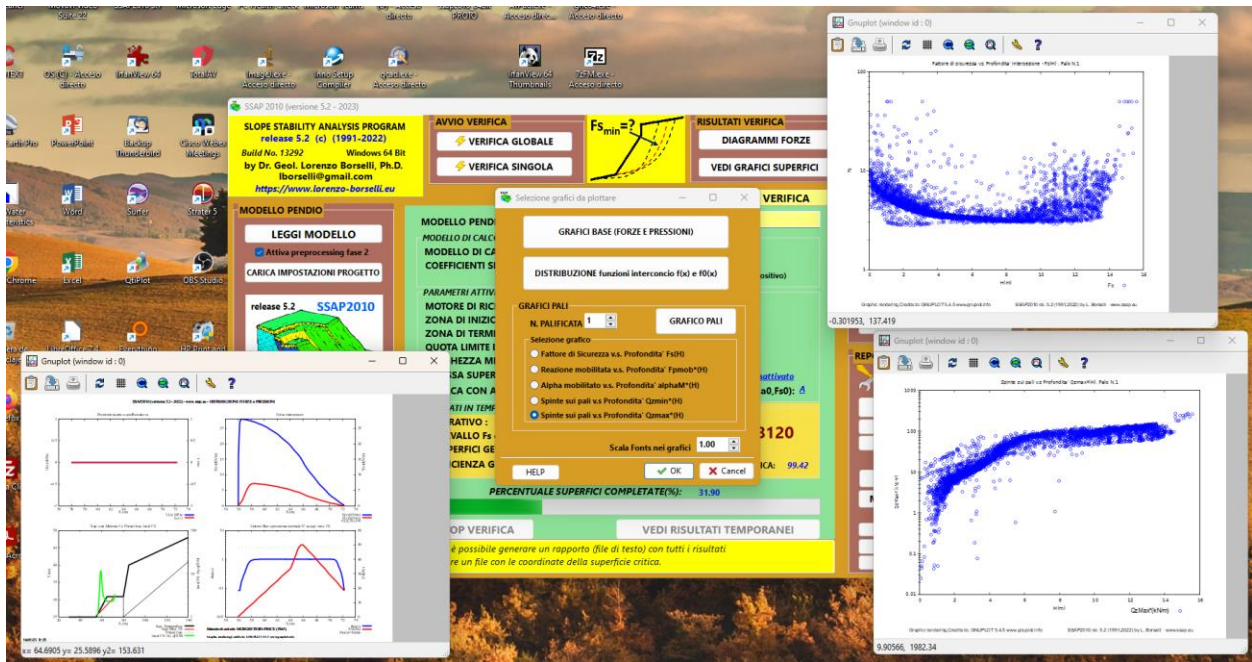
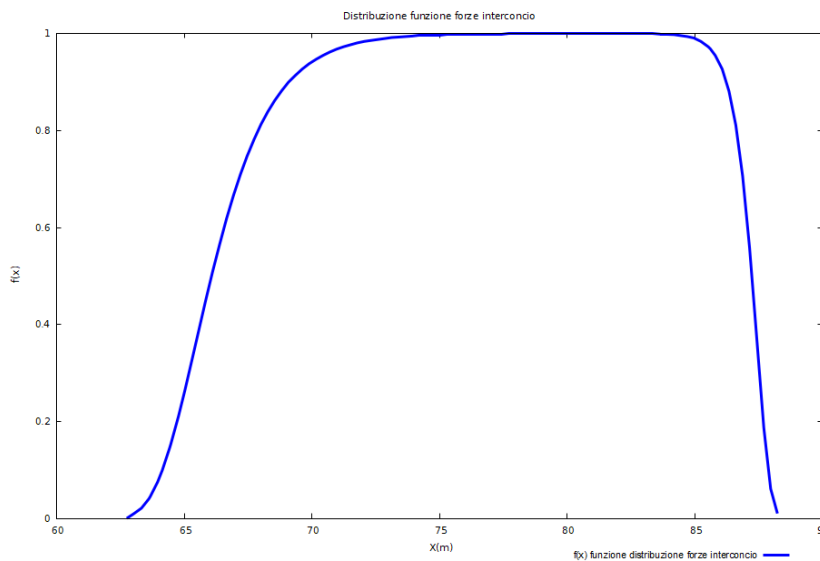


Fig. 5.7



Graphic rendering.Credits to: GNUPLOT 5.4.3 www.gnuplot.info

SSAP2010 rel. 5.1 (1991,2022) by L. Borselli - www.ssap.eu

Fig. 5.8

### Vedi Grafici Superfici

Visualizzazione grafica dei risultati della elaborazione con possibilità di stampa degli stessi. Viene attivata il programma di visualizzazione di files DXF configurato come indicato nel capitolo 7 del manuale. È possibile visualizzare in modo grafico il modello del pendio, i risultati della verifica di stabilità e di stampare o copiare i grafici relativi. Premendo il pulsante **Vedi Grafici Superfici** appare la finestra indicata in figura 5.9



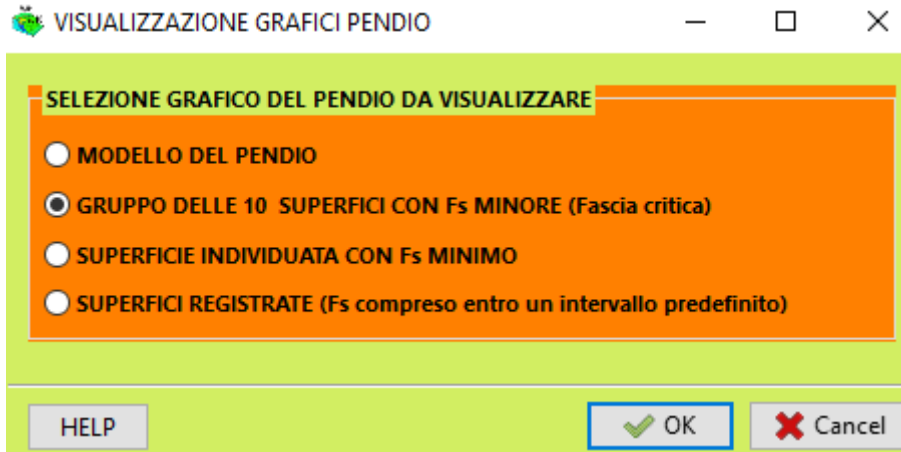


Fig. 5.9

Negli esempi in figura 5.10, 5.11, 5.12e 5.13 sono mostrati alcuni tipi di grafici. In figura 5.10 e 5.11 sono mostrati i grafici delle fascia delle 10 superfici con Fs minori risultato della verifica. In figura 5.12 il grafico mostra la serie di superfici registrate con FS entro uno specifico intervallo indicato dall'utente (es. Fs tra 0.8 e 1.1). La figura 5.13 mostra la superficie con FS minimo in assoluto.

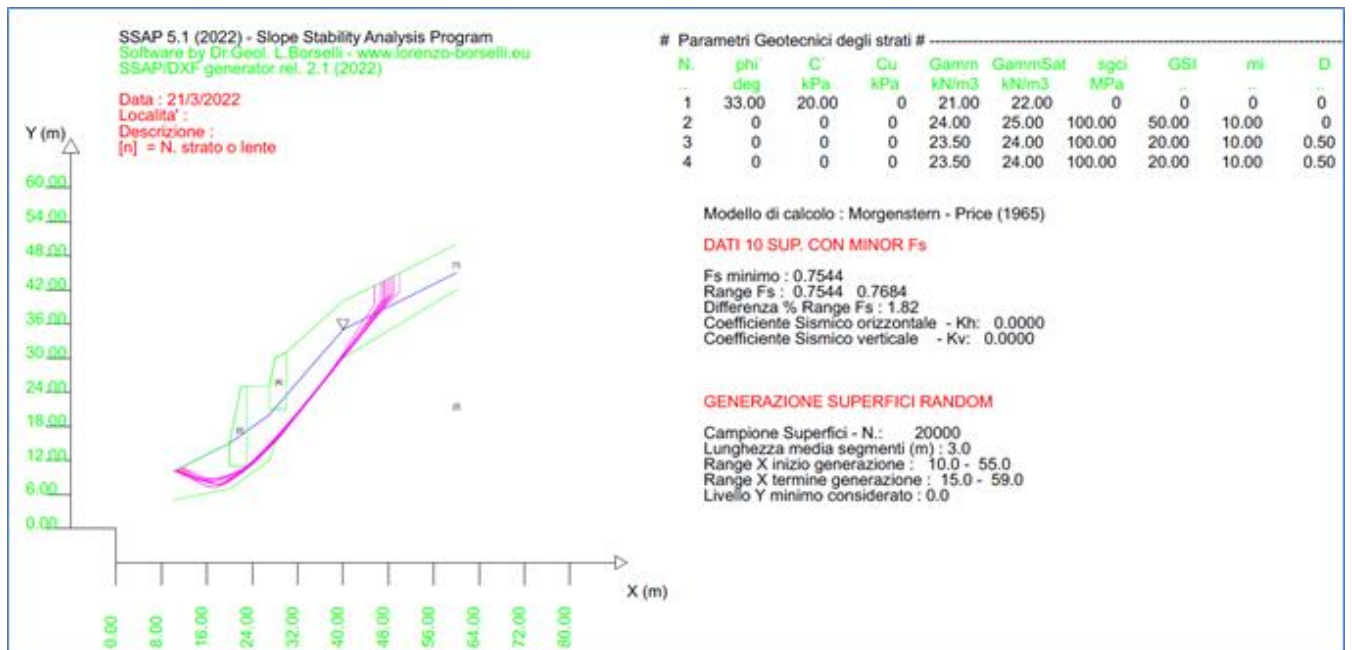


Fig. 5.10

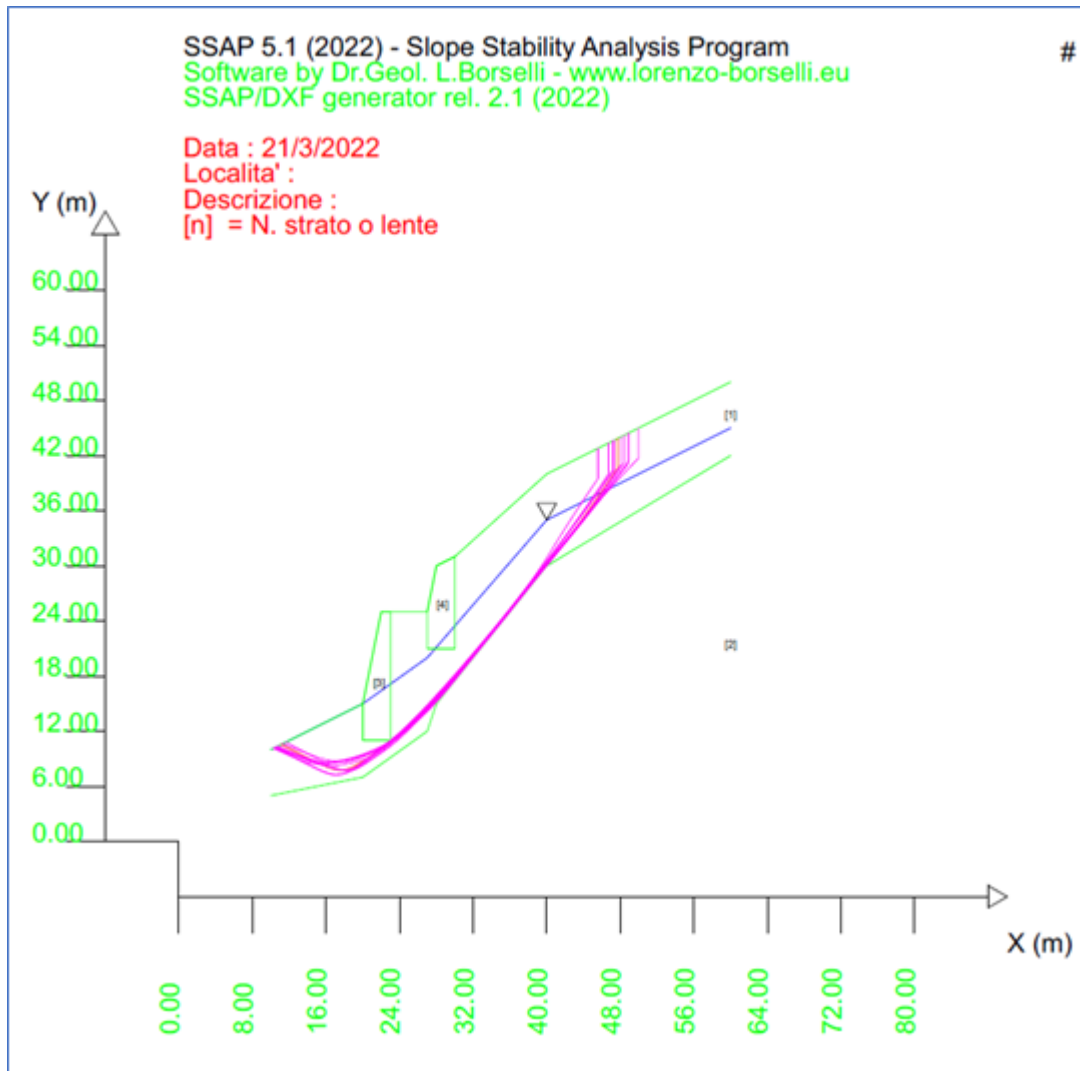


Fig. 5.11

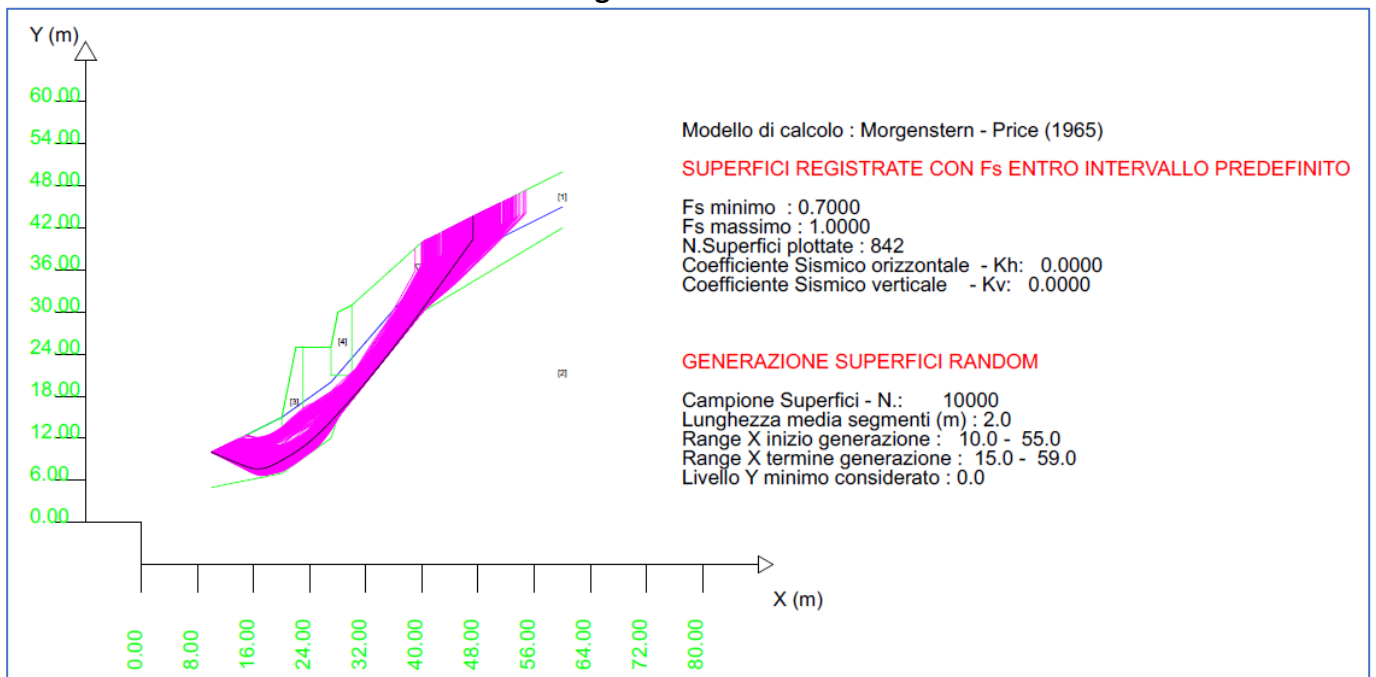


Fig. 5.12



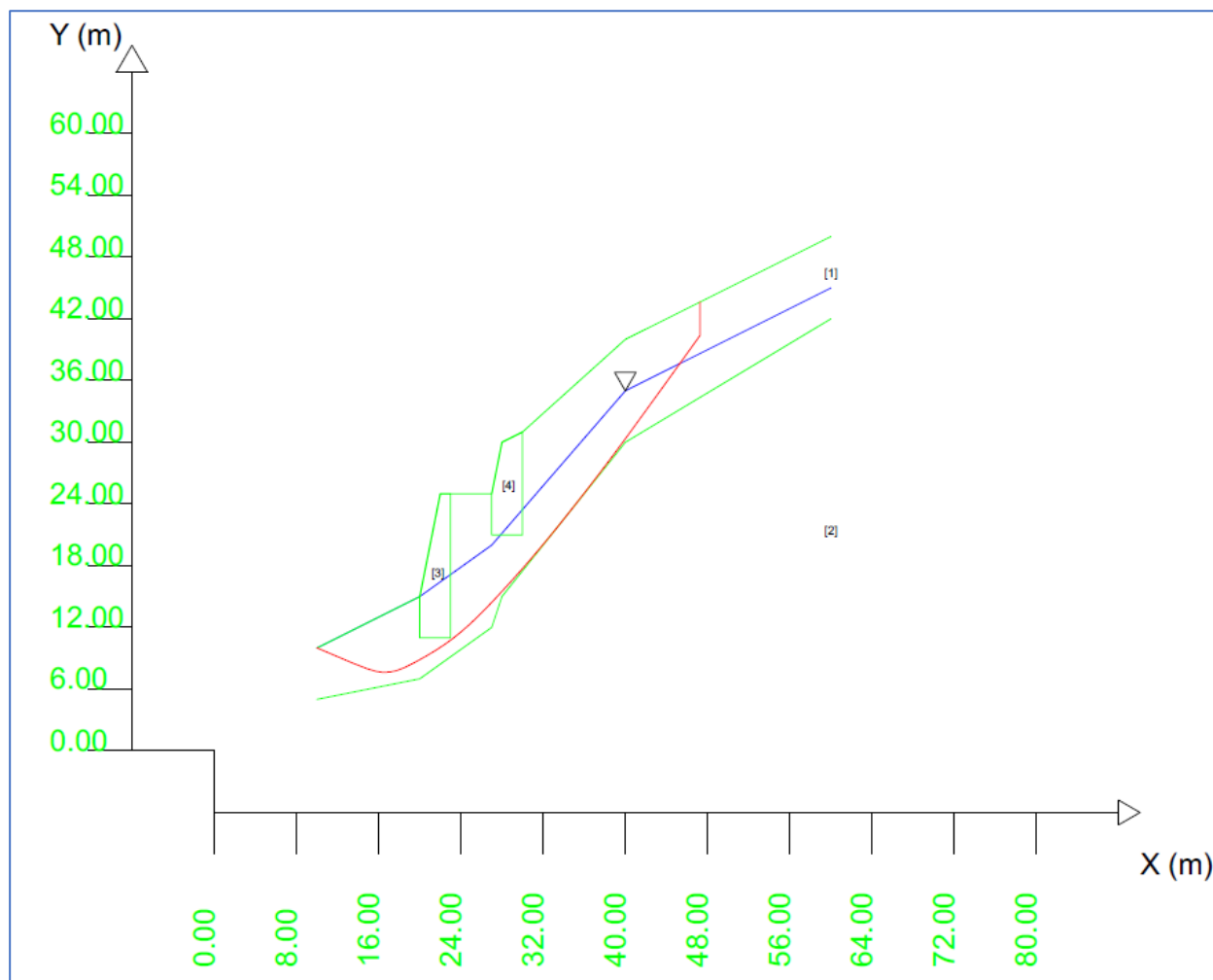


Fig. 5.13

### Genera/vedi mappa Fs locale

Dopo una verifica di stabilità globale, possono (opzionalmente) venire registrate una serie piuttosto grande di **informazioni relative al valore di Fs locale ricalcolato puntualmente per ogni singola superficie**. Le Informazioni sugli stati tensionali fondamentali (*stress verticale, orizzontale e di taglio verticale e la orientazione locale del piano di scivolamento, e gli stress principali*) possono essere ottenuti dai risultati di una verifica LEM con metodi rigorosi. La conoscenza dello stato di stress locale e i parametri di resistenza al taglio permettono di calcolare come varia Fs lungo tutta la superficie. Le informazioni raccolte e immagazzinate per ciascuna delle superfici verificate durante una verifica globale, possono essere riproccate successivamente mediante un innovativo algoritmo geostatistico non parametrico, sviluppato dall'autore, e produrre alla fine una **mappa 2D a colori del Fattore di FS locale (vedasi figura 2.56 e Seguenti)**

### Mappa Pressione Fluidi

SSAP permette di generare mappe della pressione dei fluidi nel pendio. Queste mappe possono essere generate una volta che si è prodotta una verifica di stabilità globale e che la registrazione dei dati per la generazione della mappa è attivata. Le mappe possono essere generate solamente quando abbiamo una piezometrica presente nel modello. Le mappe riflettono il campo di pressione dei fluidi presenti

nel pendio. Tale campo può essere semplicemente di tipo idrostatico o riflettere alterazioni di questo in funzione di sovrappressioni dei fluidi dovuti a acquiferi in pressione, moti di filtrazione o sovrappressioni di origine diversa; fenomeni e modalità di modellazione indicate nella precedente sezione. Tali mappe, generate con motore di rendering grafico di GNUPLOT, sono prodotte in formato PDF e visualizzabili direttamente da SSAP caricandole per mezzo del software free SumatraPDF. (vedasi APPENDICE E di questo manuale, figure E9 e seguenti)

### 5.2.5 SETUP VERIFICA

Tutti i settaggi fondamentali per personalizzare ogni verifica di stabilità sono attivabili con questo insieme di pulsanti. (fig. 5.14)



fig. 5.14

#### Info

Informazioni su data e località. Nella finestra che apparirà sono presenti due campi di input. L'utente può inserirvi le informazioni relative o lasciarli vuoti (fig. 5.14).

#### Opzioni

Indicazione di varie opzioni e parametri da utilizzare durante le verifiche di stabilità (fig. 5.15).

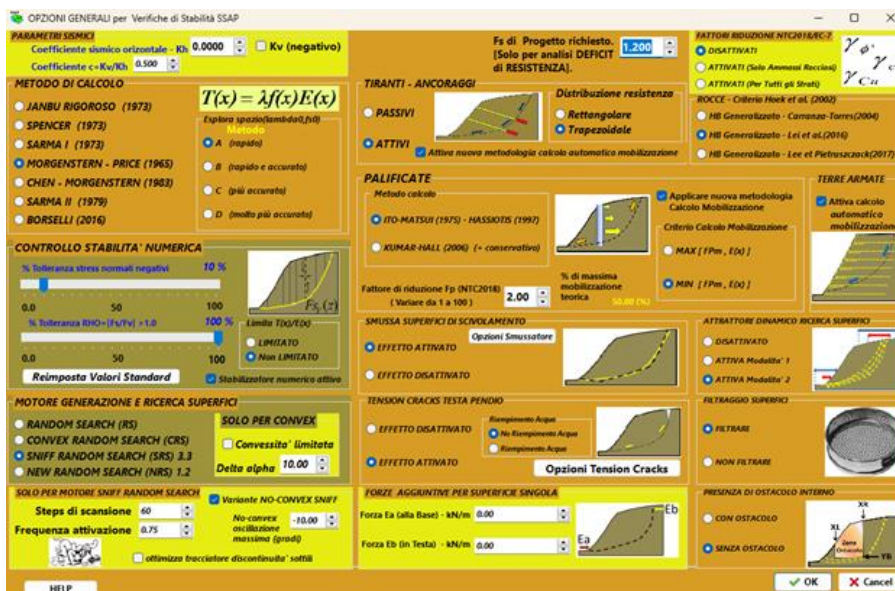


Fig. 5.15

### Coefficiente sismico

Indicare il COEFFICIENTE SISMICO o Coefficiente Moltiplicatore delle azioni sismiche. La verifica in condizioni sismiche può essere condotta con il metodo PSEUDOSTATICO utilizzando un coefficiente compreso tra 0.0 e 0.45 per le condizioni più gravose. Scegliendo 0.0 la analisi viene condotta in assenza di sisma (fig. 5.16). È possibile attivare la verifica anche utilizzando un Coefficiente sismico Verticale ( $K_v$ ) di segno negativo che, in molti casi, produce condizioni di stabilità leggermente più sfavorevoli. È opportuno e auspicabile effettuare verifiche considerando entrambe le opzioni (vedi appendice NTC2018 di questo manuale) ovvero fare una verifica con  $K_v$  sia di segno positivo che di segno negativo selezionando ai fini di progetto quella che fornisce i valori di  $F_s$  più bassi.

fig. 5.16

### Fs di Progetto

Coefficiente di sicurezza da utilizzare per la procedura di analisi del deficit di resistenza. Il fattore convenzionale è posto uguale a 1.2, tuttavia l'utente può variarlo in funzione delle proprie esigenze di progetto. (fig. 5.17)

Fig. 5.17

### Metodo di calcolo

Scegliere uno dei 6 metodi di calcolo rigorosi già illustrati nel capitolo 2:

- **Janbu rigoroso(1973);**
- **Spencer (1973)**
- **Sarma I (1973);**
- **Morgenstern & Price (1965);**
- **Chen-Morgestern(1983))**
- **Sarma II (1979)**
- **Borselli (2016)**

Si tenga presente che il metodo **Morgenstern & Price** è utilizzato di default (fig. 5.18a). Per la i dettagli sulla opzione relativa ai metodi A,B,C,D (fig. 5.18b)della esplorazione spazio ( $\lambda_{b0}$ ,  $F_{s0}$ ) si veda la **sezione 2.10.4 dedicata nel capitolo 2** di questo manuale.

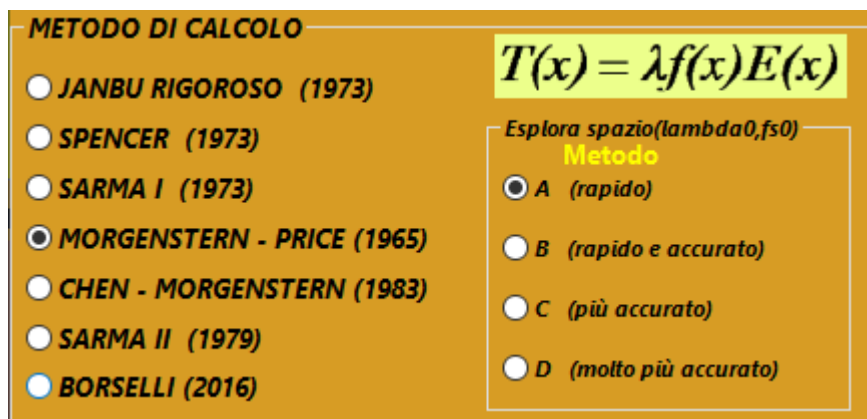


Fig. 5.18a

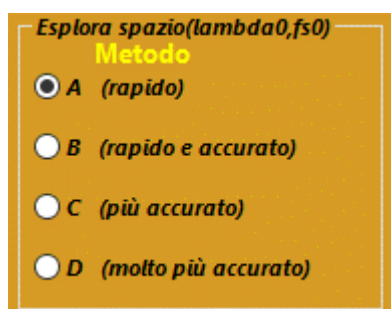


Fig. 5.18b

### Controllo Stabilità Numerica

Due barre di scorrimento (fig. 5.19) permettono di personalizzare i parametri di controllo e tolleranza nei confronti di anomalie che nei metodi LEM porterebbero a rigettare le superfici di scivolamento e quindi a non considerare il risultato di FS ottenuto: **1) presenza di stress normali negativi locali lungo la superficie di scivolamento assunta; 2) la presenza di un fattore RHO locale >FS**. Per gli aspetti teorici e, computazionali e di convergenza numerica si veda la apposita sezione in fondo al capitolo 2 di questo manuale. La **opzione: Limita  $T(x)/E(x)$**  (fig. 5.19) consente di attivare il filtraggio di una serie di possibili anomalie numeriche che si possono verificare in una o più delle seguenti condizioni:

- 1) Presenza di azioni di forze stabilizzanti eccessive indotte da opere come tiranti e palificate (eccesso di azione stabilizzante)
- 2) Terreni fortemente coesivi nella porzione iniziale di base della superficie di scivolamento.

La condizione standard è che il filtro sia attivato e che il rapporto  $T(x)/E(x)$  sia limitato. La rimozione della limitazione in alcuni casi può avere un effetto sulla percentuale di convergenza numerica (aumentandola). Tuttavia è necessario, e consigliabile, sempre verificare il risultato finale in termini di distribuzione delle forze  $T(x)$  e  $E(x)$ , specialmente in caso di presenza strutture stabilizzanti.

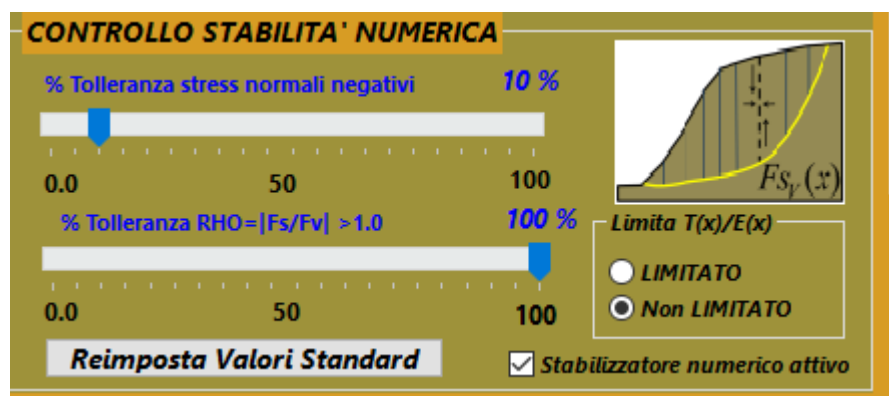


Fig. 5.19

La **opzione: Stabilizzatore Numerico Attivo** (fig. 5.19) consente di attivare una serie di algoritmi originali di SSAP per rendere più stabile la soluzione di FS per via numerica. Questi algoritmi possono venir omessi in modo da rendere la ricerca della soluzione più simile a quelle pubblicate e utilizzate nella letteratura. Nelle condizioni standard lo stabilizzatore numerico è ATTIVO. La non attivazione può portare a una riduzione del tasso di convergenza e stabilità numerica delle soluzioni. La disattivazione si applica praticamente solo in casi di voler operare una verifica comparsa con casistiche di pendii riferimento operati con software utilizzati fino a 2 decenni fa.

#### Tiranti

In presenza di tiranti o ancoraggi la verifica di stabilità può essere condotta considerando un sistema di tiranti che si comportano in modo passivo (cioè non resistono per la tensione indotta ma per la resistenza massima offerta al movimento) o viceversa attivo. La scelta standard è quella passiva. Per la differenza tra Tiranti Attivi e Passivi vedasi i dettagli nel capitolo 2 di questo manuale.

Nella versione 4.0.8 è stata introdotta la possibilità di utilizzare una distribuzione di resistenza di tipo trapezoidale (fig. 5.20). La **condizione standard è una distribuzione rettangolare trapezoidale**. Si consiglia di consultare il manuale per maggiori informazioni sulle analisi con tiranti o ancoraggi. Con la versione 5.0 è possibile attivare facoltativamente la procedura, indicata nel capitolo 2, del calcolo automatico della mobilitazione della reazione del rinforzo.

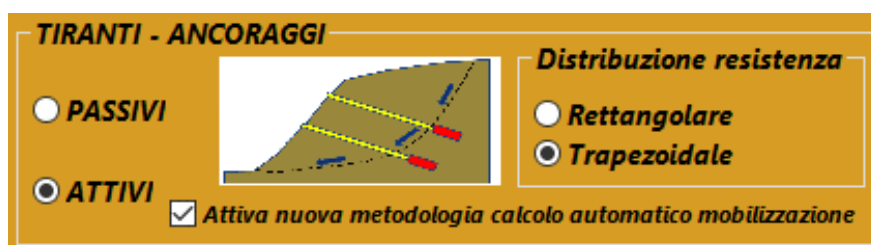


Fig. 5.20

#### Terre Armate

In presenza Terre Armate, e quindi con presenza di Geogriglie/Geosintetici (geosintetici), dalla versione 5.0 è possibile attivare facoltativamente la procedura, indicata nel capitolo 2, del calcolo automatico della mobilitazione della reazione del rinforzo (figura 5.21)



Fig. 5.21

#### Palificate- Metodo di calcolo

In presenza di palificate la verifica di stabilità può essere condotta considerando un modello di valutazione degli effetti della palificata nei confronti del fattore di sicurezza  $F_s$  del pendio. Per default è utilizzato il modello ITO-MATSUI –HASSIOTIS. Il modello KUMAR-HALL è simile ma da valori più cautelativi. (Vedasi capitolo 2 per i dettagli teorici). (fig. 5.22)

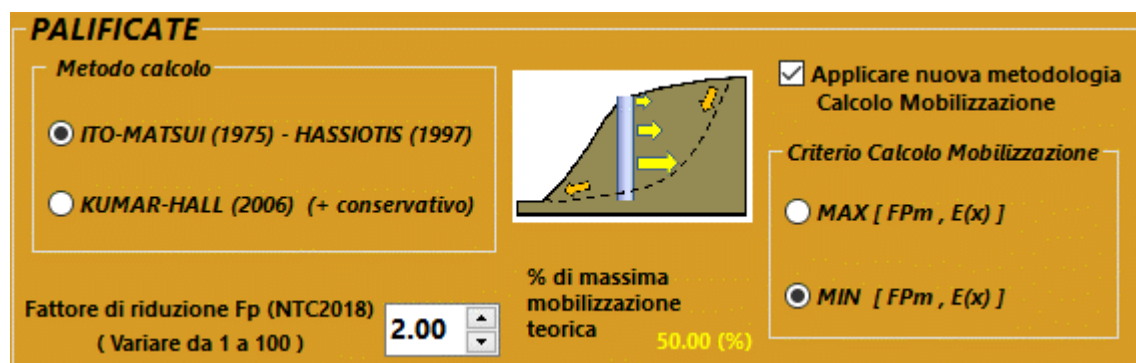


Fig. 5.22

#### Palificate fattore riduttivo di $F_p$ (NTC 2008)

Secondo le norme NTC 2008 questo fattore riduttivo delle azioni stabilizzanti deve essere  $>1.0$  e portato fino al 1.5. Nel nostro caso è comunque possibile elevare questo fattore riduttivo fino a 100. Ciò risulta molto utile nel caso di sovradimensionamento di palificate (vedasi sezione palificate del cap.2). In casi di sovradimensionamento viene calcolato una contropinta teorica eccessiva diretta verso monte producendo un eccesso di spinta che contrasta lo scivolamento. **In questi casi una spinta di reazione spinta teorica sarebbe così eccessiva da poter provocare un ipotetico ma improbabile spostamento verso monte della massa.** Questa condizione causa a volte problemi di convergenza nei calcoli. L'utente può provare, nel caso di eccessivo rallentamento nei calcoli, in presenza di palificate, ad elevare tale fattore fino a 3, 5 o 10. Se utilizzando un fattore di riduzione elevato si verifica una accelerazione delle prestazioni e si ha un valore di  $F_s$  comunque elevato, ciò è indice di un probabile sovradimensionamento dell'opera e quindi è consigliabile cambiare i parametri di progetto o almeno mantenere un parametro di riduzione elevato. (Vedasi capitolo 2, sezione 2.4.5, per i dettagli teorici) (fig. 5.23).



fig. 5.23

#### Palificate – Applicazione procedura calcolo automatico mobilitazione

Una nuova procedura per il calcolo automatico del grado di mobilitazione massimo di  $F_p$  è implementata in SSAP a partire dalla versione 4.2.2. La attivazione è opzionale. Per maggiori dettagli si veda la sezione sulle palificate del capitolo 2 di questo manuale. In condizioni standard la opzione è sempre attivata. (figura 5.24)

#### Palificate – Criterio calcolo mobilitazione

Quando la opzione per il calcolo automatico della mobilitazione è attiva esiste la possibilità di selezionare il criterio da seguire nel calcolo del valore  $F_{pmob}^*$  finale. Dalla versione 4.5.2 sono possibili 2 opzioni mutuamente esclusive (fig. 5. 24). La Opzione standard e la  $MIN[F_{pm}, E(x)]$  che indica come verrà sempre in ogni caso utilizzato il valore minimo tra il massimo teorico della reazione pre-calcolata mobilitata della palificata e la spinta che proviene da monte. Con la seconda opzione  $MAX[F_{pm}, E(x)]$  verrà sempre usato il valore massimo tra i due valori. Per dettagli su queste due procedure si veda il manuale al capitolo 2. La procedura MIN è quella sempre più conservativa (valori più bassi di FS). Tuttavia in alcuni casi progettuali particolari è conveniente utilizzare la metodologia MAX.

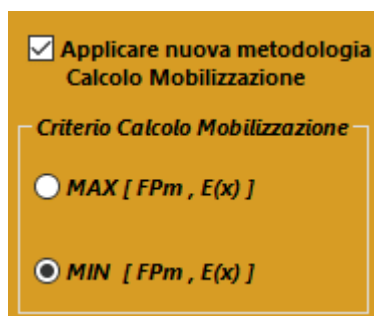


fig. 5.24

#### Generazione superfici di scivolamento

Il metodo di generazione **RANDOM SEARCH** utilizza l'algoritmo di SIEGEL et al. (1981). Questo metodo è utile per pendii molto inclinati o con marcate disomogeneità e permette di generare superfici localmente concave/convesse. Il metodo **CONVEX RANDOM SEARCH** utilizza l'algoritmo di Chen (1992). Con questo metodo superfici di tentativo verranno forzate forme con convessità rivolta verso il basso. Indicato per pendii più omogenei. Il metodo CONVEX ha la possibilità di limitare il grado di convessità locale delle superficie generate limitando la differenza angolare tra due segmenti successivi. Il metodo **SNIFF RANDOM SEARCH** è stato sviluppato dall'autore di questo programma! **Questo metodo velocizza la ricerca delle superfici con minor FS tentando di massimizzare il passaggio in strati con caratteristiche meccaniche più scadenti. Quest'ultimo motore di ricerca è ideale quando esistono sottili livelli di debolezza come superfici di scivolamento preesistenti o strati deboli**



**molto sottili (anche alcuni cm)**(fig. 5.25). Vedasi capitolo 2 per maggiori dettagli.



fig. 5.25

#### Solo per motore sniff Random search

Due parametri che consentono di calibrare meglio la generazione di superfici con il metodo **SNIFF RANDOM SEARCH**. I parametri preimpostati sono nel 90% dei casi adeguati. Tuttavia l'utente può variarli aumentando gli steps di scansione, portandoli ad esempio a 100 e aumentando il potere di risoluzione di strati molto sottili, oppure riducendo o aumentando la % di attivazione dell'algoritmo **SNIFF RANDOM SEARCH**. Il parametro di maggior importanza è comunque il primo ovvero il numero degli steps di scansione. Aumentando questo parametro la velocità nella generazione delle superfici di scivolamento si ridurrà ma aumenta la capacità di entrare negli strati molto sottili (anche pochi cm). Questi parametri non sono utilizzati nel caso di motori di ricerca quali **RANDOM SEARCH** e **CONVEX RANDOM SEARCH**. (fig. 5.26)

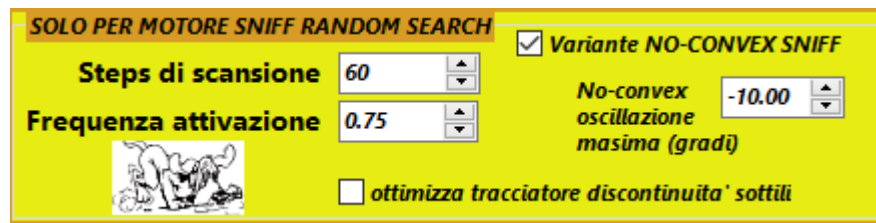


fig. 5.26

Tra le opzioni esiste anche la attivazione della **VARIANTE NO-CONVEX SNIFF**. Se questa opzione è attivata si potenzia la ricerca del motore SNIFF RANDOM SEARCH in casi di estrema complessità stratigrafica: ad esempio quando si hanno strati con superfici caratterizzate cambio di curvatura e andamento concavo-convesso. Nel caso si attivi questa variante può essere variato l'angolo massimo di oscillazione nel senso di movimento delle lancette dell'orologio. Con la attivazione della variante **OTTIMIZZA TRACCIATORE DISCONTINUITA' SOTTILI** si potenzia la ricerca del motore SNIFF RANDOM SEARCH in casi di estrema complessità stratigrafica prodotta da strati estremamente sottili e con andamento planare che intersecano la superficie topografica del pendio. Attivando questa opzione il numero degli steps di scansione è automaticamente portato a 100, comunque un valore maggiore o uguale a 100 è consigliato per lavorare con questa modalità di tracciamento potenziato per discontinuità o strati/lenti molto sottili.



La generazione di superfici random costituite da segmenti rettilinei ha in sé un difetto intrinseco, ovvero la possibilità di avere superficie dove il cambio di pendenza nel passaggio tra un segmento e un altro sia eccessivamente brusco e quindi irrealistico. Anche se questo tipo di superfici non sono scartabili a priori sono comunque poco probabili. Per questo motivo applicando la opzione di smussatura (per default non è attivata) 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. (fig. 5.27a). La forza dello smussatore può essere variata rispetto alle condizioni automatica (di default). Disattivando lo smussatore automatico è possibile selezionare una forza di smussatura maggiore o minore (figura 5.27b)

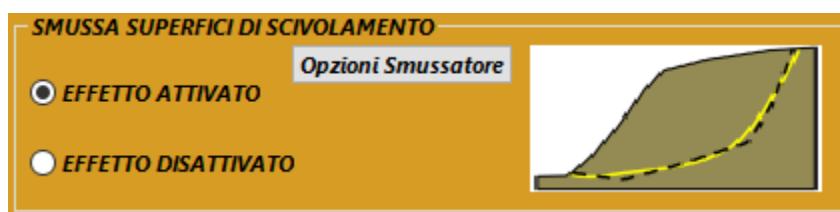


fig. 5.27a

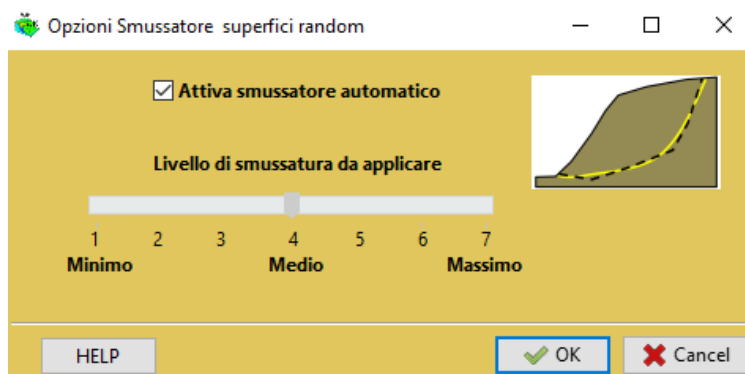


fig. 5.27b

### Tension Cracks testa pendio

In suoli con  $C' > 0$  o  $C_u > 0$  è tipico lo sviluppo di forze di trazione fino a una certa profondità critica  $Z_0$ . 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, che possono essere in alcuni casi profondi diversi metri. In alcuni casi di frane lo sviluppo di una superficie di scivolamento è in testa al pendio intersecato da tratti verticali che manifestano generalmente la precedente presenza di tensioni di trazione che avevano fessurato il pendio. Con questa versione di SSAP è possibile generare superfici di scivolamento con inglobato un tratto verticale la cui profondità è funzione della  $Z_0$  locale. **Questa opzione è per default attivata!** (fig. 5.28a,b), La attivazione di questa opzione velocizza la ricerca di superficie di scivolamento critiche nel caso di pendii con strati coesivi. Inoltre permette di ridurre lo sviluppo di valori negativi nella distribuzione delle forze interconcoo orizzontali  $E(x)$ . Nel caso di pendii privi di coesione la attivazione di questa

opzione non avrà alcun effetto. È altresì possibile attivare la opzione di considerare i tension cracks generati, totalmente riempiti di acqua. Se attivata la opzione di riempimento di acqua, anche se il pendio risulta totalmente mancante di un acquifero, i tension cracks verranno considerati totalmente riempiti di acqua e conseguentemente verrà considerato questo effetto destabilizzante nel pendio.

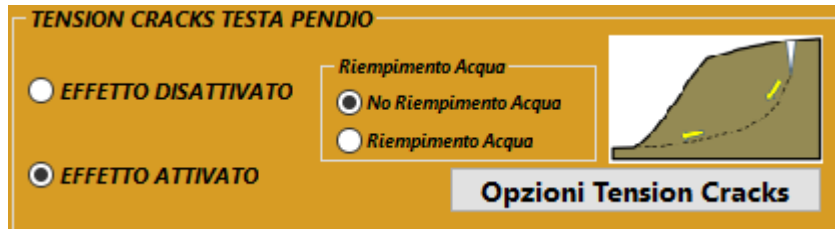


fig. 5.28a

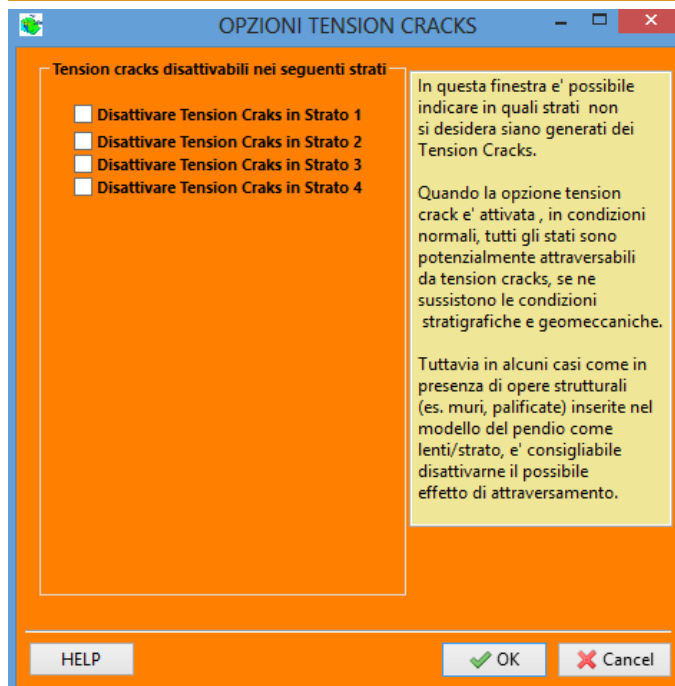


fig. 5.28b

#### Attrattore dinamico Ricerca Superfici

Questa opzione può essere applicata a uno qualunque dei tre motori di ricerca anzi descritti. Quando l'opzione dell'Attrattore **dinamico ricerca superfici** è attivata, la zona di ricerca iniziale impostata dall'utente o fornita in automatico del programma viene progressivamente ridotta in funzione delle superfici con minor  $F_s$  che via via vengono trovate.

L'analisi delle superficie 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. Si consiglia di effettuare sempre una analisi anche con questa opzione attivata. Si ricorda che nelle condizioni standard questa opzione è attivata, ma può essere disattivata attivata a scelta dell'utente nella finestra Opzioni. (fig. 5.29)



fig. 5.29

#### Analisi in presenza di ostacolo

Scegliere se effettuare analisi con presenza di **OSTACOLO entro il pendio**. Nel caso di MURI DI SOSTEGNO, PALANCOLATE, PALIFICATE ecc. entro il pendio potrebbe essere utile la definizione di una zona dove non fare passare le superfici di scivolamento (esempio non attraversare un muro di sostegno). Nel caso si scelga di attivare questa opzione-, verranno successivamente richiesti i parametri che definiscono la zona OSTACOLO, ovvero di non attraversamento, quando si premerà il bottone [Parametri].(fig. 5.30)

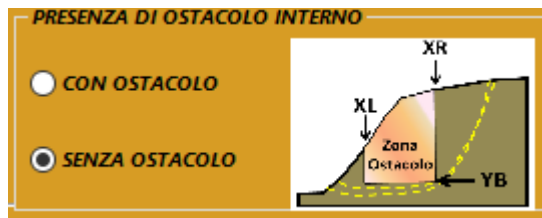


fig. 5.30

#### Filtraggio superfici

Scegliere se effettuare un **filtraggio con eliminazione delle superfici** generate con successo che hanno particolari caratteristiche. Ad esempio **superfici troppo corte**; cioè costituite da soli 1-2 segmenti possono non essere rilevanti ai fini di una verifica di stabilità globale dato che possono interessare volumi ridotti del pendio (es. meno di 1m<sup>3</sup>). Normalmente all'avvio del programma questa opzione è attivata.

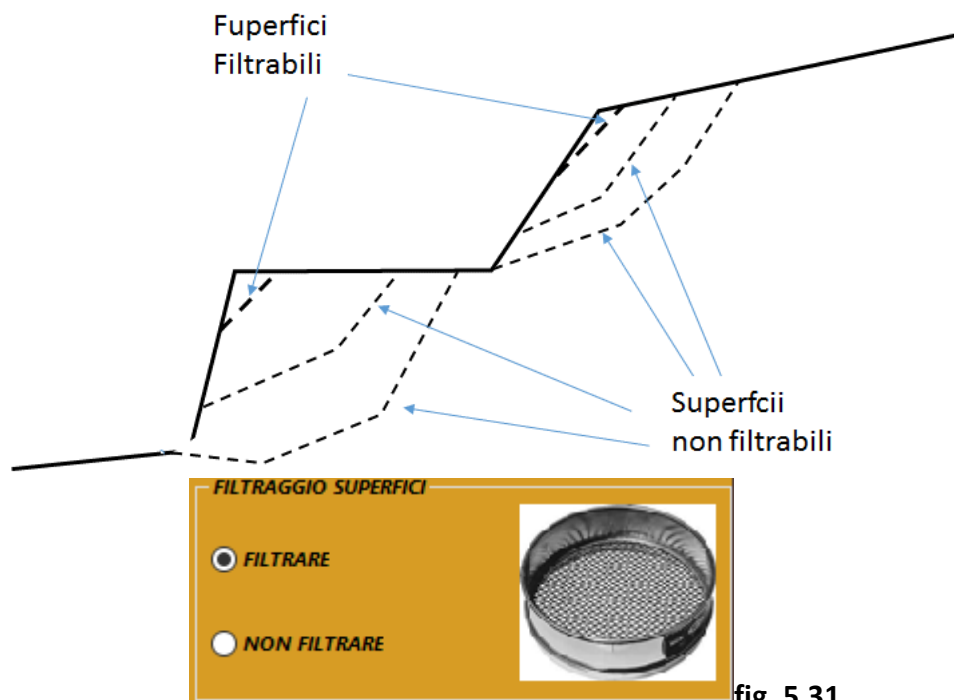


fig. 5.31

La scelta di effettuare il filtraggio è talvolta utile quando si hanno pendii con superfici topografiche con piccole gibbosità e irregolarità. Applicando il filtraggio **vengono escluse quelle piccole superfici critiche** (non significative ai fini della verifica di stabilità) che talvolta vengono identificate in corrispondenza delle piccole irregolarità della superficie topografica (fig. 5.31). A scelta dell'utente il filtraggio può essere disattivato.

#### Forze aggiuntive per superficie singola

**$E_b$  = Forza destabilizzante orizzontale applicata alla testa del pendio** (in kN) che rappresenta generalmente le forze orizzontali esercitate da tension crack riempito di acqua. Si noti che queste forze vengono considerate solo nella analisi di superficie singole.

**$E_a$  = Forza Stabilizzante orizzontale applicata alla base del pendio** (in kN) che rappresenta la reazione esercitata da strutture di sostegno quali muri o palificate. Si noti che queste forze vengono considerate solo nella analisi di superficie singole (fig. 5.32).



fig. 5.32

#### FATTORI RIDUZIONE NTC2018/EC-7

Indicare se si desidera attivare la riduzione automatica dei parametri di resistenza al taglio previsti dalle normative NTC2018/EC-7 (figura 5.33). Dato che SSAP permette di operare con diversi criteri di rottura per i diversi tipi materiali e strati (es. Mohr-Coulomb, Tresca, GHB, Barton-JRC, Liquefazione, etc.) è possibile applicare automaticamente adesso i fattori di riduzione previsti dalla normativa. Si ricorda che nel caso di ammassi rocciosi valori di  $c'$  e  $\phi_i'$  equivalenti sono calcolati punto-punto, seguendo l'involuppo di rottura curvo definito dal criterio di Hoek et al (2002) sia secondo il criterio di Barton e Bandis(1990) e Barton (2013) (vedasi appendice D di questo manuale), quindi i valori  $c'$  e  $\phi_i'$  non sono costanti ma dipendono dallo stato tensionale locale calcolato. La attivazione della procedura permetterà una riduzione automatica di questi valori, secondo le norme NTC2018 e Eurocodice 7 e tale informazione verrà riportata nel report delle elaborazioni finali. **È importante notare che la applicazione del criterio di Hoek - GSI o di Barton-JRC generalizzati fornisce valori di  $c'$  e  $\phi_i'$  caratteristici locali, lungo la superficie di scivolamento, che sono utilizzati da SSAP.** Quindi per operare con valori di progetto, passando automaticamente quindi da valori caratteristici a valori di progetto ridotti, secondo le NTC2018, è necessario applicare la procedura le correzioni automatiche **ATTIVATE (solo per ammassi rocciosi)** o **ATTIVATE (per tutti gli stati)**. Fare estrema attenzione a quante segue.

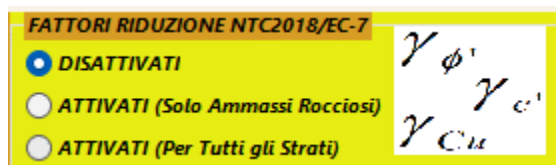


Fig. 5.33

Sono disponibile tre opzioni diverse.

- **Fattori di riduzione disattivati:** con questa opzione non sarà applicata, per nessun strato, alcuna correzione ai parametri di resistenza al taglio. Verranno applicati direttamente i parametri indicati nei files **.GEO** e **.JRC senza alcuna correzione prima del loro uso**. Questa opzione è quella da applicare nel caso che i fattori di riduzione di progetto siano pari a 1.0. **In questo caso i valori caratteristici e di progetto coincidono. Questa opzione è quella prevista nel caso delle NTC2018 nelle verifiche dinamiche (condizioni sismiche), o statiche, nel caso di pendii naturali.**
- **Fattori di riduzione Attivati (solo per ammassi rocciosi):** Con questa opzione attivata verranno applicati direttamente i fattori di correzione appropriati ai parametri indicati nei files **.GEO** e **.JRC, solo agli stati definiti come ammassi rocciosi**. Nel caso di ammassi rocciosi fratturati o discontinuità in roccia verranno applicati i fattori correttivi di progetto ai valori di  $c'$  e  $\phi_i'$  equivalenti locali calcolati lungo la superficie di scivolamento considerata. Si ricorda che nei files **.GEO** e **.JRC** devono essere riportati i valori caratteristici assegnati a ogni strato. Attivando questa opzione, quindi ai parametri assegnati come terreni sciolti non verrà applicata nessuna correzione. Questa opzione specifica era presente nelle versioni di SSAP anteriori alla 5.2 ed è stata mantenuta per garantire la compatibilità con le verifiche effettuate con le versioni anteriori alla 5.2.
- **Fattori di riduzione Attivati (per tutti i tipi di strati):** Con questa opzione attivata verranno applicati direttamente i fattori di correzione appropriati ai parametri indicati nei files **.GEO** e **.JRC a tutti gli strati del modello del pendio caricato**. La procedura di correzione dipende dal tipo di criterio di rottura associato ai parametri indicati per ognuno degli strati. Nel caso di ammassi rocciosi fratturati o discontinuità in roccia verranno applicati i fattori correttivi di progetto ai valori di  $c'$  e  $\phi_i'$  equivalenti locali calcolati lungo la superficie di scivolamento considerata. Questa opzione risulta in linea con le normative NTC2018 e EC-7 e facilita la loro applicazione pratica. Si ricorda che nei files **.GEO** e **.JRC** devono essere riportati i valori caratteristici assegnati a ogni strato. Le correzioni da apportare a questi stati saranno applicate automaticamente quando questa opzione risulta attiva.

**Si fa notare che una volta applicati i fattori di correzione saranno riportati nel report di verifica finale le notifiche relative ai fattori di correzione applicati e i parametri corretti utilizzati per ogni strato dove essi sono stati applicati.**

#### ROCCE –Criterio Hoek et al. (2002)

Nel caso di presenza di strati classificati con il criterio GSI può essere selezionato la metodologia utilizzata per la stima dei valori  $c'$  e  $\phi_i'$  equivalenti lungo la superficie di scivolamento assunta (fig. 5.34). **Il metodo HB Generalizzato (Hoek et al. 2002) è implementato seguendo differenti metodologie numeriche.** I metodi

implementati danno comunque risultati pressoché equivalenti (**vedasi appendice D di questo manuale per i dettagli su queste procedure**).

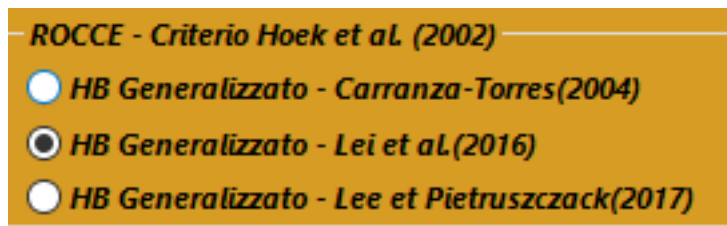


Fig. 5.34

## Parametri

Viene attivata una finestra di input (fig. 5.35) ove l'utente deve indicare i **PARAMETRI** per la generazione del campione di superfici di scivolamento di tentativo. I parametri indicati DEVONO essere compatibili con il MODELLO del pendio che è stato precedentemente assunto, altrimenti si avranno risultati assolutamente privi di senso. Controllare quindi prima il modello acquisito richiamando dalla console **Vedi Modello**.

PARAMETRI GEOMETRICI VERIFICHE DI STABILITA'

**LUNGHEZZA MEDIA (m) SEGMENTI DELLE SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO** 3.00

**DEFINIZIONE DELLA ZONA DI INIZIO**

ASCISSA LIMITE SINISTRO (X1) ZONA DI INIZIO (m) 32.20

ASCISSA LIMITE DESTRO (X2) ZONA DI INIZIO (m) 131.20

QUOTA (Y0) ZONA PROIBITA INFERIORE (m) 4.30

**DEFINIZIONE DELLA ZONA DI TERMINAZIONE**

ASCISSA LIMITE SINISTRO (X1) DI TERMINAZIONE (m) 43.20

ASCISSA LIMITE DESTRO (X2) DI TERMINAZIONE (m) 137.80

**NUMERO MASSIMO SUPERFICI DA GENERARE** 15000

**COORDINATE OSTACOLO**

XL 0.00 XR 0.00 YB 0.00

Ascissa sinistra (m) Ascissa destra(m) Quota base ostacolo (m)

**NOTA BENE: Tutte le coordinate sono espresse in metri (vedasi manuale per descrizione PARAMETRI)..**

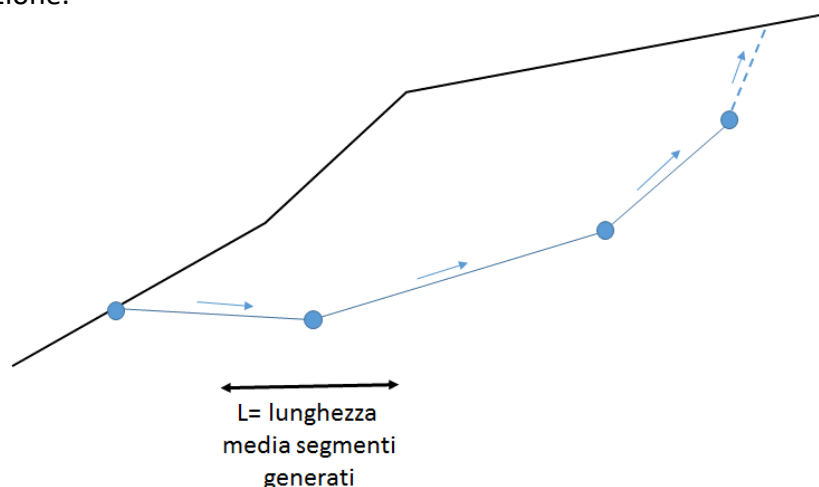
HELP OK Cancel

Fig. 5.35

### Lunghezza dei segmenti da utilizzare

Indicare la lunghezza **MEDIA** dei segmenti (fig. 5.36) con i quali verranno generate le superfici random (fig. 1). La lunghezza assunta deve essere compatibile con il modello del pendio che è stato assunto. Si ricordi che utilizzare lunghezze eccessive o eccessivamente piccole comporta un rallentamento delle elaborazioni o il totale blocco. Purtroppo è impossibile fornire un valore a priori. Tuttavia si può consigliare di usare come primo tentativo un valore compreso tra 1/10 e 1/40 della lunghezza complessiva del pendio. Tale valore potrà essere modificato in seguito in successive verifiche. La lunghezza dei segmenti che viene indicata verrà utilizzata come **lunghezza media**. Infatti durante la generazione delle superfici il valore reale varierà

continuamente in modo casuale tra il valore indicato +/- 50%. Questa metodologia, introdotta a partire dalla versione 2.8.2, consente di aumentare i gradi di libertà del sistema, mantenendo al tempo stesso invariati i tempi di esecuzione.



**LUNGHEZZA MEDIA (m) SEGMENTI DELLE SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO**

**3.00**

**Fig. 5.36**

**Ascissa X1 zona di inizio**

Indicare il valore in coordinate X dell'estremo sinistro della zona, che coincide con la superficie Topografica, dove inizierà, in modo random, la generazione delle superfici di scorrimento di tentativo. (fig. 5.37)

**Ascissa X2 zona di inizio**

Indicare il valore in coordinate X dell'estremo destro della zona, che coincide con la superficie Topografica, dove inizierà, in modo random, la generazione delle superfici di scorrimento di tentativo. (fig. 5.37)

**Ordinata zona proibita inferiore**

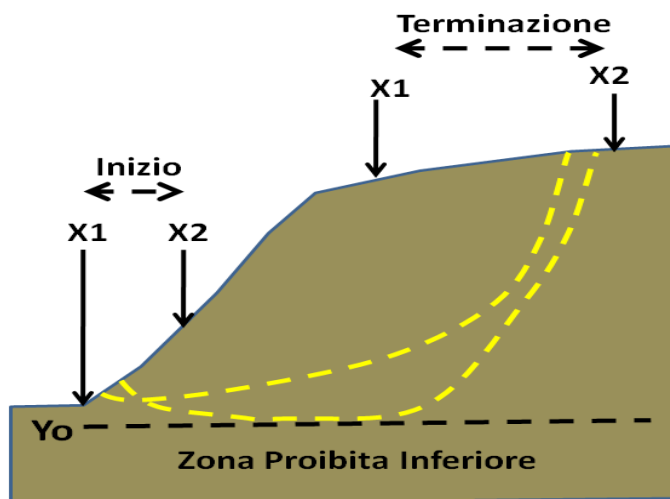
Indicare il valore in coordinate Y del livello minimo considerato per la generazione delle superfici di scorrimento. Se la superficie durante la generazione intersecherà tale livello la generazione stessa verrà abortita e inizierà un'altra generazione di superficie. (fig. 5.37). **Questo parametro è estremamente importante perché di fatto limita la profondità esplorata dalle superfici di scorrimento.** Questo valore può essere cambiato, e posto a quote maggiori.

**Ascissa limite Sinistro (X1) di terminazione**

Indicare il valore in coordinate X dell'estremo sinistro della zona, che coincide con la superficie Topografica, dove deve terminare la generazione delle superfici di scorrimento di tentativo. Nel caso la generazione termini fuori da tale intervallo non si procederà con il calcolo di Fs. (fig. 5.37)

**Ascissa limite Destro (X2) di terminazione**

Indicare il valore in coordinate X dell'estremo destro della zona, che coincide con la superficie Topografica, dove deve terminare la generazione delle superfici di scorrimento di tentativo. **Nel caso la generazione termini fuori da tale intervallo non si procederà con il calcolo di Fs.** (fig. 5.37)



DEFINIZIONE DELLA ZONA DI INIZIO	
ASCISSA LIMITE SINISTRO (X1) ZONA DI INIZIO (m)	32.20
ASCISSA LIMITE DESTRO (X2) ZONA DI INIZIO (m)	131.20
QUOTA (Yo) ZONA PROIBITA INFERIORE (m)	4.30
DEFINIZIONE DELLA ZONA DI TERMINAZIONE	
ASCISSA LIMITE SINISTRO (X1) DI TERMINAZIONE (m)	43.20
ASCISSA LIMITE DESTRO (X2) DI TERMINAZIONE (m)	137.80

fig. 5.37

#### Numero massimo superfici da generare

Il numero di superfici da generare deve essere compreso tra **10 e 99.000.000**. Tale numero indica il numero di superfici che verranno generate prima che il processo di verifica possa terminare automaticamente. Il processo può essere interrotto prima a discrezione dell'operatore. Il numero da indicare è a scelta dell'operatore e dipenderà sia dalla rappresentatività che si vuole ottenere, nonché dalla velocità del sistema che si dispone. (fig. 5.38). È sempre consigliabile generare un minimo di 15000 superfici, e 10000 nel caso che si usi il motore SNIFF RANDOM SEARCH

<b>NUMERO MASSIMO SUPERFICI DA GENERARE</b>	15000
---	-------

Fig. 5.38

#### XL (solo per analisi in presenza di ostacolo)

Ascissa che delimita la zona OSTACOLO a SINISTRA. Potrebbe essere ad esempio la posizione del limite sinistro di una opera di sostegno sul pendio. es. un MURO o una PALIFICATA (fig. 5.39).

#### ATTENZIONE !

**Il limite sinistro della zona di inizio per la generazione delle superfici di scivolamento deve essere esterna alla ZONA OSTACOLO definita da XL.**

#### XR (solo per analisi in presenza di ostacolo)

Ascissa che delimita la zona OSTACOLO a DESTRA. Potrebbe essere ad esempio la posizione del limite destro di una opera di sostegno sul pendio. es. un MURO o una PALIFICATA. (fig. 5.39)

#### ATTENZIONE !



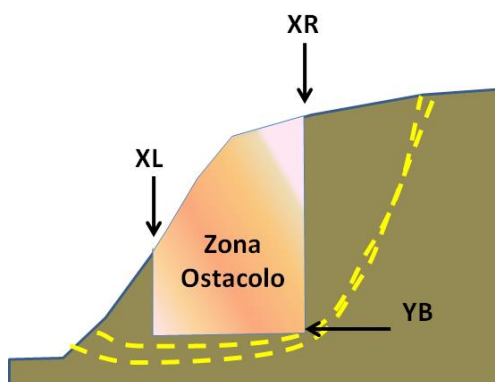
**Il limite destro della zona di terminazione per la generazione delle superfici di scivolamento deve essere esterna alla ZONA OSTACOLO definita da XR**

**YB (solo per analisi in presenza di ostacolo)**

Ordinata del limite inferiore che delimita la ZONA OSTACOLO. Potrebbe essere ad esempio il livello del basamento di una opera di sostegno sul pendio. es. un MURO o una PALIFICATA. (fig. 5.39)

**ATTENZIONE !**

**Il valore indicato deve essere maggiore (più elevato) del livello della ZONA PROIBITA INFERIORE per la generazione delle superfici di scivolamento. Altrimenti nessuna superficie verrà generata con successo.**



COORDINATE OSTACOLO		
XL	<input type="text" value="80.00"/>	<input type="text" value="86.00"/>
Ascissa sinistra (m)	Ascissa destra(m)	Quota base ostacolo (m)

Fig. 5.39

**Gestione Acquiferi e Fluidi**


Questo modulo permette una serie di gestioni avanzate degli acquiferi e delle proprietà dei fluidi (fig. 5.40), vedasi a questo proposito l'appendice E di questo manuale per maggiori dettagli tecnici.

Nella finestra in figura 5.40 sono attivabili tutte le opzioni del modulo di gestione degli acquiferi.

GESTIONE ACQUIFERI

ACQUIFERI DISATTIVABILI
CARATTERISTICHE FLUIDO

Acquifero Strato 1  
 Acquifero Strato 2  
 Acquifero Strato 3



Gamma fluido (kN/m<sup>3</sup>)

Coefficiente A

Coefficiente K (non e' la permeabilita')

Uo minima (kPa)

Coefficiente di sovrappressione S

Limita Dissipazione a pressione idrostatica

GENERAZIONE MAPPA PRESSIONE FLUIDI
Scala Fonts nella mappa

Attivare Mappa Pressioni Fluidi

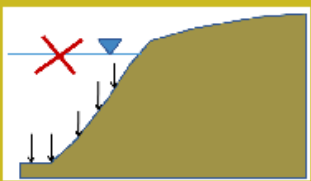
Dimensione Griglia Mappa Pressioni

Nodi X  X Nodi Y

Unita' di misura

kPa

MPa

GESTIONE PIEZOMETRICHE / FREATICHE


Esclusione sovraccarichi pendii sommersi

Esclusione sovraccarico (come pendio sommerso) entro le progressive:

Da (m)  A (m)

Attiva effetto memoria pressione dei pori

**ATTIVA CALCOLO EFFETTO FORZE E PRESSIONI DI FILTRAZIONE**  
 Solo in caso di permeabilita' media  $K_v > 0.00005$  m/s ,secondo teoria di Stark et al. (2014)

*Prima di modificare i valori PRE-IMPOSTATI dal programma delle CARATTERISTICHE DEL FLUIDO ricordarsi che è necessario leggere con attenzione il manuale tecnico del programma. Un utilizzo improprio di queste procedure può portare a importanti effetti sui risultati delle verifiche!!.*

HELP
 OK
 Cancel

Figura 5.40

### Acquiferi disattivabili

Selezione acquiferi da disattivare

Alcuni degli strati che compongono il pendio possono forzatamente essere esclusi dal computo della pressione dei pori. In tal modo negli strati selezionati la pressione dei pori sarà sempre posta  $U=0$ . In questo caso il peso unitario dello strato che verrà considerato nel calcolo delle forze peso sarà quello delle condizioni insature; ricordiamo comunque che è possibile per un determinato stato anche considerare un valore di  $\gamma = \gamma_{sat}$  ( $kN / m^3$ ), il che facilita la gestione di verifica in condizioni sature ma con il criterio di rottura non drenato (criterio di Tresca). Notare bene che Il numero degli acquiferi disattivabili sarà sempre pari al numero degli stati definiti nel modello del pendio caricato in memoria. (fig. 5.41)

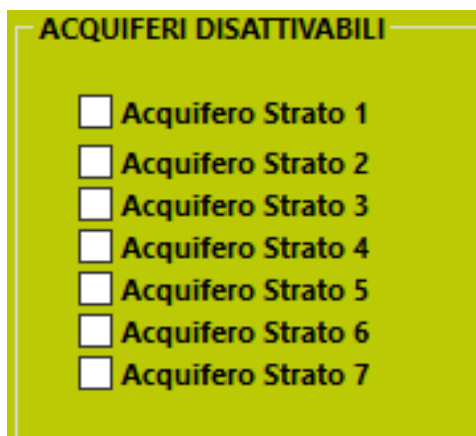


fig. 5.41

### Gestione piezometriche

#### Escludi sovraccarico pendio sommerso

Con questa opzione si esclude la pressione dell'acqua che agisce, dall'esterno, su un pendio sommerso con un effetto stabilizzante che si oppone al movimento potenziale del pendio. La massa di acqua sovrastante il pendio agisce come un sovraccarico distribuito che tende a stabilizzare il pendio. (fig.- 5.42)

#### Esclusione sovraccarico (come pendio sommerso) entro le progressive X

Con i valori di seguito indicati è possibile escludere l'effetto del pendio sommerso entro uno specifico intervallo di coordinate X. Questi valori possono essere definiti dall'utente (fig.- 5.42).

Da:

L'esclusione del sovraccarico fornito dal pendio sommerso è attivata **a partire da una progressiva** (coordinata X espressa in m) indicata. Utile per verifiche di stabilità argini e corpo dighe in terra!

A:

L'esclusione del sovraccarico fornito dal pendio sommerso è attivata **fino alla progressiva** (coordinata X espressa in m) indicata. Utile per verifiche di stabilità argini e corpo dighe in terra!

#### Attiva effetto memoria pressione dei pori

Nel caso di attivazione della esclusione dell'effetto di sovraccarico dell'acqua come pendio sommerso, si può però mantenere nella porzione satura di pendio la pressione originale dei fluidi pre-svaso, attivando l'effetto MEMORIA. (fig.- 5.42)

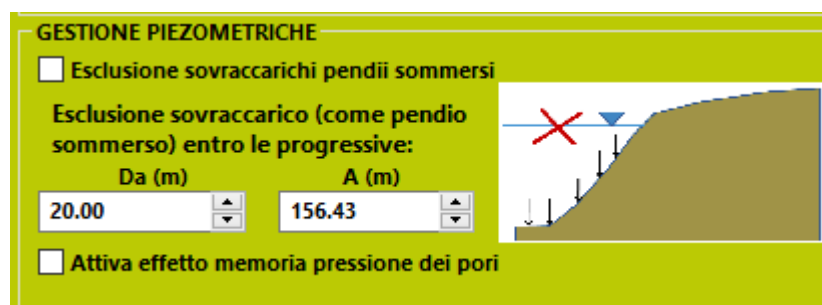


fig. 5.42

**Caratteristiche fluido**

**N.B:** si veda in dettaglio la **Appendice E** di questo manuale per la descrizione dei modelli di sovrappressione dei fluidi che si possono utilizzare (fig. 5.43).

**Peso unitario fluido**

Peso unitario del fluido che si vuole usare. Normalmente il valore è quello dell'acqua dolce , ovvero **9.81 kN m<sup>-3</sup>**. È possibile utilizzare un valore diverso per casi particolari, come acquiferi o fluidi in pressione. In questo caso il valore può salire fino a **25.0 kN m<sup>-3</sup>** (fig. 5.43).

**Coefficiente A**

Coefficiente adimensionale per funzione di dissipazione della pressione de pori (fig. 5.43)..

- **A=0** per non avere nessuna dissipazione. **Valore di default.**
- **A= -1** per avere una dissipazione al diminuire della distanza dalla superficie.
- **A=+1** per avere una sovrappressione al diminuire della distanza dalla superficie.

**Coefficiente K**

Costante funzione di dissipazione. K deve assumere valori compresi tra **0.000001** e **0.1** (adimensionale), (fig. 5.43).

**Pressione dei pori minima Uo**

Valore minimo della pressione dei pori. Usato nella funzione di dissipazione. sono consigliati valori tra 1 e 100 kPa. il valore di default è Uo=0.01 kPa , (fig. 5.43).

**Coefficiente di sovrappressione S**

**S** è un coefficiente adimensionale di sovrappressione ( $S \geq 1.0$ ) che amplifica il grado di sovrappressione rispetto alla pressione idrostatica normale. ( $S=1.0$ ) questo valore può crescere indefinitamente ma si consiglia di usare  $1.0 < S < 5.0$ , (fig. 5.43).

**Limita Dissipazione a pressione idrostatica**

Attivando questa opzione, nel caso di sovrappressione dei fluidi nel sistema poroso, la dissipazione viene limitata alla pressione idrostatica locale identificata dalla piezometrica attiva, di conseguenza la pressione dei pori minima non sarà quella indicata nel valore Uo, (fig. 5.43).

**Plotta Curva sovrappressioni**

La curva delle sovrappressioni impostata con i precedenti parametri (fi. 5.43) può essere visualizzata in ogni momento premendo l'apposito pulsante in figura 5.43.

Fig. 5.43

### **Generazione mappa pressione fluidi**

Con queste opzioni (fig. 5.44) si può configurare la generazione di una mappa a colori della pressione dei fluidi dentro il pendio analizzato una volta che si è completata una verifica globale. Le informazioni raccolte durante la verifica; se la generazione della mappa era attivata, permettono di anche le descrizioni dei modelli di sovrappressione dei fluidi utilizzati e descritti nella **Appendice E** di questo manuale.

#### **Attivare mappa pressione fluidi**

Attivando questa opzione si permette la registrazione, durante la verifica globale, delle pressioni dei pori locali calcolate e quindi successivamente è possibile generare una mappa a colori delle pressioni dei pori nel pendio, (fig. 5.44)

#### **Dimensione Griglia Mappa Pressioni**

Dimensione della mappa FS come numero di elementi della matrice raster X,Y. (matrice raster: massimo 600X600 pixels), (fig. 5.44)

#### **Unità di misura**

Scelta della unità di misura della mappa delle pressioni che verrà utilizzata nella legenda: kPa oppure MPa, (fig. 5.44)

#### **Scala font nella Mappa**

Nel caso di particolari schede grafica può essere necessario variare il fattore di scala dei fonts della mappa della pressione dei fluidi (fig. 5.44). Impostare il valore appropriato (ridotto o incrementato) prima del plottaggio della mappa.

fig. 5.44

### **Attiva Calcolo effetto Forze e Pressioni di Filtrazione**

L'effetto delle forze e pressioni di filtrazione modifica il valore locale della pressione neutra dei fluidi e delle forze destabilizzanti. In condizioni normali nelle verifiche di stabilità LEM questo effetto non viene considerato, considerando invece la sola componente idrostatica della pressione dei pori. È possibile attivare il metodo di calcolo delle forze e pressioni addizionali di filtrazioni attivando la opzione specifica in figura 5.45. Maggiori dettagli sul metodo sono presenti nella **Appendice E** di questo manuale

**ATTIVA CALCOLO EFFETTO FORZE E PRESSIONI DI FILTRAZIONE**  
Solo in caso di permeabilita' media  $K_v > 0.00005$  m/s ,secondo teoria di Stark et al. (2014)

fig. 5.45

### Opzioni aggiuntive

Nella finestra di dialogo in figura 5.46 sono indicate le varie opzioni per attivare le seguenti nuove funzionalità: La registrazione delle superfici e la produzione delle mappe di  $F_s$  medio locale. Vediamo in dettaglio. (fig. 5.46)

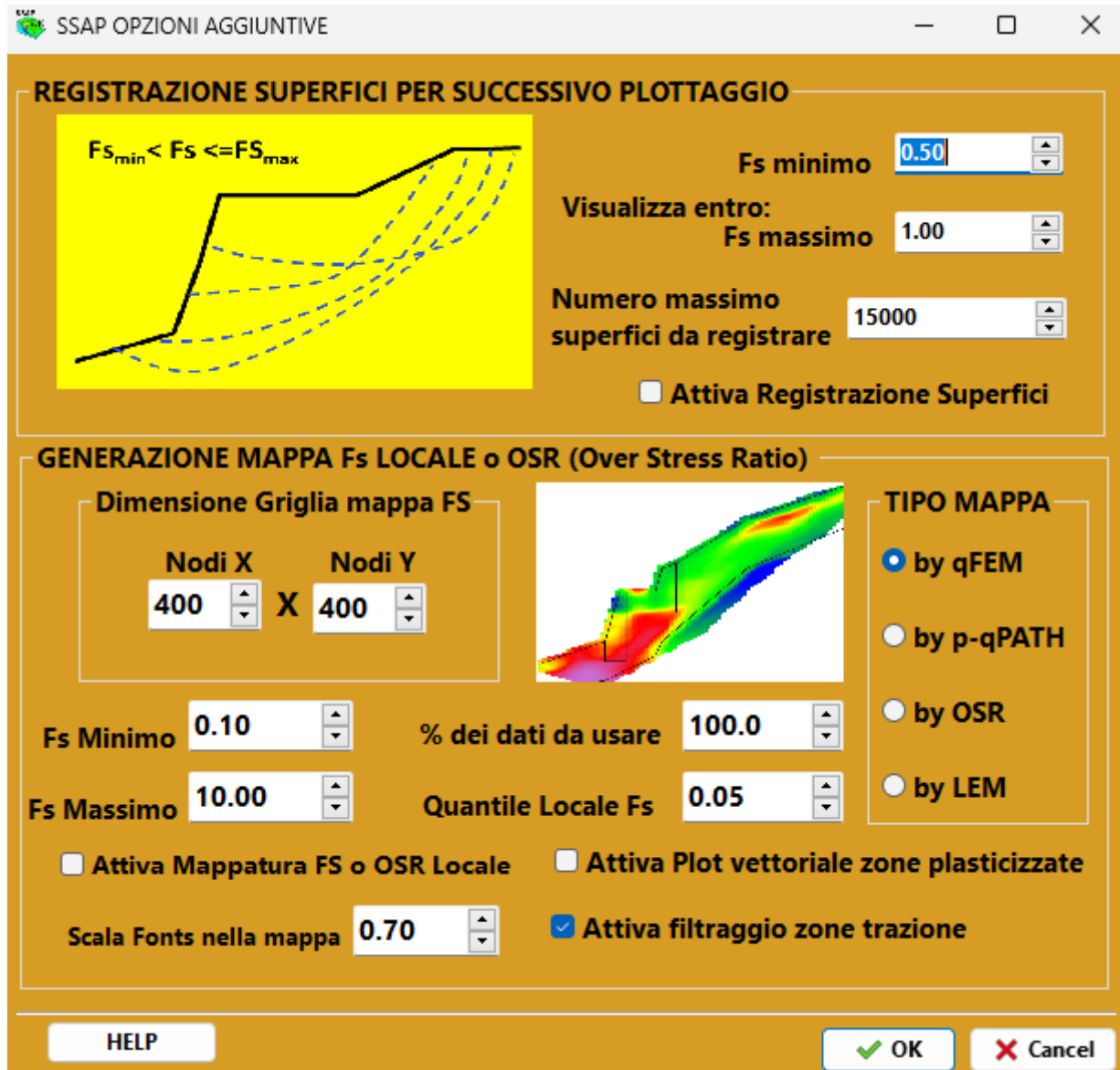


Fig. 5.46

### Registrazione superfici

**Procedura di Registrazione delle superfici durante una verifica Globale.** Questa procedura consente di salvare in un file temporaneo le informazioni delle superfici generate e calcolate con successo. I dati delle superfici calcolate, con un valore di  $F_s$  finale, entro un intervallo predefinito dall'utente, verranno archiviati. È possibile successivamente visualizzare con un click e generare un grafico DXF tutte le superfici con  $F_s$  entro un intervallo predefinito dall'utente. (fig. 5.47)



Fig.

5.47

**Fs minimo**

Indicare il valore di Fs minimo delle superfici da visualizzare (fig. 5.47).

**Fs massimo**

Indicare il valore di Fs massimo delle superfici da visualizzare (fig. 5.47).

**Numero massimo di superfici da registrare**

Indicare il numero massimo di superfici da registrare durante la verifica globale. Tutte le superficie con Fs compreso entro i limiti indicati verranno salvate in un file temporaneo che verrà utilizzato successivamente per riprodurre graficamente le superfici (fig. 5.47).

**Attiva registrazione superfici.**

Per visualizzare gruppi di superficie caratterizzate da un Fs entro uno specifico intervallo indicato è necessario attivare la procedura spuntando la opzione relativa (fig. 5.47). In questo modo durante le verifiche globali successive verrà generato un file temporaneo che verrà utilizzato successivamente per riprodurre graficamente le superfici.

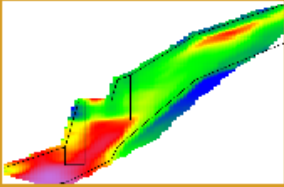
**Generazione Mappa Fs locale e OSR (Over Stress Ratio)**

**Generazione mappe a colori di Fs locale.** Nuova procedura originale (fig. 5.48) che permette la visualizzazione della distribuzione del Fs medio locale entro la massa del pendio. Questo nuovo tipo di mappe è ottenuto mediante una analisi ibrida e intermedia tra LEM (limit equilibrium method) e FEM (Finite element method). Le mappe sono generate e visualizzate come file PDF (fig. 5.48).

**GENERAZIONE MAPPA Fs LOCALE o OSR (Over Stress Ratio)**

**Dimensione Griglia mappa Fs**

Nodi X:  X Nodi Y:



**TIPO MAPPA**

by qFEM

by SRM

OSR

by LEM

Fs Minimo:       % dei dati da usare:

Fs Massimo:       Quantile Locale Fs:

Attiva Mappatura FS o OSR Locale       Attiva Plot vettoriale zone plasticizzate

Scala Fonts nella mappa:        Attiva filtraggio zone trazione

Fig. 5.48

**Dimensione Griglia mappa Fs**

Con questi parametri si definiscono le dimensioni base della griglia della mappa per la ricostruzione 2D a colori. La griglia può essere perfettamente quadrata (es. 400X400) o rettangolare (es. 400x200) dipendendo dal numero di nodi. Il risultato finale però viene riprodotto con una re-interpolazione della griglia originale (fig.5.48). Il numero massimo di nodi per la griglia è 800x800, mentre il numero minimo è 50X50. Un valore medio di 400X400 risulta usualmente sufficiente. (fig. 5.46).

**Fs minimo**

Indicare il valore di FS minimo per la palette di colori della mappa finale. Valori eventuali di Fs minori del valore minimo indicato saranno associati a quest'ultimo. (fig. 5.48).

**Fs massimo**

Indicare il valore di FS massimo per la palette di colori della mappa finale. Valori eventuali di Fs maggiori del valore massimo indicato saranno associati a quest'ultimo. (fig. 5.48).

**% di dati da usare**

Indicare la % dei dati puntuali ottenuti durante le verifiche di stabilità globale al fine di produrre la mappa d Fs locale. Indicando un valore inferiore al 100% questi dati verranno sub campionati in modo casuale generando un campione ridotto e un tempo di elaborazione inferiore (naturalmente un risultato meno accurato). (fig. 5.48).

**Quantile locale Fs**

Indicare il valore del quantile da utilizzare per la rappresentazione della mappa a colori del valore di FS locale (fig. 5.48). Il valore del quantile, indicato nell'intervallo 0.01 – 0.99, permette di selezionare il valore corrispondente della distribuzione di FS che corrisponde a la probabilità di avere localmente un valore inferiore a quello rappresentato nella mappa finale (figura 5.50) . Ovvero se selezioniamo un quantile di 0.05, la mappa a colori indicherà la distribuzione dei valori di FS locali con una probabilità' del 5% di avere negli stessi punti valori inferiori a quello rappresentato nella mappa. Nel caso si produzione di Mappe OSR (Over Stress Ratio) il valore



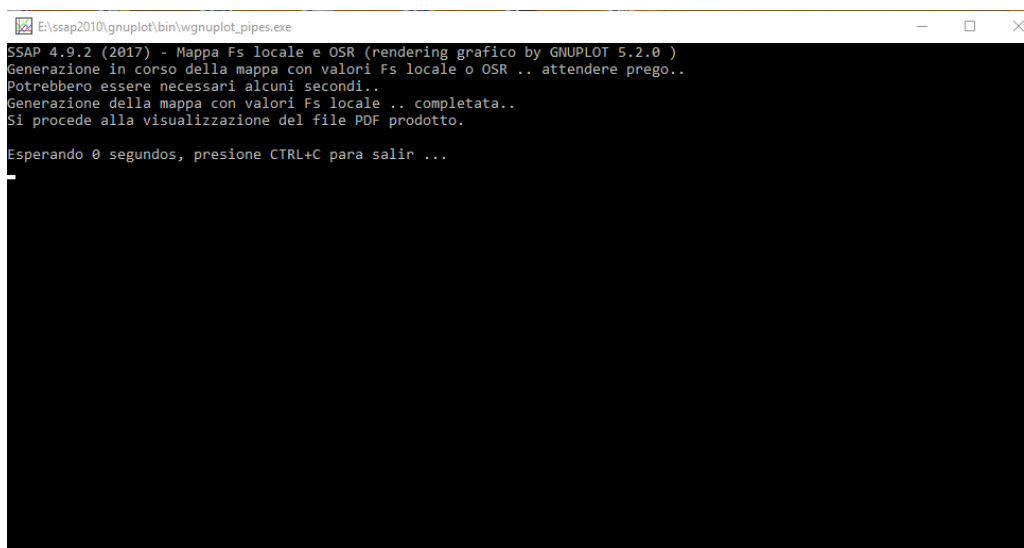
del quantile immesso verrà ignorato dato che la mappa OSR per essere generato ha bisogno di un valore di quantile preimpostato e non modificabile.

#### Attiva mappatura Fs locale.

Per realizzare la mappa di Fs locale è necessario attivare la procedura spuntando la opzione relativa (fig. 5.48). In questo modo durante le verifiche globali successive verrà generato un file temporaneo con tutte le informazioni utili alla analisi successiva e produzione della mappa finale (generata premendo il pulsante nel riquadro risultati della finestra principale del programma). La procedura di generazione è monitorata mediante una console del software GNUPLOT (fig. 5.49). Dopo che è apparsa la console in figura 5.49 la mappa a colori desiderata del valore locale di FS come file PDF che verrà visualizzato dal programma SUMATRAPDF (fig. 5.50).

#### Scala font nella Mappa

Nel caso di particolari schede grafica può essere necessario variare il fattore di scala dei fonts della mappa di FS (fig. 5.48). Impostare il valore appropriato (ridotto o incrementato) prima del plottaggio della mappa.



```
E:\ssap2010\gnuplot\bin\wgnuplot_pipes.exe
SSAP 4.9.2 (2017) - Mappa Fs locale e OSR (rendering grafico by GNUPLOT 5.2.0 )
Generazione in corso della mappa con valori Fs locale o OSR .. attendere prego..
Potrebbero essere necessari alcuni secondi..
Generazione della mappa con valori Fs locale .. completata..
Si procede alla visualizzazione del file PDF prodotto.
Esperando 0 segundos, presione CTRL+C para salir ...
```

Fig. 5.49

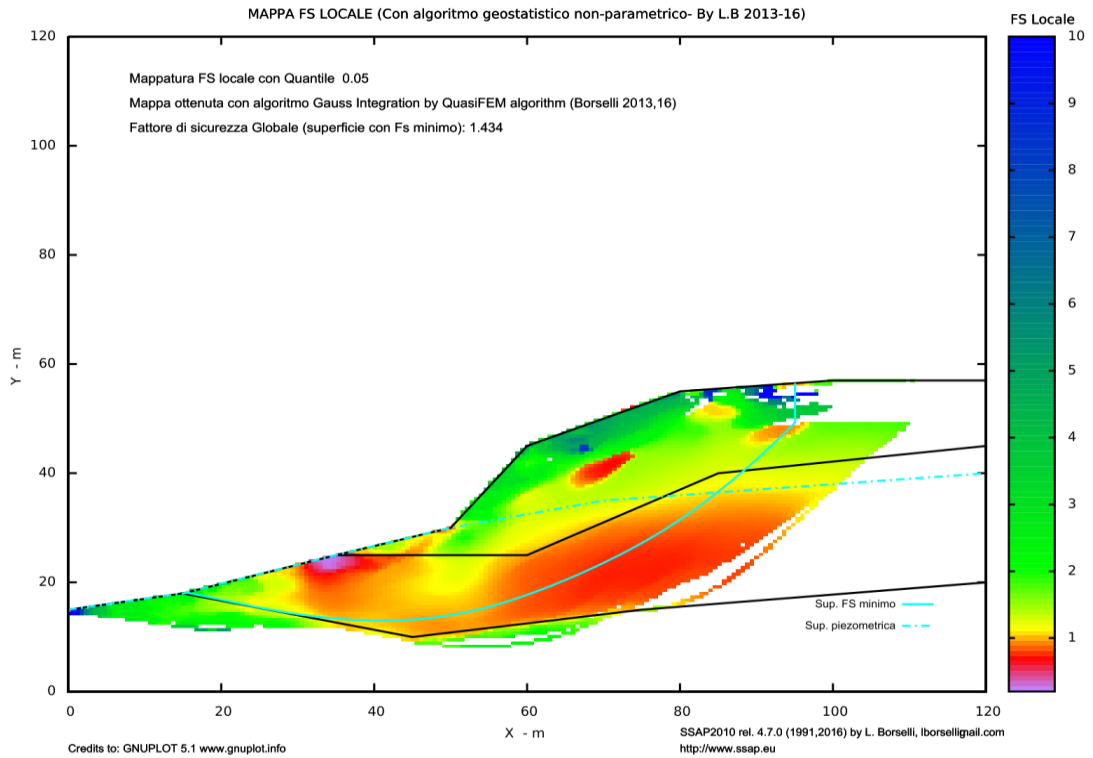


Fig. 5.50

**Tipo Mappa.**

In SSAP è ora possibile produrre alla fine di una verifica 4 tipi di mappe a colori (figura 5.51), come illustrato nel capitolo 2 di questo manuale:

- 1) Mappa del fattore di sicurezza locale secondo **l'algoritmo qFEM** (questa è la opzione standard) come fig.5.50
- 2) Mappe **algoritmo SRM** (*strength reduction method*) questa è una possibilità alternativa per le mappe di Fs locale
- 3) Mappa del **OSR (Over Stress Ratio)** (vedi fig. 5.52)
- 4) Mappa secondo il valore di FS locale da **analisi LEM** classica

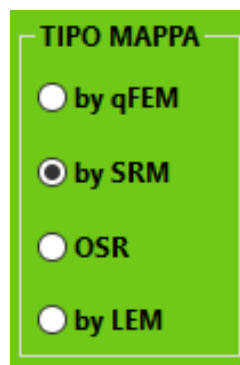


Fig. 5.51

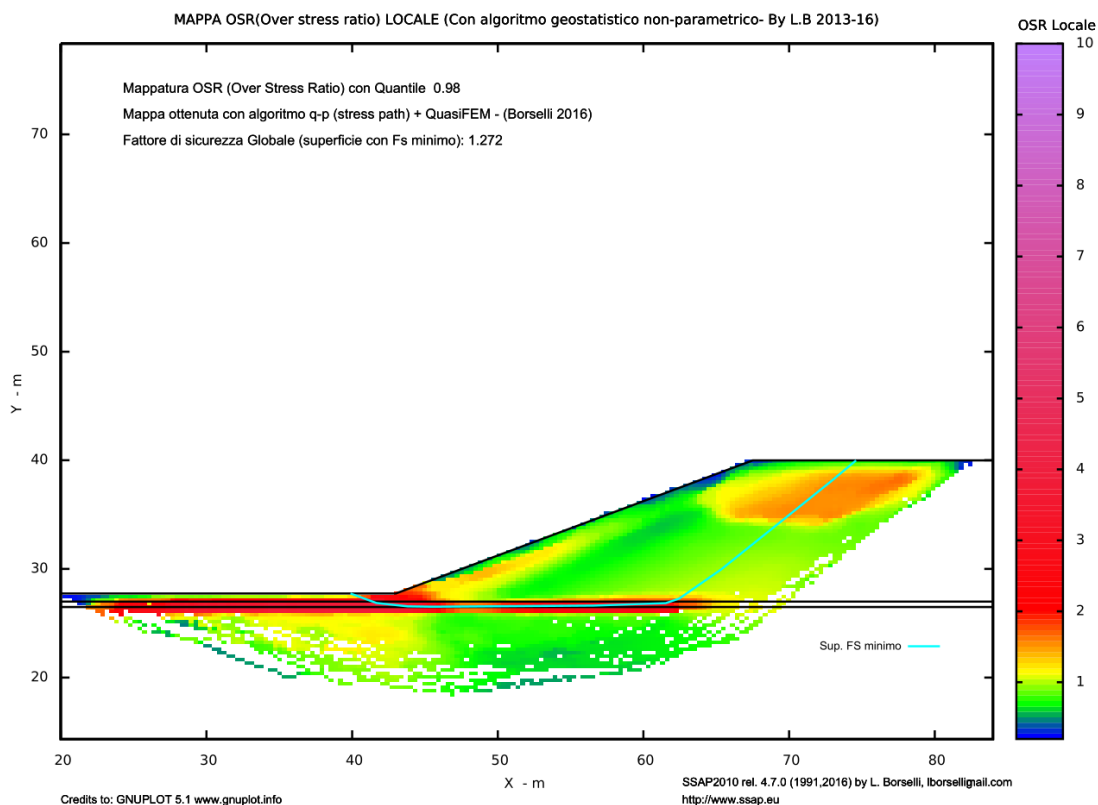


Fig. 5.52

**Attiva Plot Vettoriale Zone Plasticizzate.**

Attivando questa opzione (fig. 5.53) nelle mappe del Fattore di sicurezza locale prodotte verranno aggregate ancora informazioni infatti in tutte le zone con fattore  $FS < 1.0$ , e quindi con probabilità di produrre fenomeni di plasticizzazione e rottura locale vengono aggiunte dei vettori che rappresentano la direzione di possibile scorrimento post plasticizzazione (fig.5.54)

Attiva Plot vettoriale zone plasticizzate

Fig. 5.53

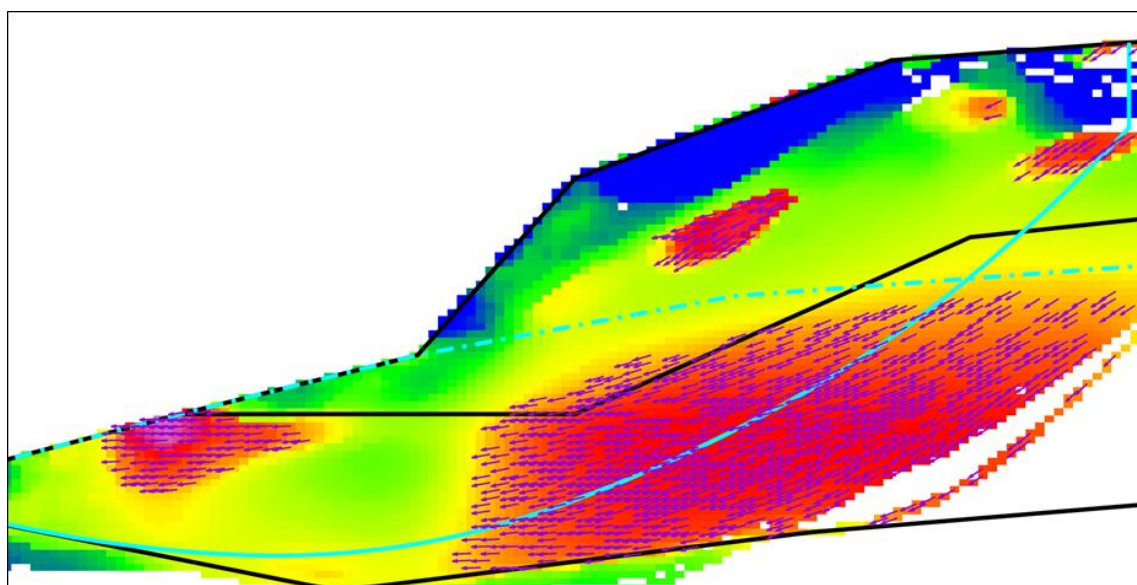


Fig. 5.54


**Attiva filtraggio zone trazione.**

Attivando questa opzione (fig. 5.48) nelle mappe del Fattore di sicurezza locale prodotte verranno non considerati gli effetti nello stato di stress di trazione. Questo per conformità' con alcuni software agli elementi finiti che non permettono di considerare fenomeni di trazione e relativi  $F_s$  locali minori di 1.0. La opzione è attiva di default. Però è possibile disattivarla. In questo caso avremo in alcuni casi una mappa a colori differente.

**Salva Impostazioni**

Premendo il bottone (SALVA IMPOSTAZIONI, nella zona SETUP VERIFICA è possibile salvare, tutte le impostazioni di progetto e della verifica con le informazioni del file del modello del pendio (.MOD) (figura 5.55).

Queste informazioni sono salvate in un file con estensione **.PAR**. Il file .PAR può essere usato per tenere un registro delle impostazioni usate, ma soprattutto ha la sua prima utilità nella possibilità di eseguire in un'unica operazione il caricamento di un modello del pendio (.MOD) e tutte le impostazioni usate durante una precedente verifica. In questo caso una finestra di dialogo chiederà il nome del file da salvare, permettendo di salvarlo anche in un percorso diverso rispetto a quello dove si trova il file .MOD associato e attivo in quel momento.



**SALVA IMPOSTAZIONI PROGETTO**

fig. 5.55

**5.2.6 STRUMENTI**

Selezionando questa voce con il puntatore del mouse o con i tasti cursore apparirà una ulteriore selezione di voci. (Fig. 5.56)



fig. 5.56

### Cambia Parametri Geotecnici

Permette l'editing (modifica) del file .GEO contenente i soli parametri geotecnici. Al termine della operazione di editing tutti i cambiamenti effettuati saranno considerati effettivi per la successiva verifica senza che sia necessario caricare nuovamente il file .MOD. I nuovi valori sono quindi memorizzati dal programma e pronti per le verifiche successive. Questa funzione particolarmente utile nella fase esplorativa e preliminare di una analisi di stabilità.

### Modifica Modello Pendio

Permette, lanciando direttamente il programma MAKEFILES 5.7 di editare e modificare il modello già caricato nel programma SSAP. Il modello può essere modificato e/o integrato di nuove componenti. Alla fine della modifica possiamo salvare il modello sovrascrivendo il modello preesistente o creando un nuovo modello, con un nome diverso, con eventuali varianti rispetto al modello originale. Uscendo dalla procedura il modello originale viene ricaricato automaticamente ma possiamo successivamente caricare il nuovo modello con le varianti apportate.

### Edita files

Il programma di editing utilizzato è il programma indicato nel file SSAP2010.INI. Prima di lanciare il programma interno di editing viene visualizzata una finestra in cui è possibile visualizzare tutti i files e drive presenti nel vostro sistema, nonché spostarsi in drive diversi. Selezionando il file ASCII di testo puro che si desidera modificare, il programma di editazione verrà lanciato aprendo automaticamente il file scelto che successivamente potrà essere modificato o stampato. Per dettagli relativi alla configurazione del programma editore si vada all'appendice G. Nella **versione portable** non è necessaria una configurazione personalizzata, dato che questa è opzionale.

### Genera report verifica

In questa casella di input viene indicato il nome completo del file testo su cui verrà eventualmente salvato il report delle elaborazioni effettuate. Il nome è per default il medesimo del file contenente il modello del pendio, ma avrà estensione **.TXT**. L'utente può scegliere anche un nome diverso e una diversa cartella per immagazzinare i reports, digitando il percorso completo e il nome del file che desidera (**attenzione! non verrà effettuato alcun controllo su files già presenti su disco con lo stesso nome. Eventuali files verranno sovrascritti**). I risultati di questa analisi verranno scritti alla fine del report salvato come file di testo o stampato. Una volta generato il file di report, questo verrà automaticamente aperto visualizzato.

### Genera files DXF

Attiva finestra di dialogo (fig. 5.57) con le opzioni per la creazione dei file DXF con le informazioni sul modello del pendio, le superfici critiche o le superfici che corrispondono a un intervallo di FS, se la opzione di registrazione era stata

preliminarmente attivata. Questa voce è attiva solo al termine di una verifica di stabilità (globale o singola).

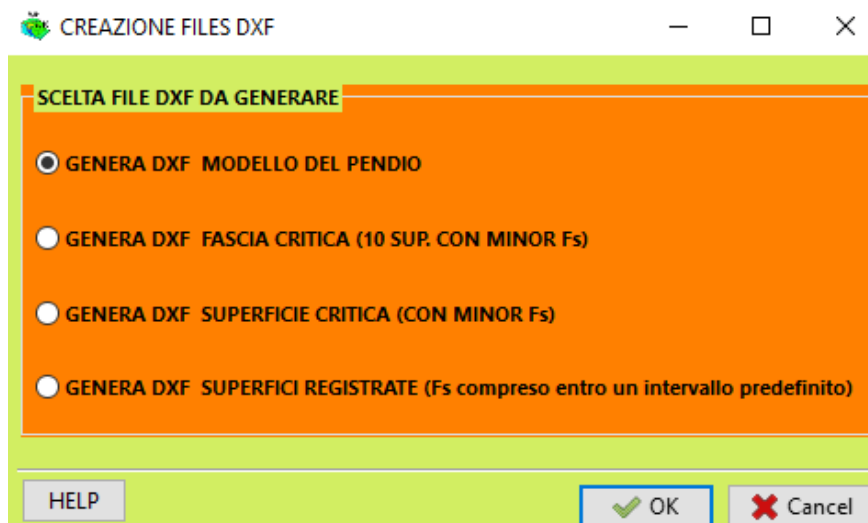


fig. 5.57

#### Esporta superfici

Scrive su file ASCII i dati relativi alla superficie singola con minor FS in assoluto determinata con la ricerca globale. La superficie viene salvata con estensione **.SIN** per default. Vedasi il manuale per le convenzioni e la struttura dei files **.SIN**. (vedasi capitolo 3)

#### Makefiles 5.7

Lancia programma di utilità MAKEFILES.EXE (vedasi capitolo 4).

#### File SSAP2010.INI

Lancia programma di utilità INIUPDATE.EXE (**vedasi appendice H**) che permette una configurazione personalizzata del pacchetto SSAP. Per dettagli relativi alla configurazione personalizzata si vada all'**appendice H**. Va ricordato che nel 99% dei casi non è necessaria una configurazione personalizzata, quindi questa risulta è opzionale.

### 5.3 SEQUENZA TIPICA DELLE OPERAZIONI CON IL PROGRAMMA SSAP

Verrà qui fornita una sequenza tipica delle operazioni che permettono di effettuare una verifica completa di un pendio. Si assume che tutti i files dati che definiscono il modello del pendio verranno creati con le specifiche e le convenzioni indicate nel capitolo 3 di questo manuale. La sequenza delle operazioni è indicata seguendo le voci presenti nel menu principale e negli eventuali sottomenù.

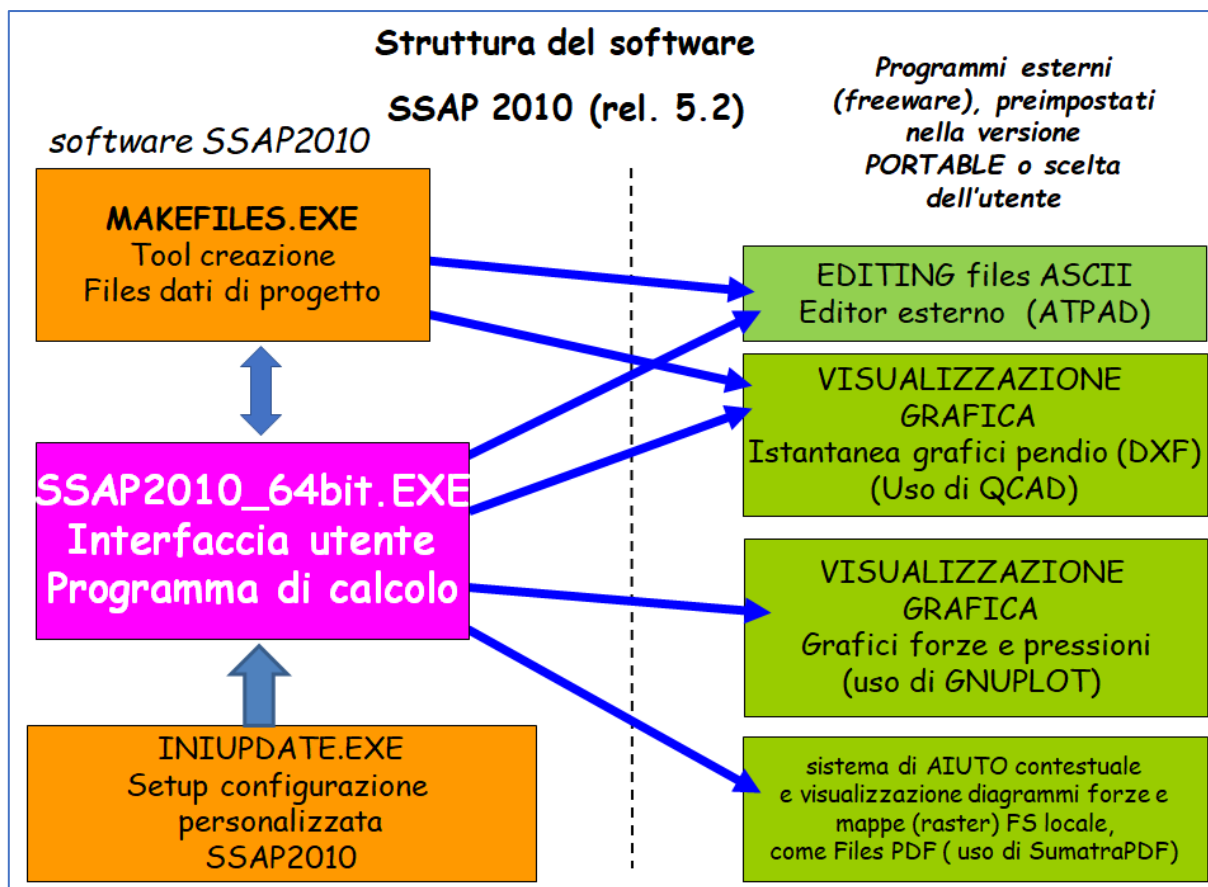
#### **Fasi di lavoro con SSAP 2010 nel caso di una verifica globale:**

1. *Definizione modello del pendio (fase preliminare e la più importante).. Questa operazione viene fatta dall'utente prima di utilizzare SSAP...*
2. *Creazione files dati e assemblaggio file .MOD (con MAKEFILE.EXE)*
3. *Caricamento in memoria del file .MOD (pulsante --> **Leggi Modello**);*
4. *Visualizzazione grafica del modello del pendio inserito (Pulsante ---> **Vedi Modello**) e successivo ritorno al menu principale;*
5. *Impostazioni delle Verifica di stabilità secondo diversi scenari Es. Inserimento valori coefficiente. sismico, presenza di tension cracks, modello di calcolo (es Janbu, spencer..) etc. (Pulsante ---> **Opzioni**);*

6. Inserimento parametri per generazione delle superfici di scivolamento (Pulsante ---> **Parametri**) o utilizzo dei valori forniti automaticamente;
7. Esecuzione della verifica di stabilità con i parametri precedentemente impostati (Pulsante ---> **Verifica globale**)
8. Visualizzazione ed analisi dei risultati (grafici DXF e grafici forze .. Programmi esterni comandati da SSAP). Visualizzazione grafica dei risultati e stampa grafici (Pulsante ---> **Vedi Grafici**) o (Pulsante ---> **Diagrammi forze**)
9. Revisione modello del pendio (se vi è necessità), anche per valutare scenari diversi, e ripetere i passi da 2 a 8 se necessario
10. Reporting (scrittura report + file DXF pendio e superfici FS minimo, grafici forze e pressioni interne). (Pulsante ---> **Genera report verifica**)
11. Uscita dal programma (Pulsante ---> **Esci programma**)

#### 5.4 STRUTTURA DEL PACCHETTO SSAP

Il pacchetto SSAP non è solo costituito da cuore centrale del programma di calcolo con il codice SSAP. Ma anche da alcuni software esterni che adempiono ad alcune funzioni base (vedasi la figura 5.58). Alcuni software sono prodotti da terze parti ma disponibili pubblicamente in quanto pacchetti interamente freeware e che **SSAP** usa per svolgere ad esempio alcune funzioni base di visualizzazione grafica (software **QCAD**, **GNU PLOT**), o editing di dati (**ATPAD**) o visualizzazione contestuale di Porzioni di questo manuale in formato PDF (**SUMATRAPDF**). Prodotti dall'autore sono invece i software **MAKEFILES** (strumento per la creazione dei files del modello del pendio – Vedasi capitolo 4) e Il software **INIUPDATE** (per la configurazione personalizzata del pacchetto – vedasi appendice H di questo manuale).



## CAPITOLO 6 - ESEMPI DI APPLICAZIONE

### 6.1 INTRODUZIONE

Per facilitare gli utenti nel prendere confidenza con le funzionalità ed i metodi operativi del programma, sono stati creati alcuni gruppi di files dati relativi a pendii dalle diverse caratteristiche. Ogni pendio è mostrato con le diverse caratteristiche di stratigrafia, falda, ostacoli, sovraccarichi, muri di sostegno, palificate, terre, armate, tiranti etc. Attraverso questi esempi l'utente potrà verificare tutte le diverse funzionalità del codice SSAP, studiare la struttura dei file dati relativi ogni modello del pendio (costruito secondo le convenzioni espone nel capitolo 3).

Nella cartella **\PENDII** dove è stato installato il programma SSAP è disponibile una lista di pendii di esempio organizzati in varie sotto-cartelle.

Un esempio completo addizionale a quelli presenti in questo capitolo è presentato nella appendice G di questo manuale. Si tratta di un esempio che viene presentato insieme al report completo della verifica di stabilità in modo testo e grafico.

### 6.2 ESEMPI

**N.B.: I grafici riportati negli esempi su questo manuale sono immagini provenienti dai files DXF originali prodotti dal programma ed esportati come file .PDF ad alta risoluzione (con sfondo bianco) mediante la procedura di esportazione come immagini (.PDF) nel programma QCAD, seguendo le istruzioni indicate nel capitolo 7 di questo manuale.**

#### 6.2.1 Esempio 1

File **ES6.MOD** nella cartella: **\Pendii\Esempi**

Pendio naturale con tiranti e sovraccarichi distribuiti (ZOOMMARE le successive figure per vedere i particolari). L'analisi è stata eseguita in condizioni statiche con parametri di progetto ridotti anche gli strati con ammasso rocciosi e criterio di rottura GSI-GHB, Hoek et al (2002) (approccio 1 A2+M2+R2) con correzioni sui parametri di resistenza la taglio equivalenti da attivare. Questo pendio è a livello globale da considerarsi stabile e con un fattore di sicurezza in condizioni statiche **FS=1.2517** ovvero maggiore del  $F_s$  minimo richiesto dalle NTC2018. Tuttavia una analisi più approfondita basata sullo studio delle mappe a colori del  $F_s$  locale (figure 6.2.1.2, 6.2.1.3,) e dell'*Over Stress Ratio* (Farias & Naylor, 1998) (figura 6.2.1.4) rivela che esistono internamente una serie di zone con condizioni localmente critiche e di probabile plasticizzazione. Ciò è dovuto alle condizioni di stress prossime o superiori allo stato critico e che potrebbero dare luogo a fenomeni di rottura progressiva. Le mappe OSR come la mappa in figura 6.2.1.4 danno una visione distribuita delle condizioni medie delle condizioni di stress. Valori di  $OSR > 1.0$  indicano che lo stato di shear stress massimo locale è superiore alle condizioni medie locali di resistenza al taglio. Vanno fatte notare alcune particolarità di questo pendio. 1) gli stati 2 e 3 sono ammassi rocciosi fratturati e il criterio di rottura locale è quello del Metodo Hoek-GSI (Hoek et al. 2002), mentre lo stato 1 è un terreno con coesione e attrito. **In questa verifica è stato utilizzato il motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH. Si noti che le superfici critiche individuate non sono mai superfici circolari.**



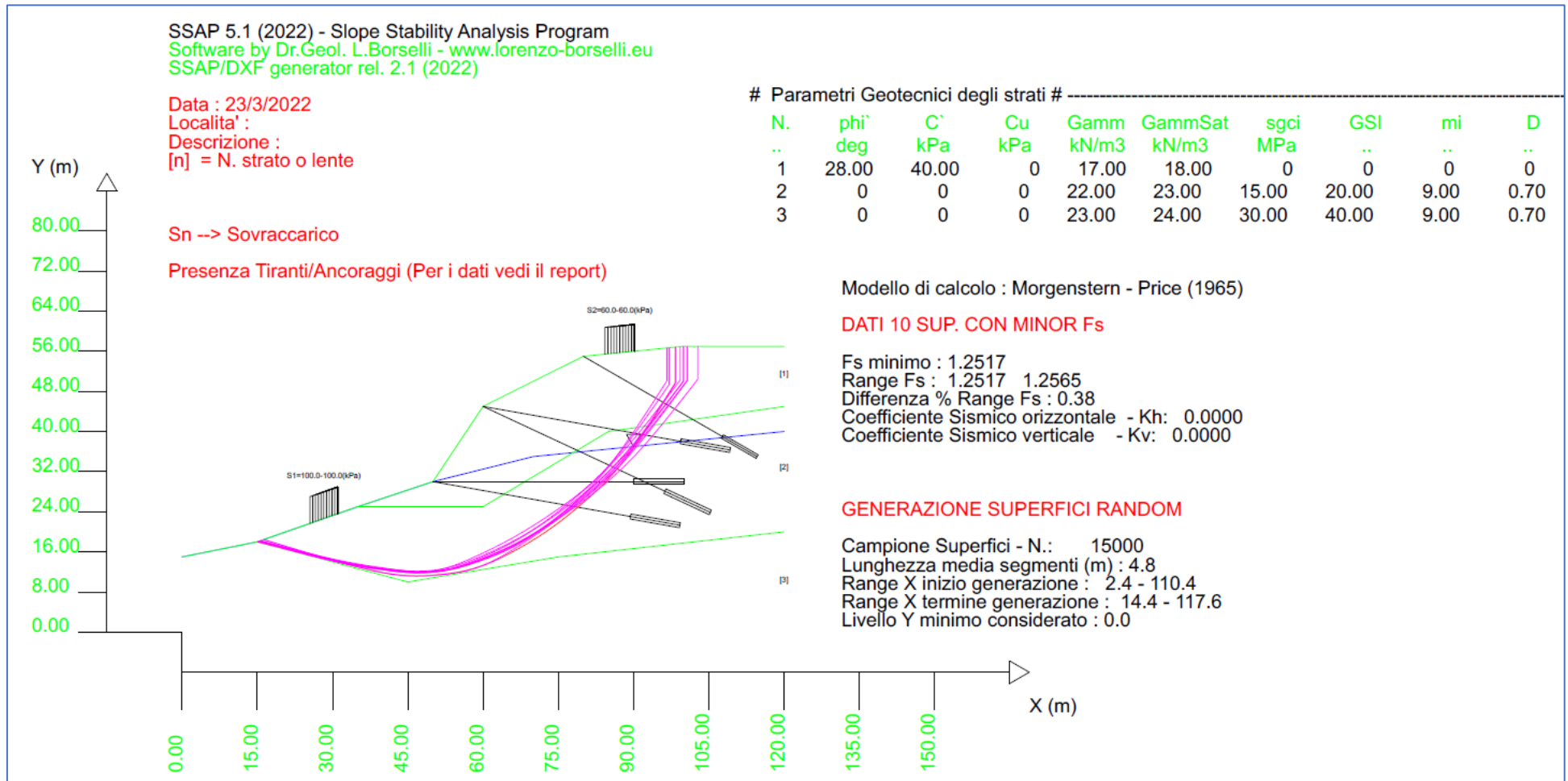
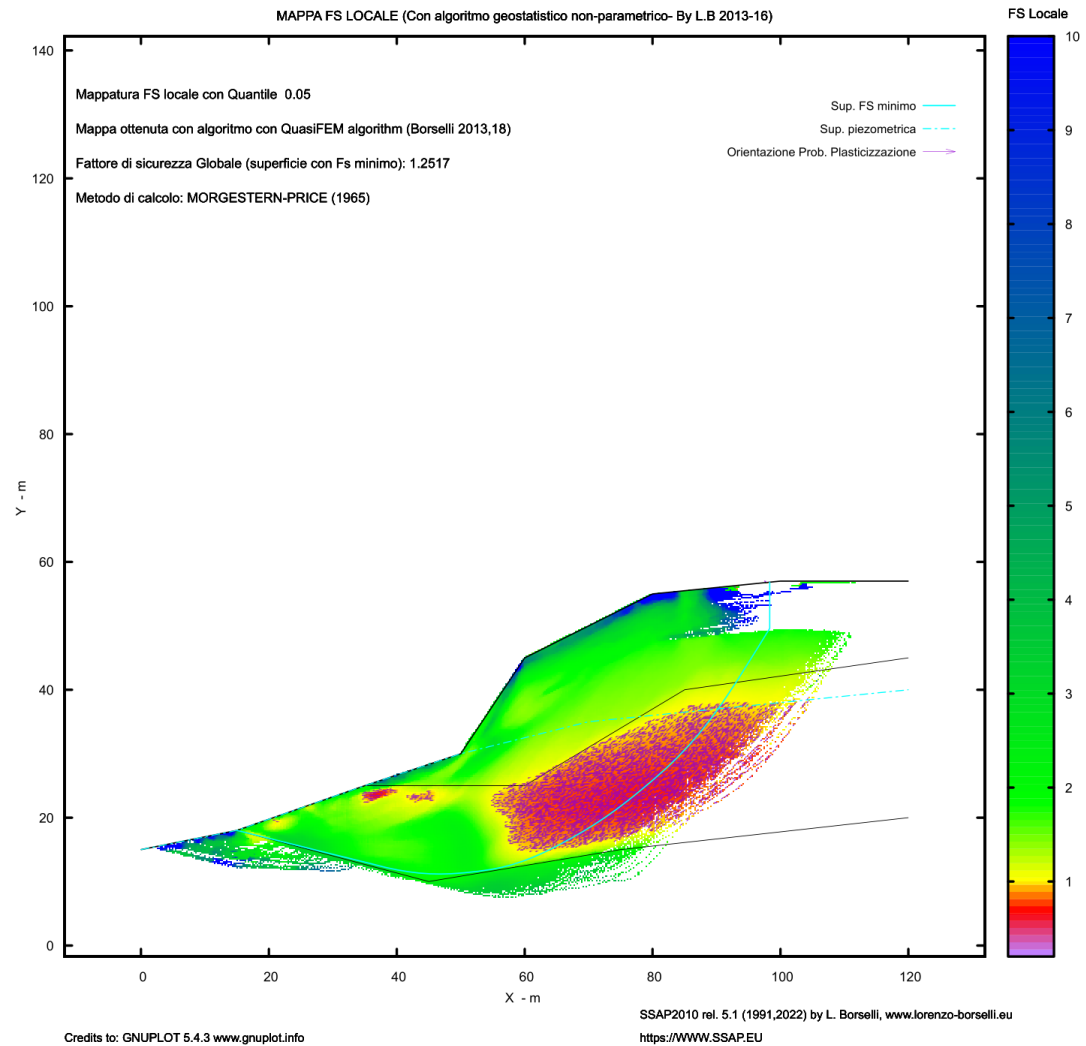
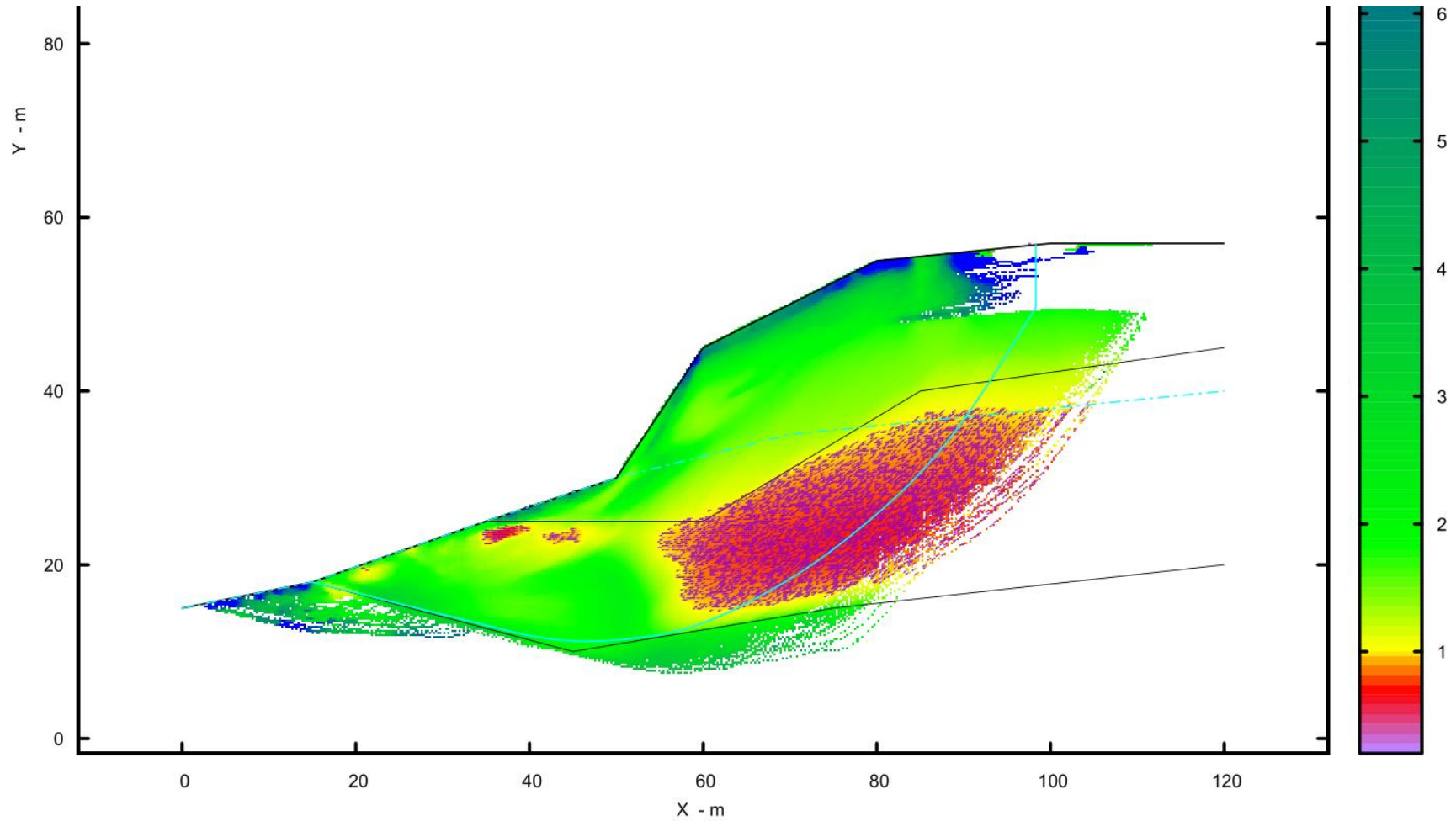


Fig. 6.2.1.1: modello pendio e Fascia critica con le dieci superfici con minor Fs. (Fs: 1.2517-1.2565), con motore **SNIFF RANDOM SEARCH**, smussatore superfici attivato, generazione tension crack attivata e **tiranti impostati come ATTIVI**. Numero superfici generate 15000, (si noti che le superfici non sono circolari.)



**Fig. 6.2.1.2 – Mappa del fattore di sicurezza locale con metodo qFEM. È riprodotta la superficie critica con Fs globale pari a 1.2517. Si noti la distribuzione dei vettori delle probabili direzioni di plasticizzazione locali**

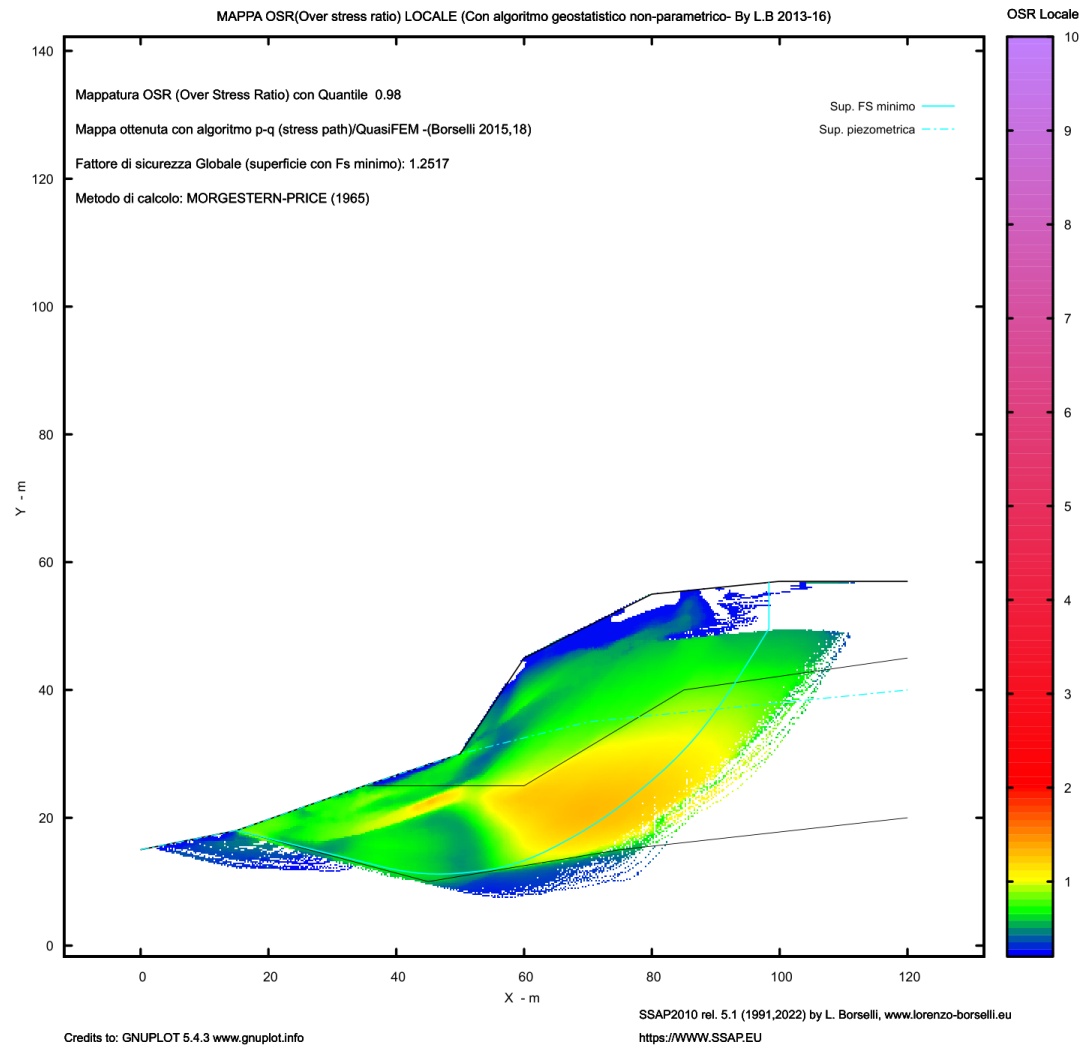


Credits to: GNUPLOT 5.4.3 [www.gnuplot.info](http://www.gnuplot.info)

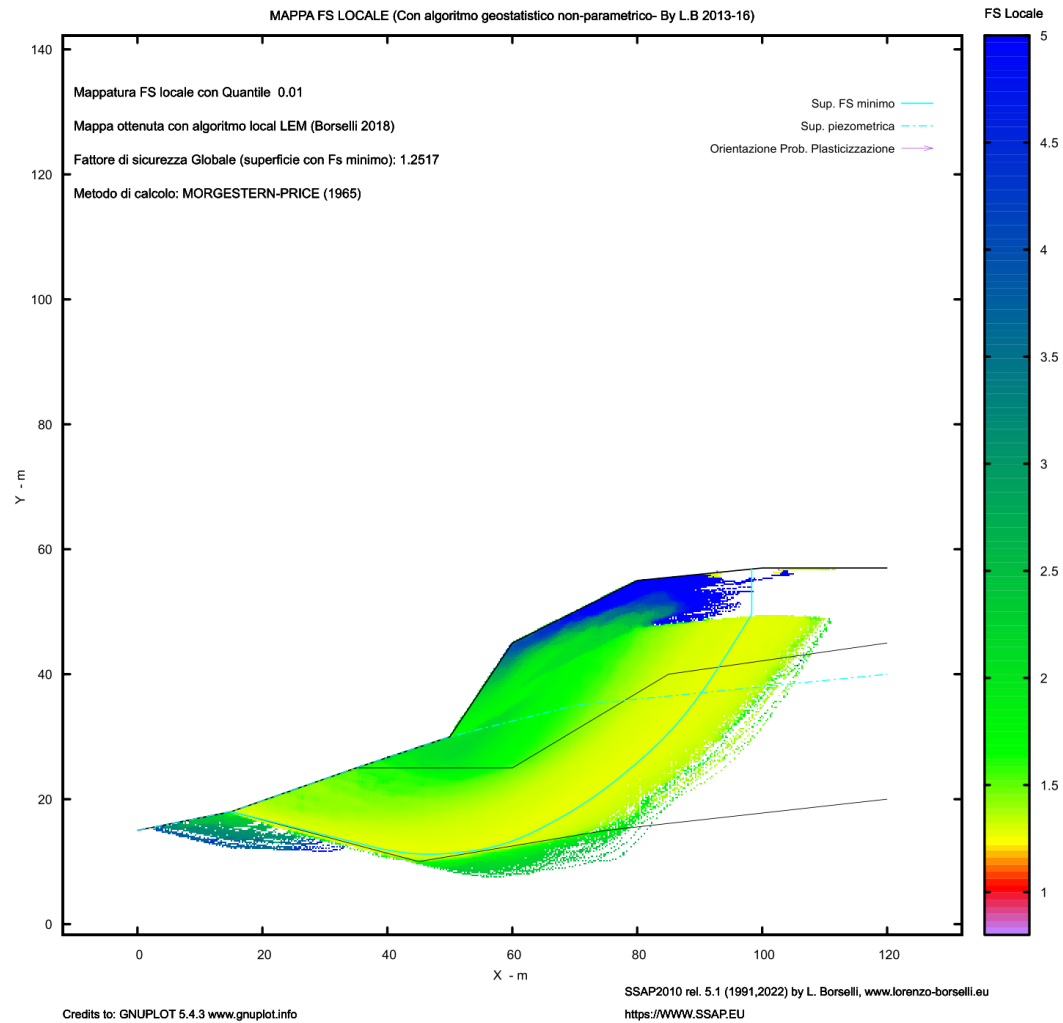
SSAP2010 rel. 5.1 (1991,2022) by L. Borselli, [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)

<https://WWW.SSAP.EU>

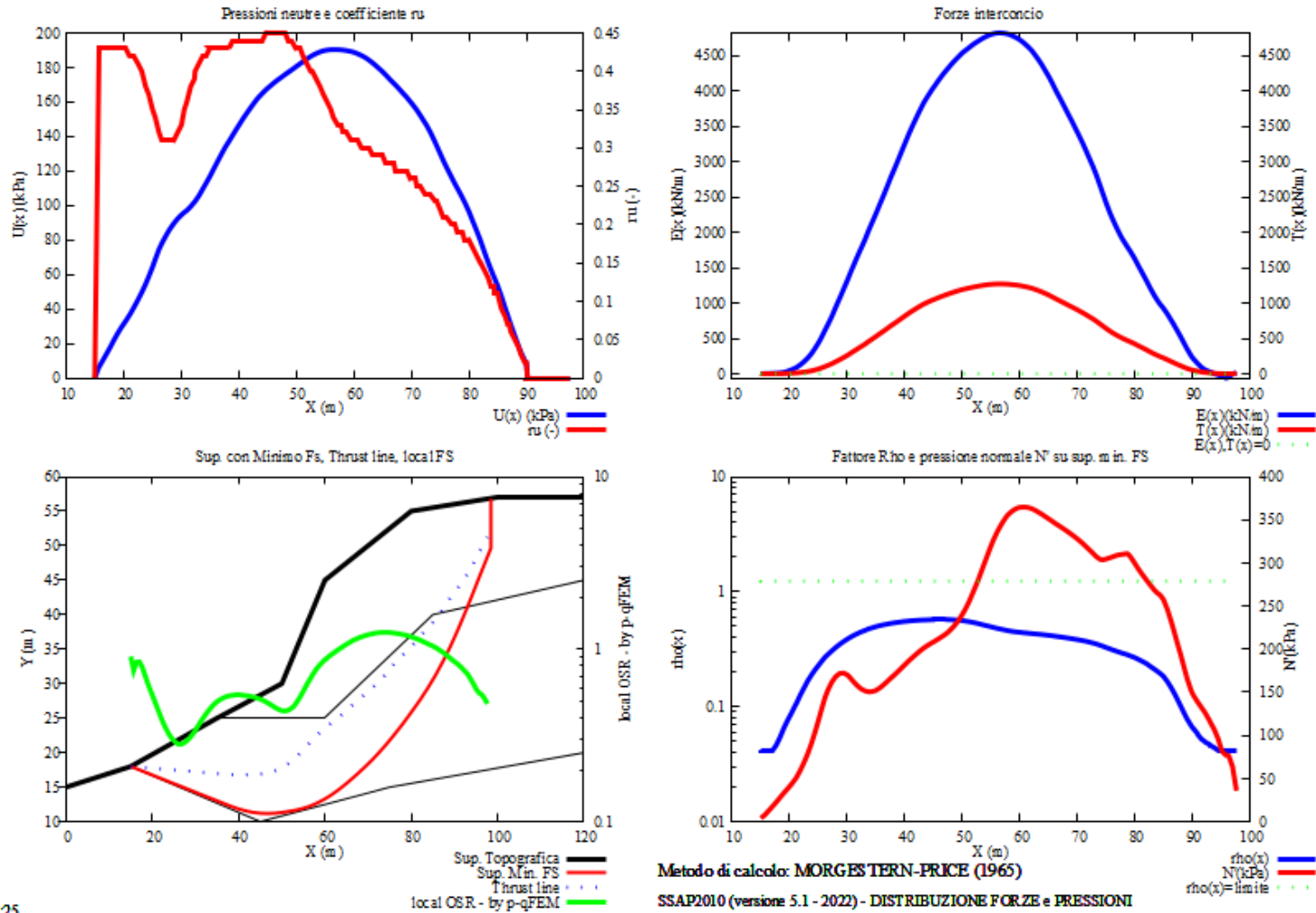
**Fig. 6.2.1.3 – zoom locale della mappa in figura 6.2.1.2. Si notino i vettori delle probabili direzioni di plasticizzazione locali in corrispondenza della superficie critica con  $F_s$  minimo individuata e plottata con colore ciano.**



**Fig. 6.2.1.4 – Mappa del OSR (*over stress ratio*) locale. La mappa rappresenta in termini di stress medio locale (stress principali e stress *path*) le aree dove lo shear stress massimo locale è superiore alla resistenza al taglio locale. Le zone con  $OSR > 1.0$  (colore da giallo al rosso) sono le zone più probabili per una generazione di fenomeni di rottura progressiva.**



**Fig. 6.2.1.5 –Safety map.** La mappa rappresenta La sovrapposizione delle zone con diverso Fs globale e evidenzia così la zona di maggior criticità in termini di FS globale. La mappa è stata realizzata sovrapponendo le diverse superfici generate (15000 superfici)



23/03/22 09:25

Fig. 6.2.1.6 distribuzione di forze e pressioni interne relativamente alle superficie con minor Fs.

### 6.2.2 Esempio 2

File **FKCF2.MOD** nella cartella: `\pendii\benchmar`

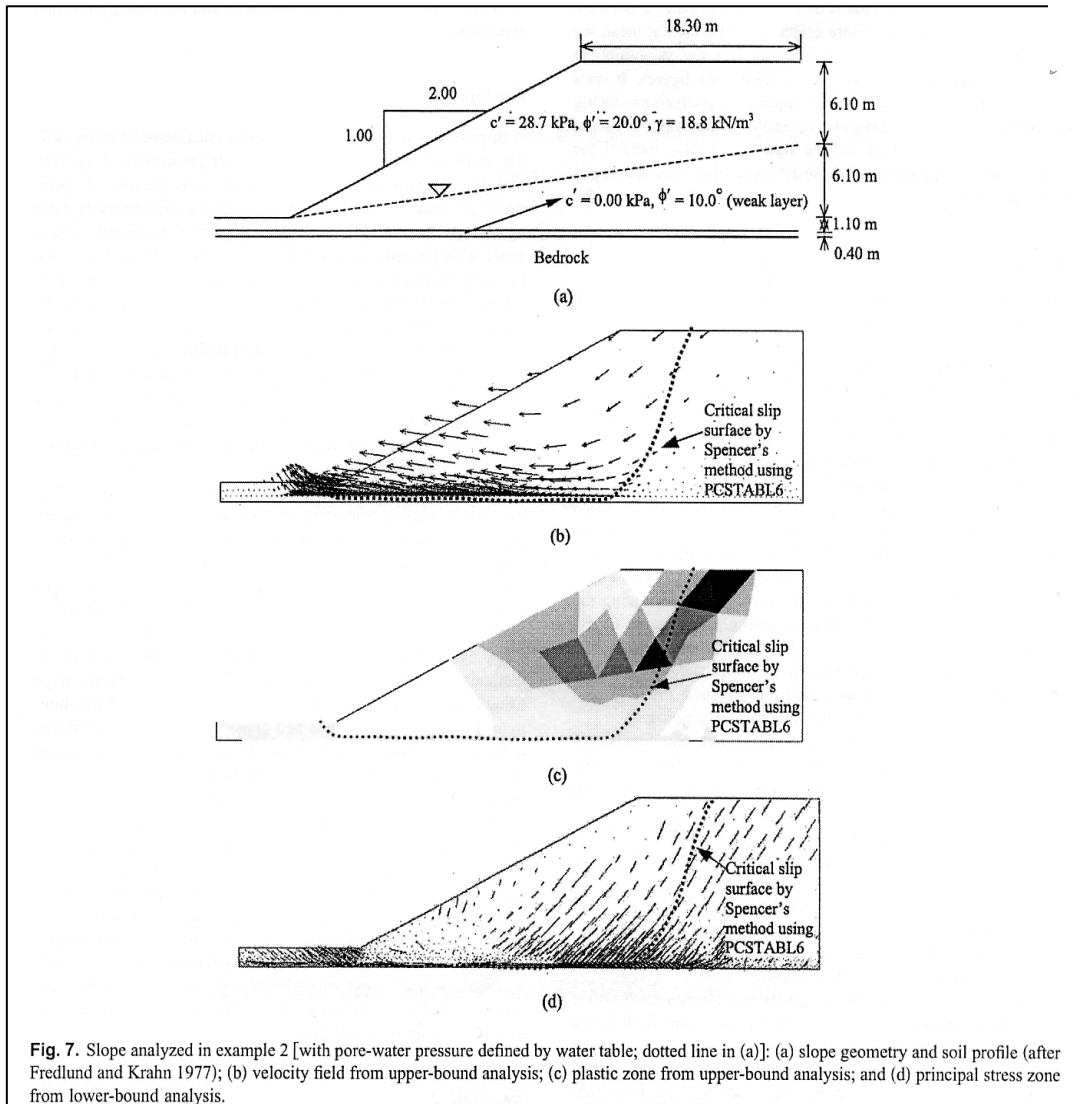
Di seguito un esempio di verifica di stabilità di un rilevato poggiate su uno strato orizzontale torboso con bassissima resistenza al taglio. Questo è considerato un caso critico da manuale nella stabilità dei rilevati ed è utilizzato da lungo tempo nella letteratura internazionale, per testare i programmi di verifica di stabilità (Fredlund 1977). **In questo caso la adozione di motori di ricerca classici, come superfici circolari o a forzata convessità, non permette la corretta identificazione delle superfici più critiche a causa della presenza di un sottile strato orizzontale a bassa resistenza e di elevata continuità. La utilizzazione del motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH implementato in SSAP permette la identificazione corretta della superficie critica con minor FS, tracciando automaticamente e con continuità lo strato orizzontale con maggiore debolezza (Zoomare le figure da 6.2.2.1 a 6.2.2.9 per i dettagli).**

Il pendio è caratterizzato da uno stato molto sottile orizzontale con una resistenza al taglio bassissima (livello torboso) e in condizioni di saturazione. Sopra di esso abbiamo un rilevato con coesione e attrito e sotto di esso uno strato ugualmente molto resistente. Questo tipo di pendio è normalmente usato come benchmark per i software di analisi di stabilità che non usano superfici esclusivamente circolari e per metodi ad elementi finiti.

Un esempio di analisi comparativa tra modelli LEM e FEM per il pendio in esame si incontra in (Kim et al., 2002) in figura 6.2.2.1.

Da sottolineare la superiorità del motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH rispetto agli altri motori di ricerca tradizionali nella identificazione delle superfici critiche del tipo *Block Slide* (Fredlund 1977). La corrispondenza dei valori di  $F_s$  indentificati nella figura 6.2.2.1 con quelli riportati nella figura 6.2.2.2.

Da sottolineare ancora la corrispondenza dei risultati delle figure 6.2.2.7, 6.2.2.8, 6.2.2.9, con quelli di Kim et al (2002) figura 6.2.2.1. Le mappe di  $F_s$  locale così ottenute e dello OSR (over stress ratio (Farias & Naylor, 1998) permettono di fornire utilissime indicazioni per identificare le zone di probabile plasticizzazione locale ( $F_s$  locale  $<1.0$  e  $OSR > 1.0$ ) e quindi di possibile origine di una rottura progressiva. In ultima analisi permettono di evidenziare le zone (anche in profondità) che occorre rinforzare o drenare per incrementare il fattore di sicurezza globale e la stabilità complessiva.



**Table 2. Comparison of Factors of Safety for Example 2 by Various Methods**

Method of analysis	No water table	Pore pressure by $r_u (=0.250)$	Pore pressure by water table
Bishop's simplified method <sup>a</sup>	1.38	1.12	1.25
Spencer's method <sup>a</sup>	1.37	1.12	1.25
Morgenstern and Price's method with $f(x)=\text{constant}^a$	1.39	1.12	1.25
Variational stability analysis <sup>b</sup>	1.33	1.08	1.19
Spencer's method using random search method <sup>c</sup>	1.34	N/A	1.21
Lower-bound analysis <sup>d</sup>	1.25	1.07	1.10
Upper-bound analysis <sup>d</sup>	1.37	1.16	1.23

<sup>a</sup>Fredlund and Krahn (1977).

<sup>b</sup>Leshchinsky and Huang (1993).

<sup>c</sup>PCSTABL6.

<sup>d</sup>This study.

**Fig. 6.2.2.1 da Kim et al. (2002). Esempio 2 e comparazione analisi LEM e FEM, pore pressure by water table.**



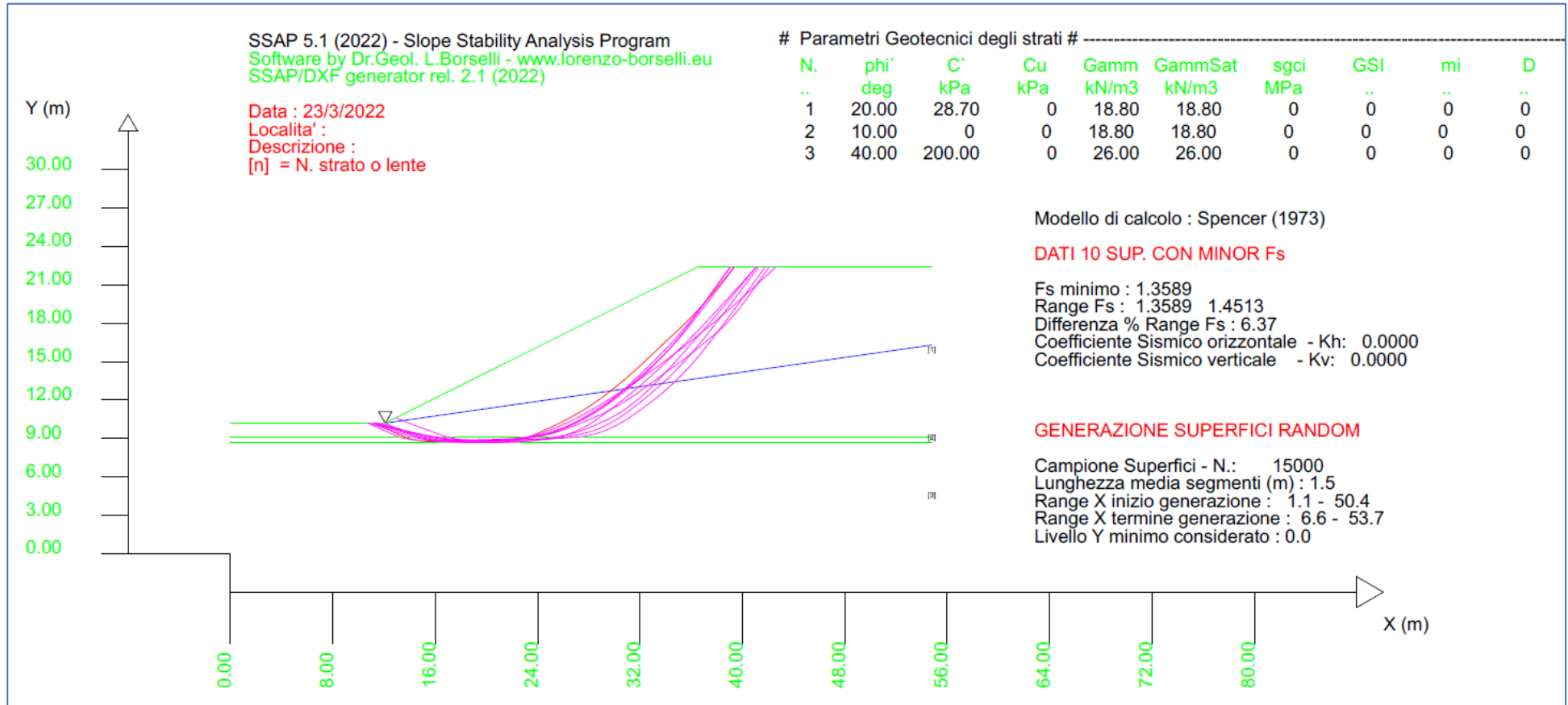


Fig. 6.2.2.2 Fascia critica; le dieci superfici con minor Fs (Fs 1.359-1.451), Utilizzando il motore di ricerca CONVEX RANDOM SEARCH con smussatore di superfici attivato.

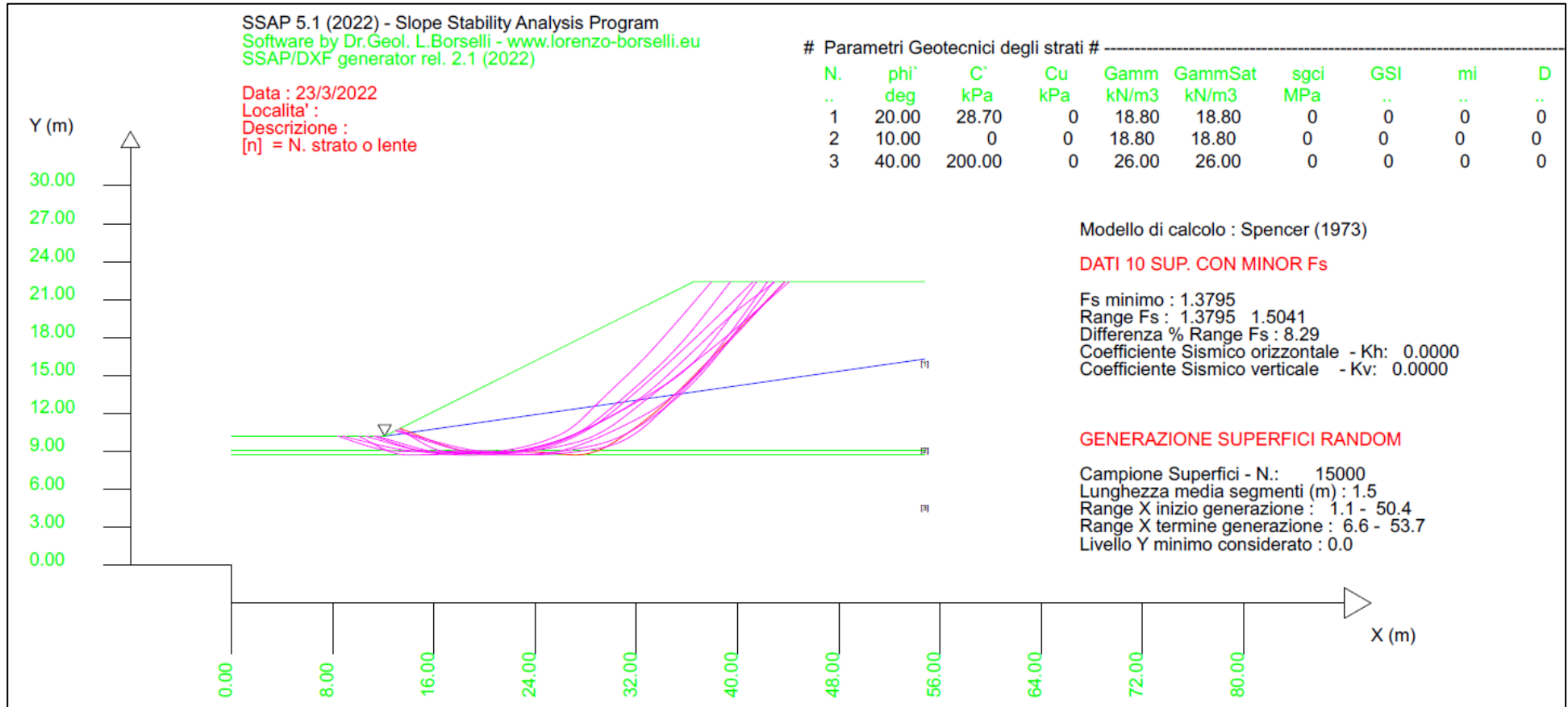
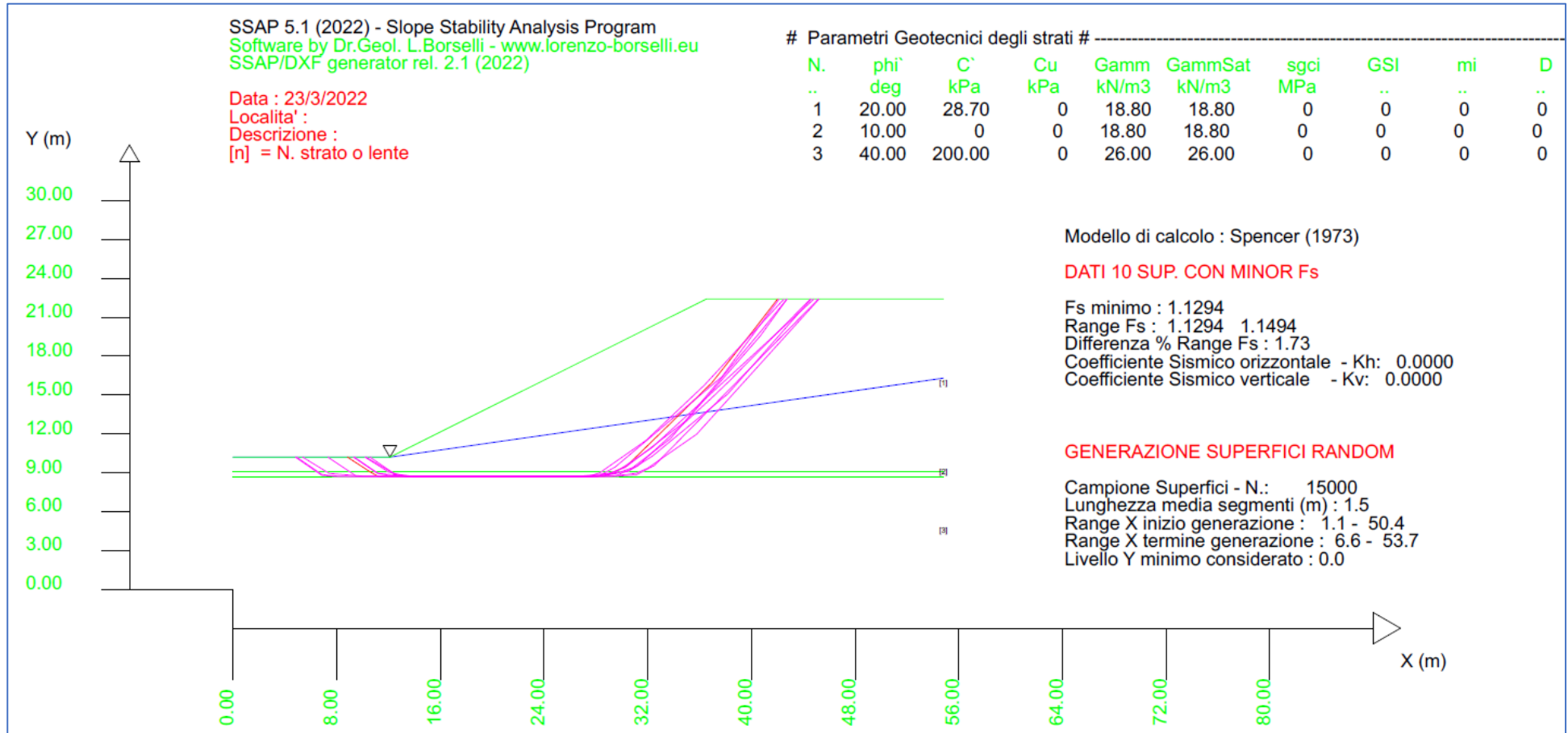


Fig. 6.2.2.3 Fascia critica; le dieci superfici con minor Fs (Fs 1.379-1.504), Utilizzando il motore di ricerca RANDOM SEARCH con smussatore di superfici attivato.



**Fig. 6.2.2.4 Fascia critica; le dieci superfici con minor Fs (Fs 1.129-1.149), con smussatore di superfici disattivato utilizzando il motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH**

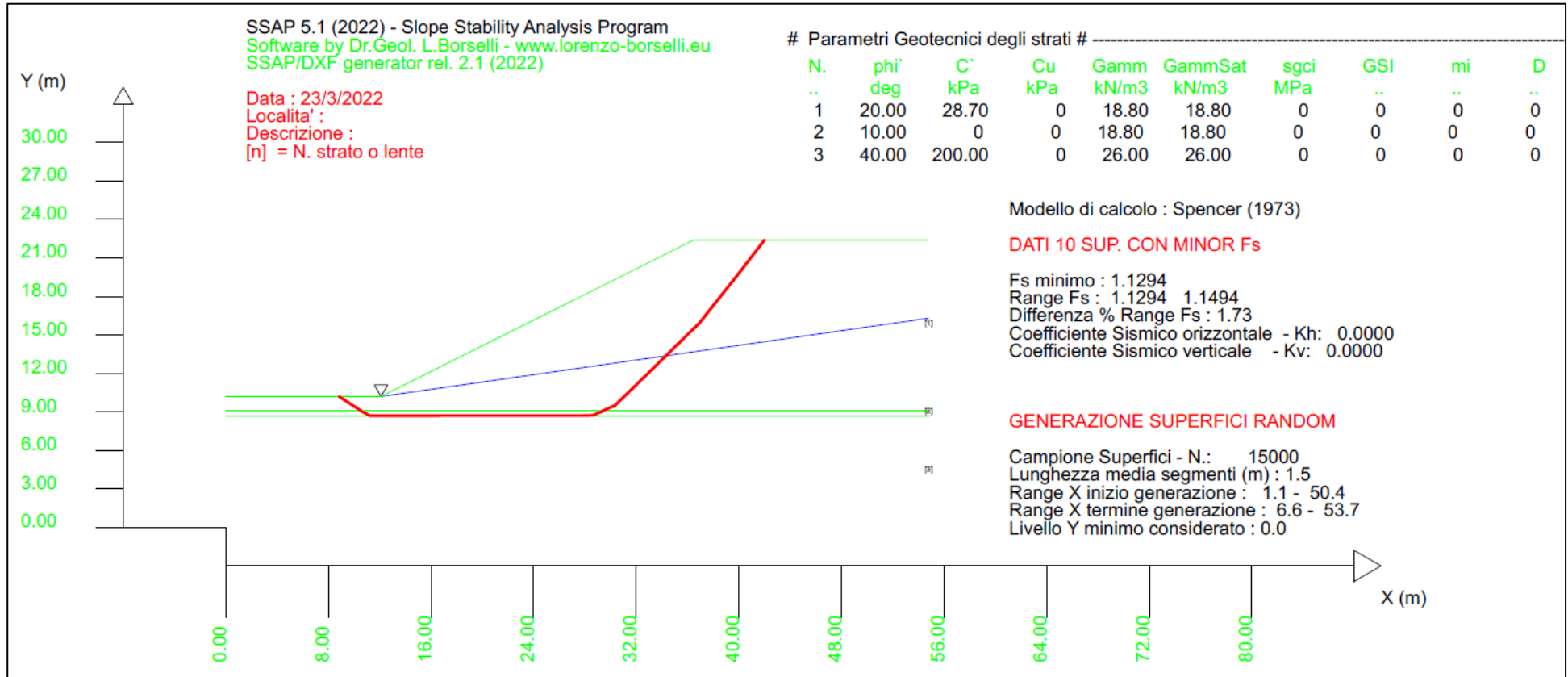
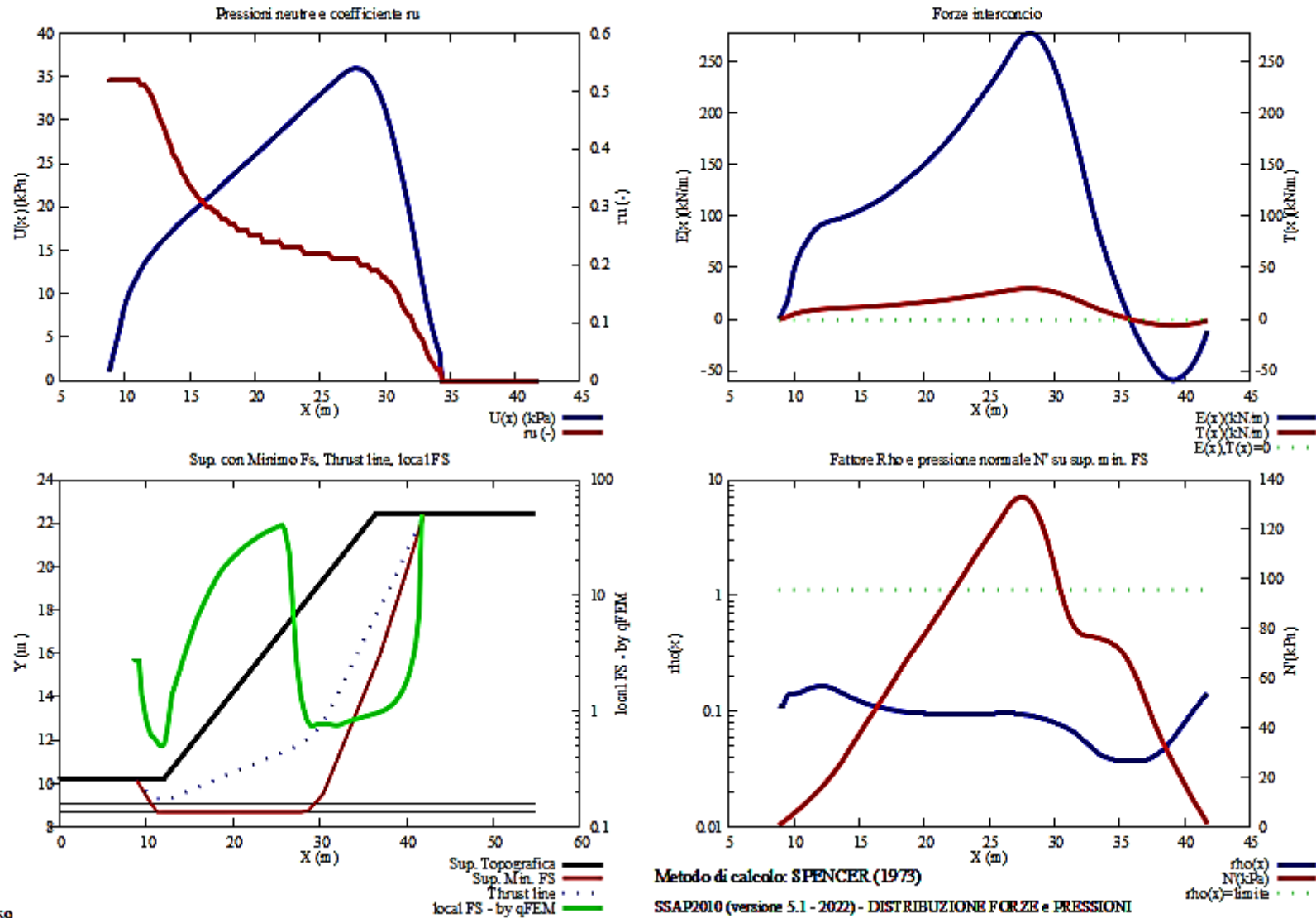


Fig. 6.2.2.5 Superficie critica assoluta (Fs 1.129) , Utilizzando il motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH , con smussatore di superfici disattivato. Questo risultato si può comparare con quello di Kim et al. 2002 (fig. 6.2.2.1) per le analisi a elementi finiti(FEM)



23/03/22 16:59

Fig. 6.2.2.6 Superficie critica assoluta (Fs 1.129) distribuzione interna forze e pressioni. Questo risultato si può comparare con quello di Kim et al. 2002 (fig. 6.2.2.1) per le analisi a elementi finiti(FEM)

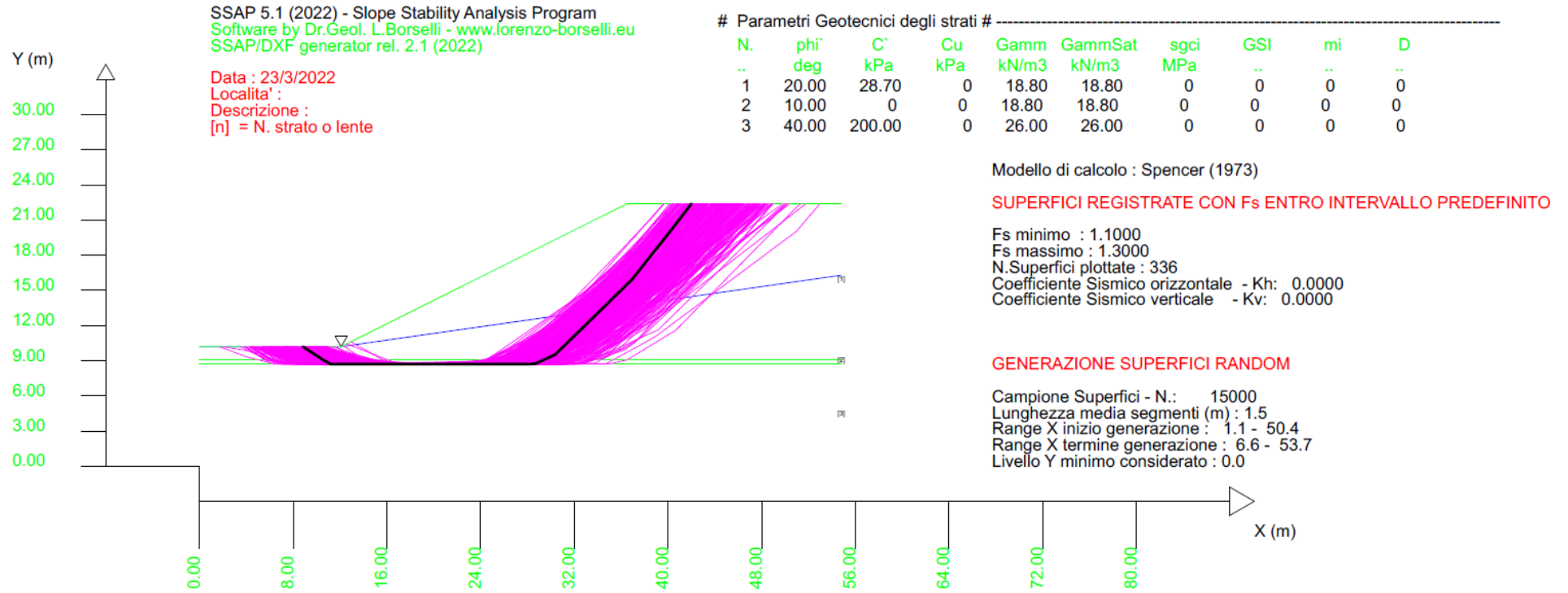
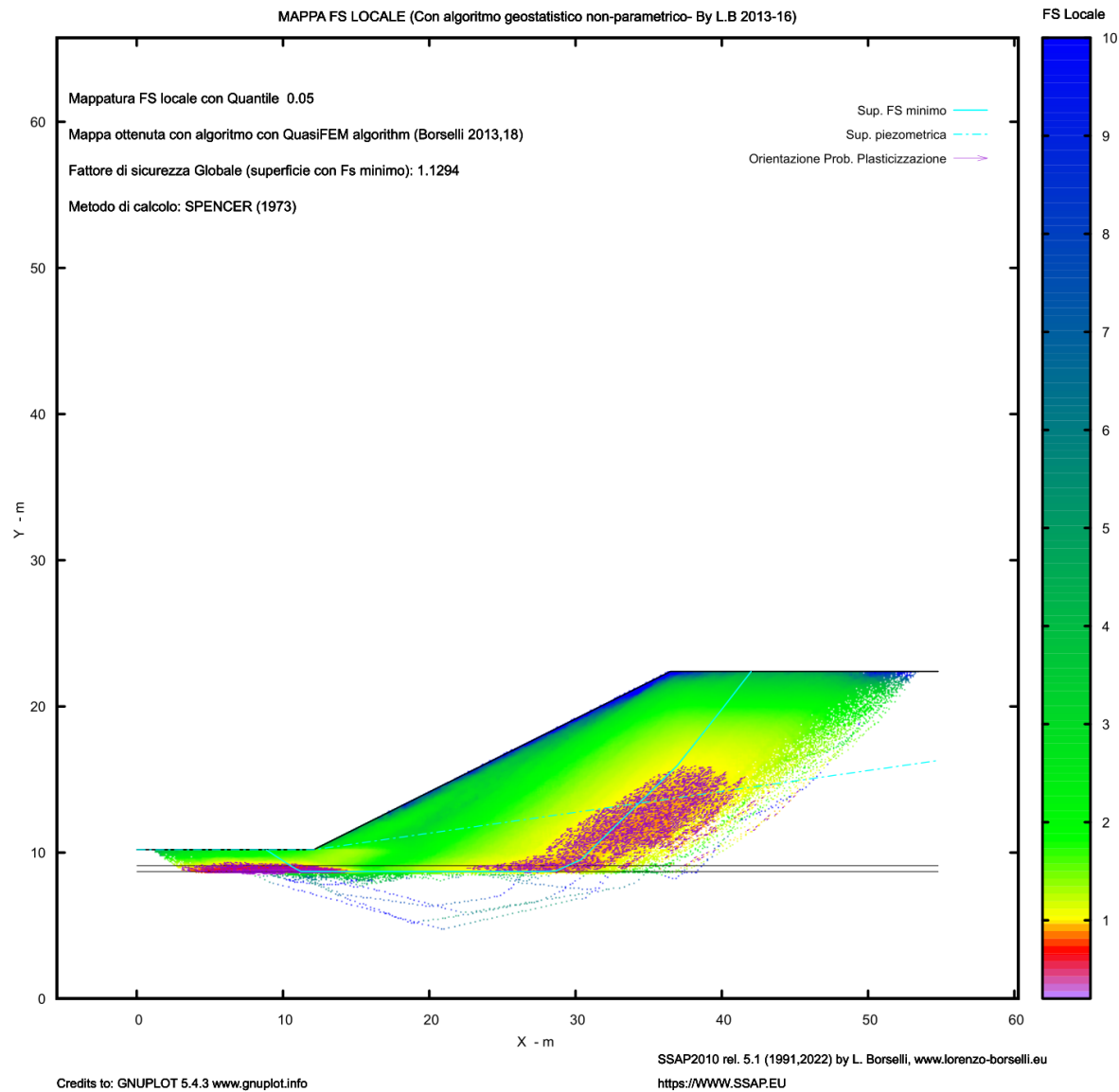
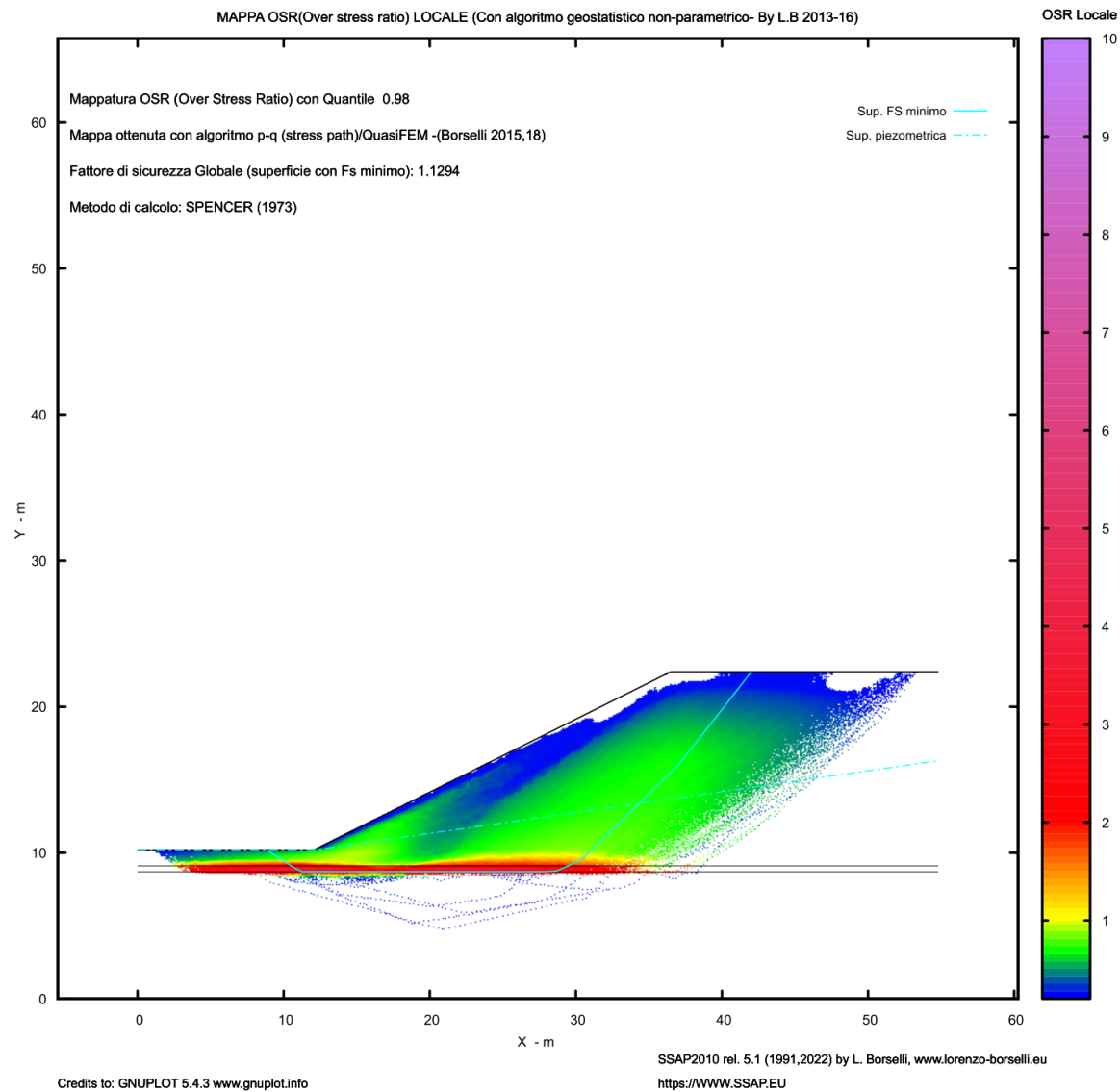


Fig. 6.2.2.7 plottaggio 336 Superfici Registrate caratterizzate da un intervallo di Fs (1.10-1.30), generate con SNIFF Random SEARCH con smussatore disattivato .



**Fig. 6.2.2.8 Mappa FS locale prodotta con algoritmo qFEM. Questo risultato si può comparare con quello di Kim et al. 2002 (fig. 6.2.2.1) per le analisi a elementi finiti(FEM)**



**Fig. 6.2.2.9 Mappa del OSR (over stress ratio) locale. La mappa rappresenta in termini di stress medio locale (stress principali e stress path) le aree dove lo shear stress massimo locale è superiore alla resistenza al taglio locale. Le zone con  $OSR > 1.0$  sono le zone più probabili per una generazione di una rottura progressiva.**



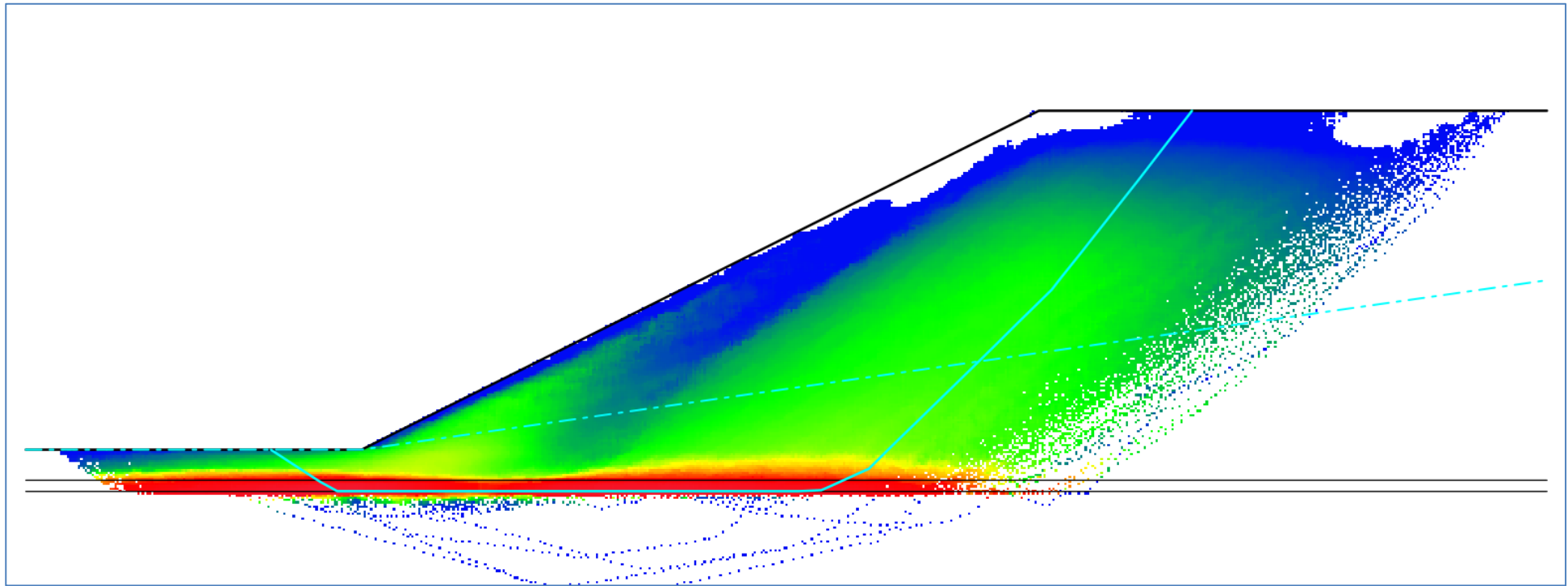


Fig. 6.2.2.10 Zoom della Mappa del OSR (over stress ratio) locale. La mappa rappresenta in termini di stress medio locale (stress principali e stress path) le aree dove lo shear stress massimo locale è superiore alla resistenza al taglio locale. Le zone con  $OSR > 1.0$  sono le zone più probabili per una generazione di una rottura progressiva. Questo risultato si può comparare con quello di Kim et al. 2002 (fig. 6.2.2.1) per le analisi a elementi finiti (FEM).

### 6.2.3 Esempio 3

File **s2m\_pali.MOD** nella cartella: **\pendii\s2m-07**

Di seguito un esempio di verifica di stabilità (fig. 6.2.3.1) di un pendio rimodellato con due strutture di sostegno tipo muro in calcestruzzo. Una delle strutture è fondata su una palificata (diametro pali 0.3 m, interasse 1.4 m, lunghezza pali 6 m) incastrata nello strato 5 che ha caratteristiche di alta resistenza meccanica (figura 6.2.3.2). Lo strato superficiale (strato 1) ha caratteristiche di media resistenza. A monte della struttura di maggiori dimensioni vi è una porzione di riempimento con caratteristiche scadenti, contenuta dal muro a mensola con fondazioni su pali. Questo esempio ha una elevata complessità di verifica soprattutto a causa della discontinuità molto irregolare tra lo strato 1 e lo strato 5 (fig. 6.2.3.2 e 6.2.3.3) ma anche per la presenza della palificata e della sua azione di reazione e stabilizzazione della parte di pendio a monte.

Si ricorda che la azione della palificata non avviene solo per una semplice azione di incremento della resistenza al taglio del sistema palo terreno, ma anche per una complessa azione di reazione e contropinta, modellizzata con il modello derivato di Ito e Matsui (1981), implementato in una forma moderna e originale in SSAP.

In casi come questo, l'adozione di motori di ricerca classici come superfici circolari o a forzata convessità non permette la corretta identificazione della zona di maggiore criticità del pendio. Inoltre, l'adozione di metodi di calcolo di  $F_s$  semplificati (Fellenius, Bishop, Janbu semplificato) non garantisce un valore affidabile di  $F_s$  finale. Questo perché i metodi semplificati trascurano le complesse interazioni delle forze inter-concilio e la loro distribuzione interna. Queste semplificazioni portano a un risultato intrinsecamente non affidabile soprattutto quando si ha una certa complessità stratigrafica e l'azione di forze stabilizzanti prodotte da strutture (palificate, tiranti, terre armate).

La presenza di una discontinuità stratigrafica irregolare e di strutture rendono essenziale l'impiego di una strategia di ricerca più complessa di quelle tradizionali come quella garantita dall'utilizzo del motore SNIFF RANDOM SEARCH, implementato in SSAP2010.

Nelle figure 6.2.3.1 e 6.2.3.2 è presentato uno dei risultati della verifica, ovvero una fascia critica, costituita dalle 10 superfici con minore  $F_s$  in assoluto ( **$F_s$  1.129-1.175**), tra tutte quelle generate automaticamente e verificate. Tale fascia, con maggiore criticità nel pendio, passa sotto la struttura a valle. In questo caso nessuna delle superfici risulta assolutamente circolare. In questo caso è stato utilizzando il motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH con smussatore di superfici attivato.

Nel valutare comunque le superfici che attraversano la struttura più a monte (muro e palificata), si vede come il motore SNIFF RANDOM permette di identificare meglio le condizioni di effettiva stabilità (l'effetto di contropinta della palificata è considerato). Nelle figure 6.2.3.3 e 6.2.2.4 è presentata la Fascia critica con le dieci superfici con minor  $F_s$  tra quelle che attraversano la struttura a monte ( **$F_s$  2.112-2.271**).

Nella figura 6.2.3.5 viene visualizzata la distribuzione delle forze e pressioni interne della superficie critica della figura ( **$F_s=2.112$** ) e si può verificare l'effetto stabilizzante delle strutture attraverso la distribuzione delle forze inter-concilio a monte della palificata. Si noti la distribuzione delle forze, delle pressioni normali alla superficie e del fattore di sicurezza locale influenzati dalla presenza della opera di sostegno (Muro più palificata).

Nella Figura 6.2.3.6 viene visualizzata la fascia critica costituita dalle le dieci superfici con minor  $F_s$  tra quelle che attraversano la struttura a monte ( **$F_s$  2.877—3.142**). In questo caso utilizzando il motore di ricerca CONVEX RANDOM SEARCH con smussatore di superfici attivato. Si noti che le superfici non sono circolari, anzi seguono la discontinuità tra gli strati 1 e 5. Si noti però la differenza con la figura 6.2.3.3. Infatti il motore di ricerca CONVEX non è in grado di ottenere lo

stesso risultato dello SNIFF SEARCH. Questo perché questo motore di ricerca non è progettato per valutare le differenze di resistenza al taglio che esistono tra due o più strati adiacenti, come invece fa il motore SNIFF RANDOM SEARCH.

La figura 6.2.3.7 mostra il risultato di una ricerca di superfici utilizzando invece il classico algoritmo RANDOM SEARCH, che realizza una ricerca puramente casuale dentro il pendio (Figura 6.2.3.7, **Fs 2.350-2.694**). Anche in questo caso il motore RANDOM SEARCH non è in grado di ottenere lo stesso risultato dello SNIFF SEARCH in termini di minor FS.

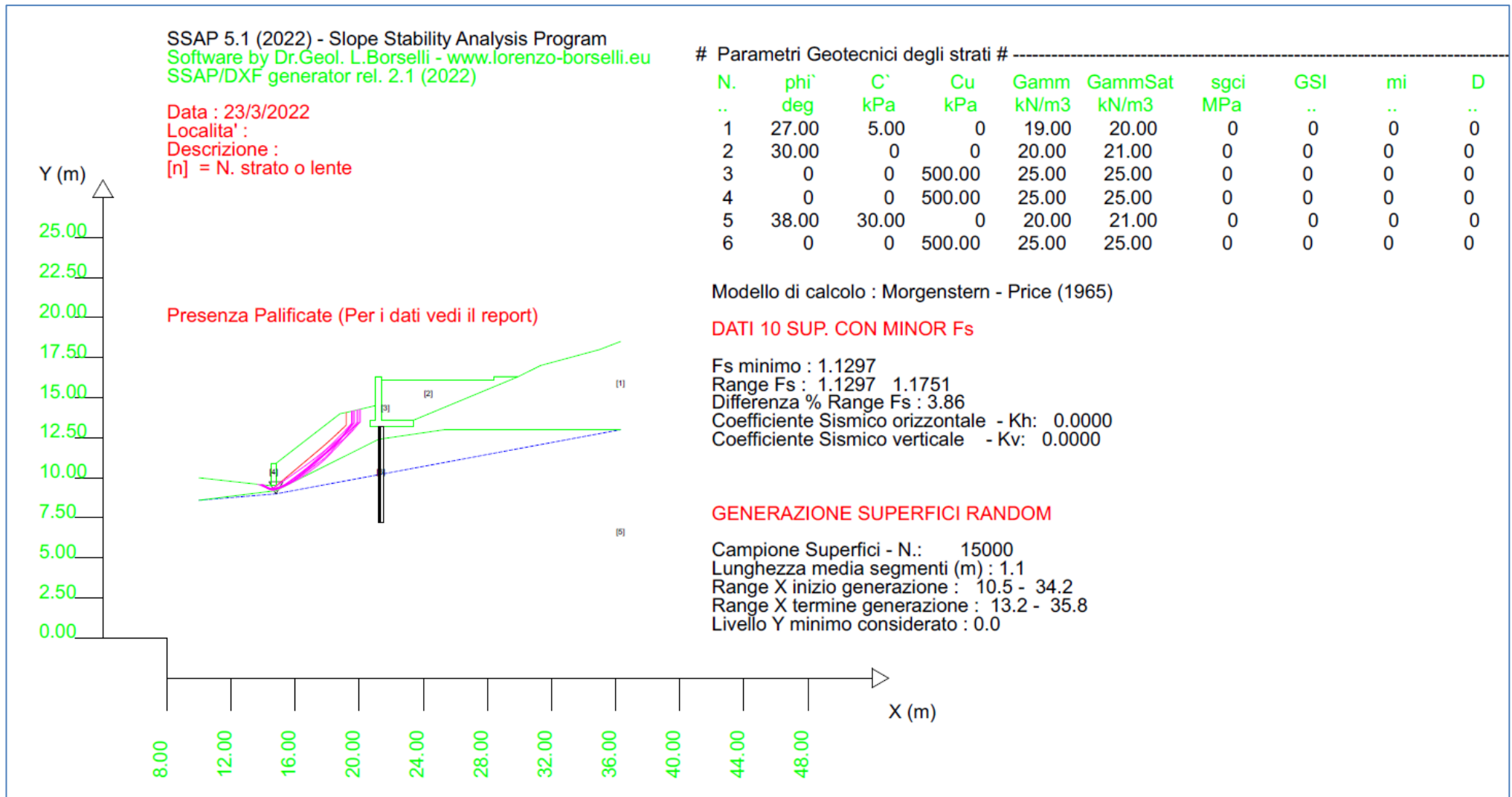
**In questo caso, la presenza di entrambe le strutture e la discontinuità irregolare tra strato 1 e 5, dimostrano come superfici puramente circolari non sono in grado di esplorare il nostro pendio in maniera esaustiva.**

Nella figura 6.2.3.8 è mostrato il risultato di una analisi assolutamente originale presente in SSAP nel panorama dei programmi per le verifiche di stabilità all'equilibrio limite. La figura 6.2.3.8 mostra una mappa a colori del valore di FS locale. La mappa è stata generata con un campionamento casuale generando 15000 superfici con il motore SNIFF RANDOM SEARCH effettuando una ricerca generale su tutto il pendio. I risultati sono immagazzinati in memoria del programma (si tratta di alcuni milioni di valori puntuali di Fs) e poi analizzati con un algoritmo geostatistico non-parametrico, e infine restituiti con una mappa raster a colori (in formato PDF). Nella Figura 6.2.3.8 si vede come la presenza di strutture, ha localmente un effetto considerevole nel contenere comunque potenziali criticità' locali, dove l'FS locale assume valori bassi.

La possibilità di generare questo tipo di mappe in pochi secondi, rappresenta un elemento aggiuntivo e originale di SSAP, che aiuta nella valutazione delle condizioni di stabilità e nella pianificazione di interventi volti alla sicurezza. Questo tipo di mappe permette di visualizzare una quantità di informazioni molto importanti e usualmente non ottenibili nella maggior parte dei programmi, anche di quelli commerciali. Tra queste la possibilità di identificare le aree dove è possibile che si generino fenomeni di rottura progressiva.

In questo esempio risulta evidente come la parte bassa del pendio necessita di un incremento di rinforzo (ad esempio inserendo una palificata o un muro in terra rinforzata) per bloccare potenziali criticità.

È da notare che nell'esempio non siano stati considerati l'effetto sismico e un potenziale incremento del livello di falda o la possibilità di generare una falda temporanea nello strato 1. Considerando queste condizioni aggiuntive il fattore di sicurezza globale e locale si abbasserà ancora. Per questa ragione il pendio oggetto di studio non potrà dirsi sufficientemente sicuro finché non verrà integrata una struttura di rinforzo ulteriore a valle, adeguatamente progettata per garantire la sicurezza in condizioni sismiche e idrologiche estreme.



**Fig. 6.2.3.1 Fascia critica; le dieci superfici con minor Fs in assoluto (Fs 1.129-1.175), Utilizzando il motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH con smussatore di superfici attivato. (si noti che le superfici non sono circolari). La ricerca è stata effettuata a livello globale.**

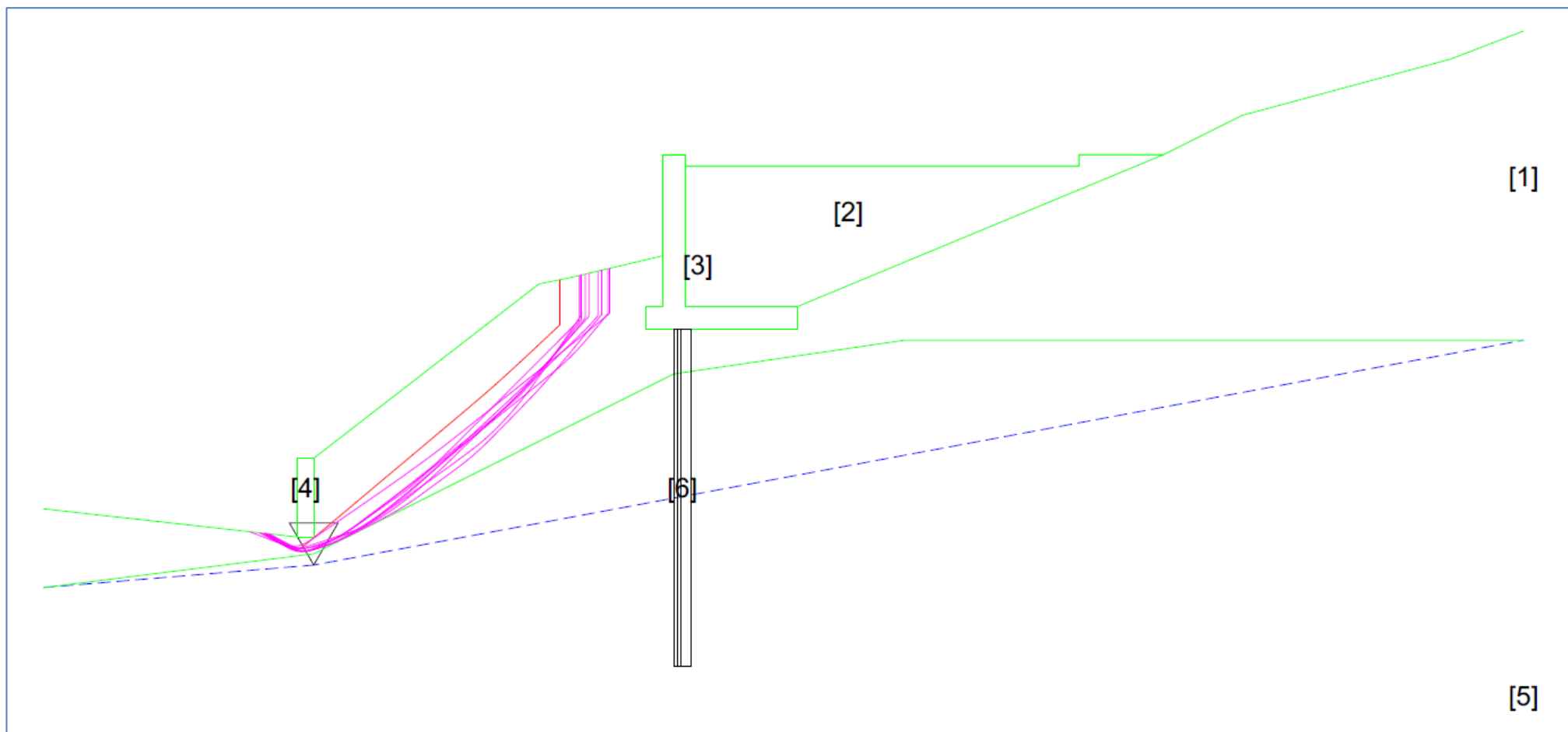


Fig. 6.2.3.2 zoom della Fascia critica; le dieci superfici con minor  $F_s$  in assoluto ( $F_s$  1.129-1.175), Utilizzando il motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH con smussatore di superfici attivato. (si noti che le superfici non sono circolari). La ricerca è stata effettuata a livello globale.

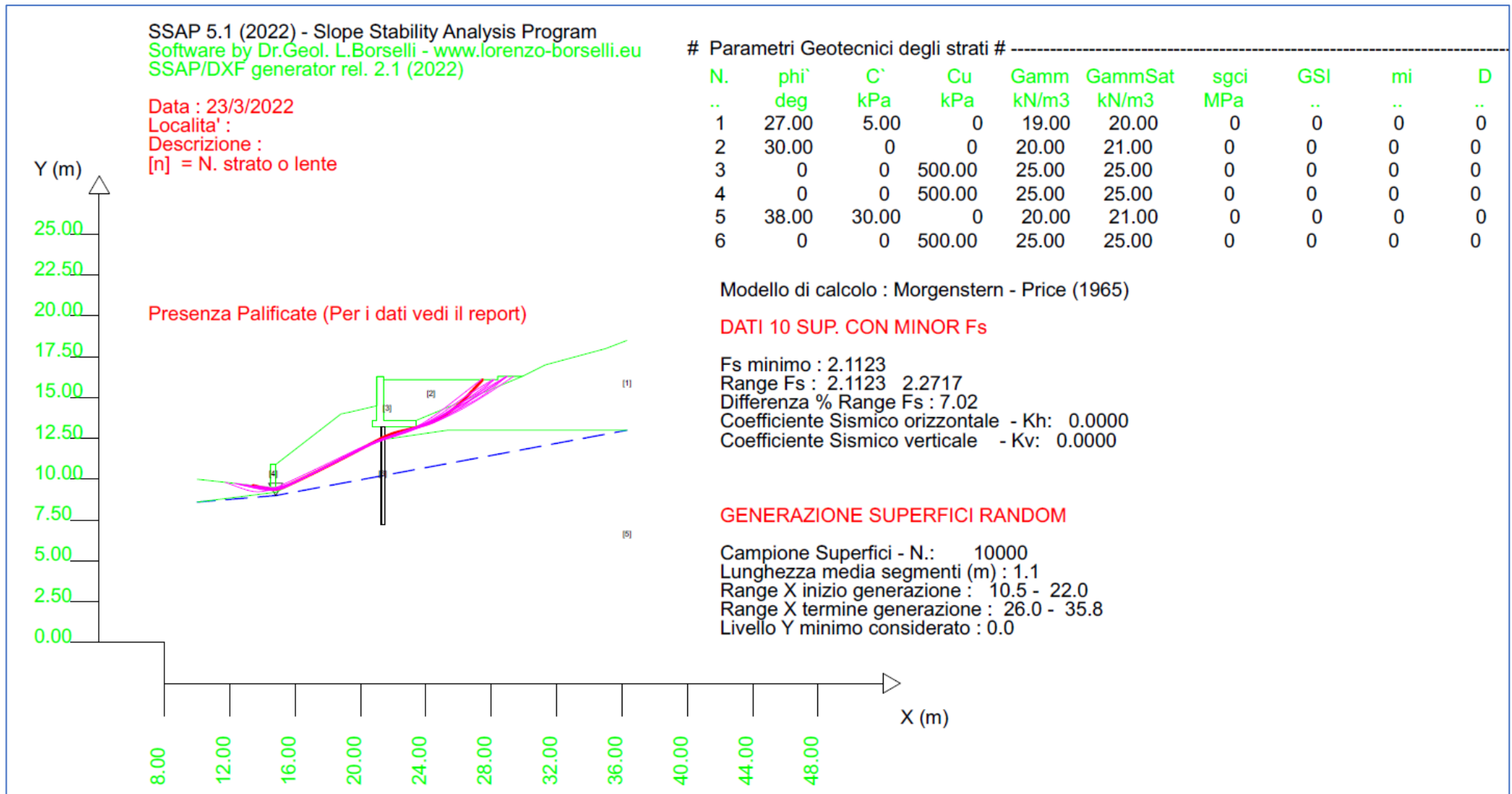


Fig. 6.2.3.3 Fascia critica; le dieci superfici con minor Fs tra quelle che attraversano la struttura a monte (Fs 2.112-2.271), Utilizzando il motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH con smussatore di superfici attivato e con la variante No-Convex-Sniff attivata. (si noti che le superfici non sono circolari, anzi seguono la discontinuità tra strato 1 e 5 ) attraversando la palificata e sotto la fondazione del muro a mensola.

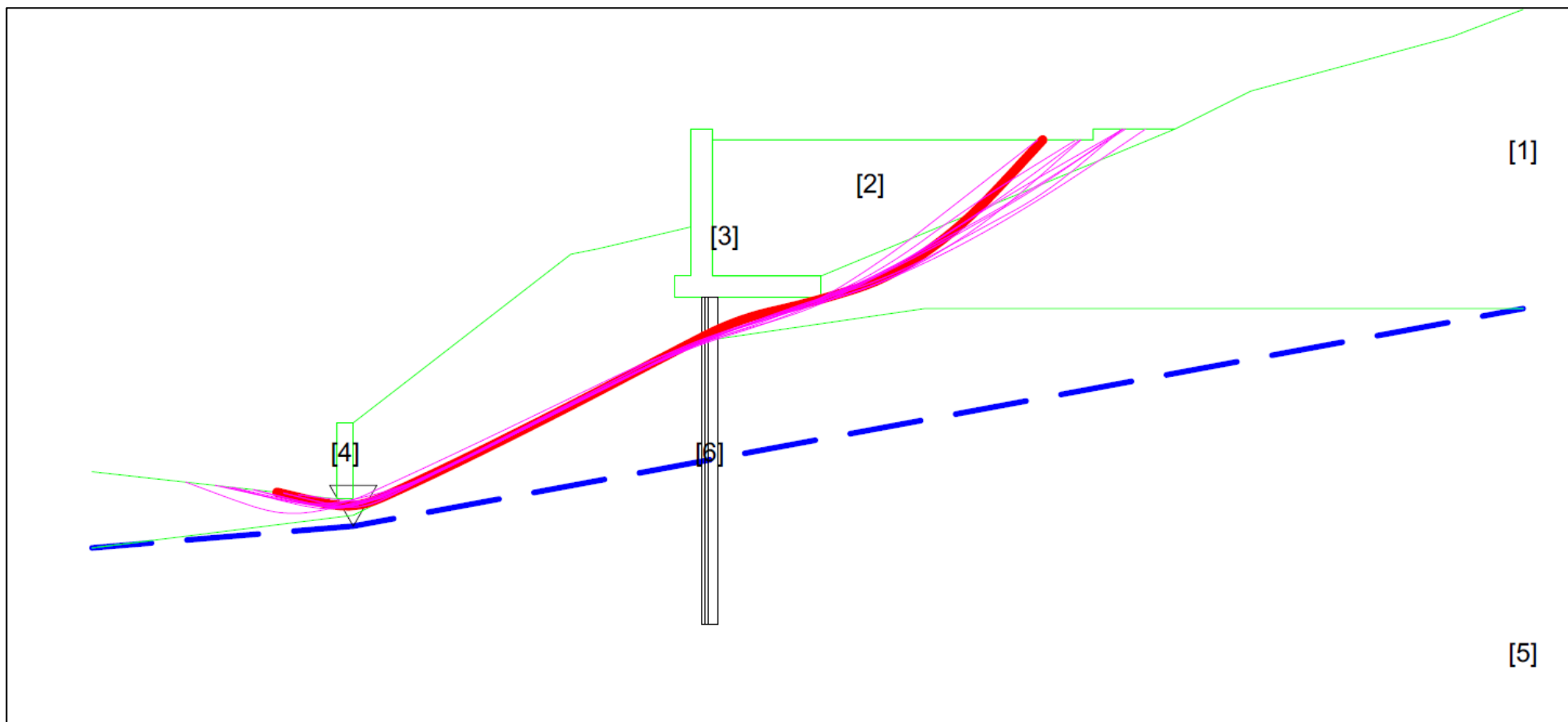
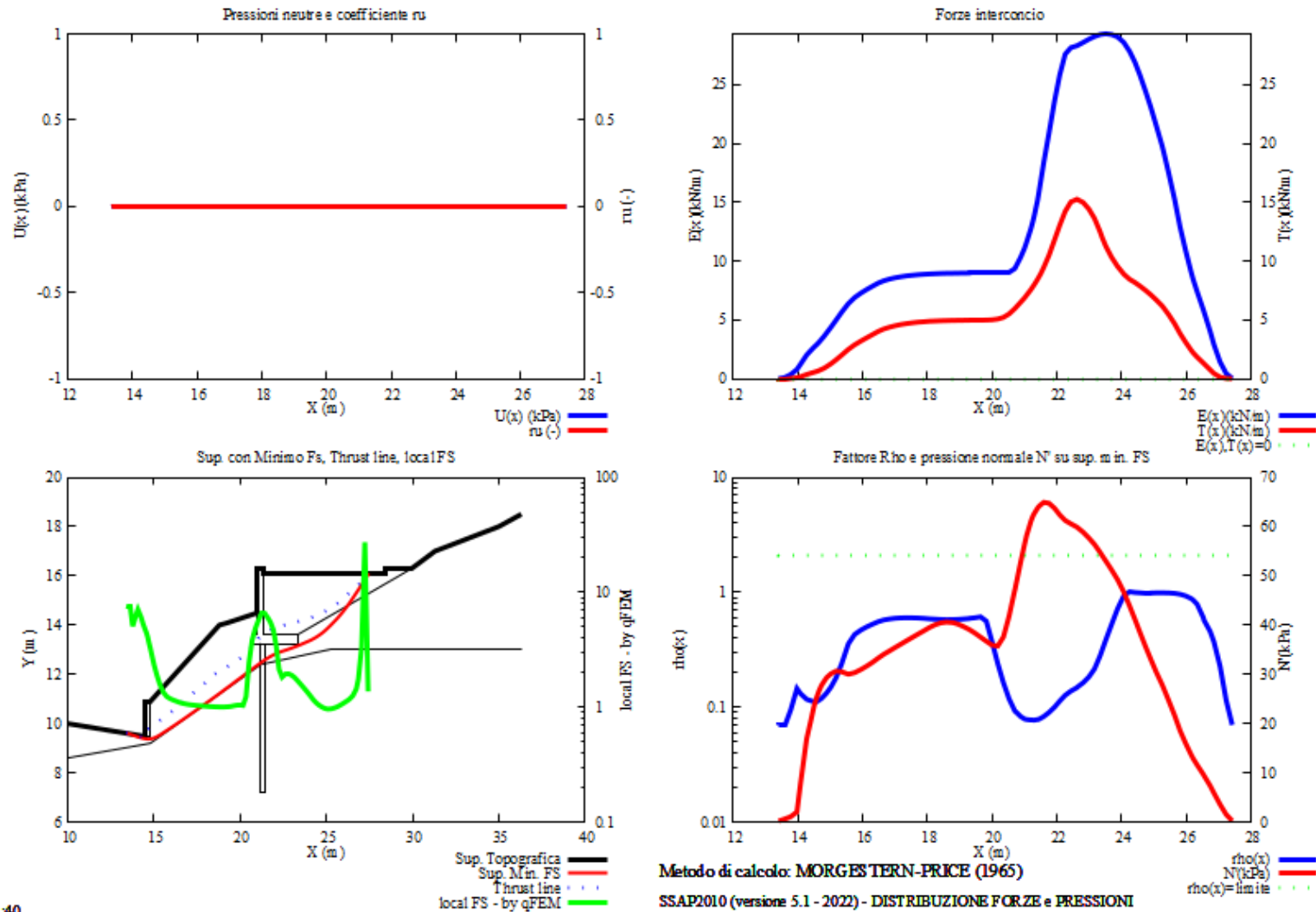


Fig. 6.2.3.4 (ZOOM de la figura 6.3.3.3) Fascia critica; le dieci superfici con minor  $F_s$  tra quelle che attraversano la struttura a monte ( $F_s$  2.112-2.271). In Rosso la superficie con FS minimo.



23/08/22 21:40

Fig. 6.2.3.5 Superficie critica della figura 6.2.3.3 (Fs 2.112) distribuzione interna forze e pressioni. Si noti la distribuzione delle forze, delle pressioni normali alla superficie e del fattore di sicurezza locale influenzati dalla presenza della struttura di sostegno (Muro più palificata)



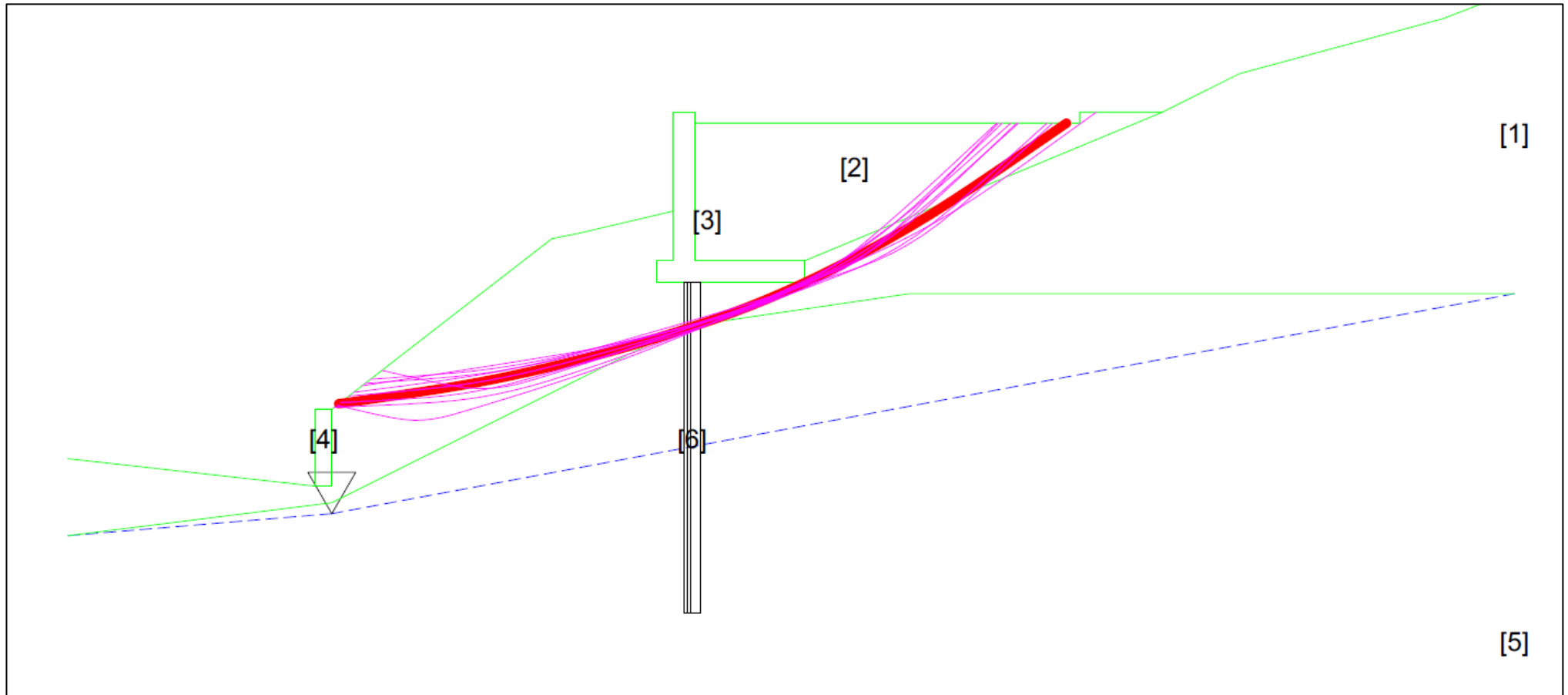


Fig. 6.2.3.6 Fascia critica; le dieci superfici con minor  $F_s$  tra quelle che attraversano la struttura a monte ( $F_s$  2.877—3.142), Utilizzando il motore di ricerca CONVEX RANDOM SEARCH con smussatore di superfici attivato, 1000 superfici. Si noti che le superfici non sono circolari, anzi seguono la discontinuità tra strato 1 e 5. Si noti però la differenza con la figura 6.2.3.3: il motore di ricerca CONVEX non è in grado di ottenere lo stesso risultato dello SNIFF SEARCH.

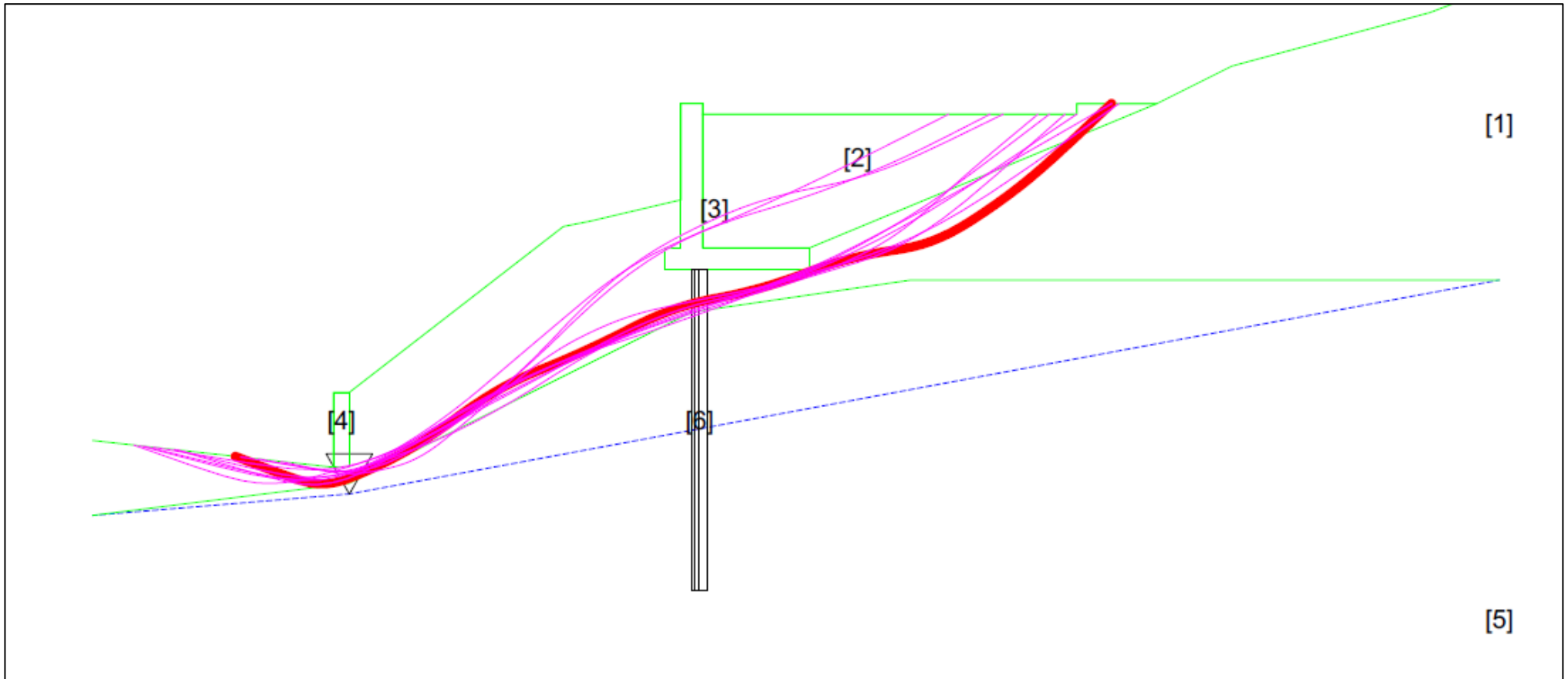
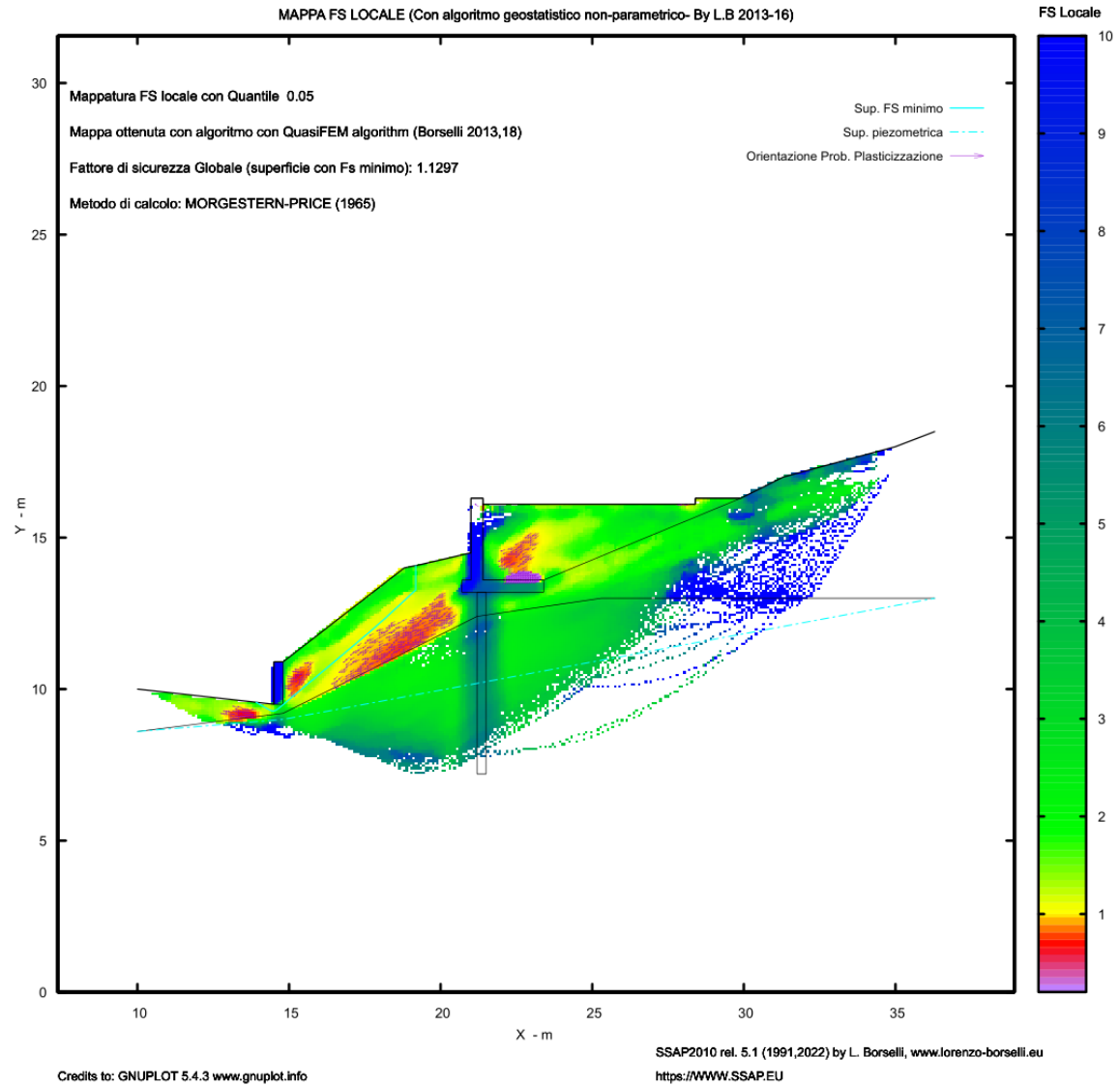
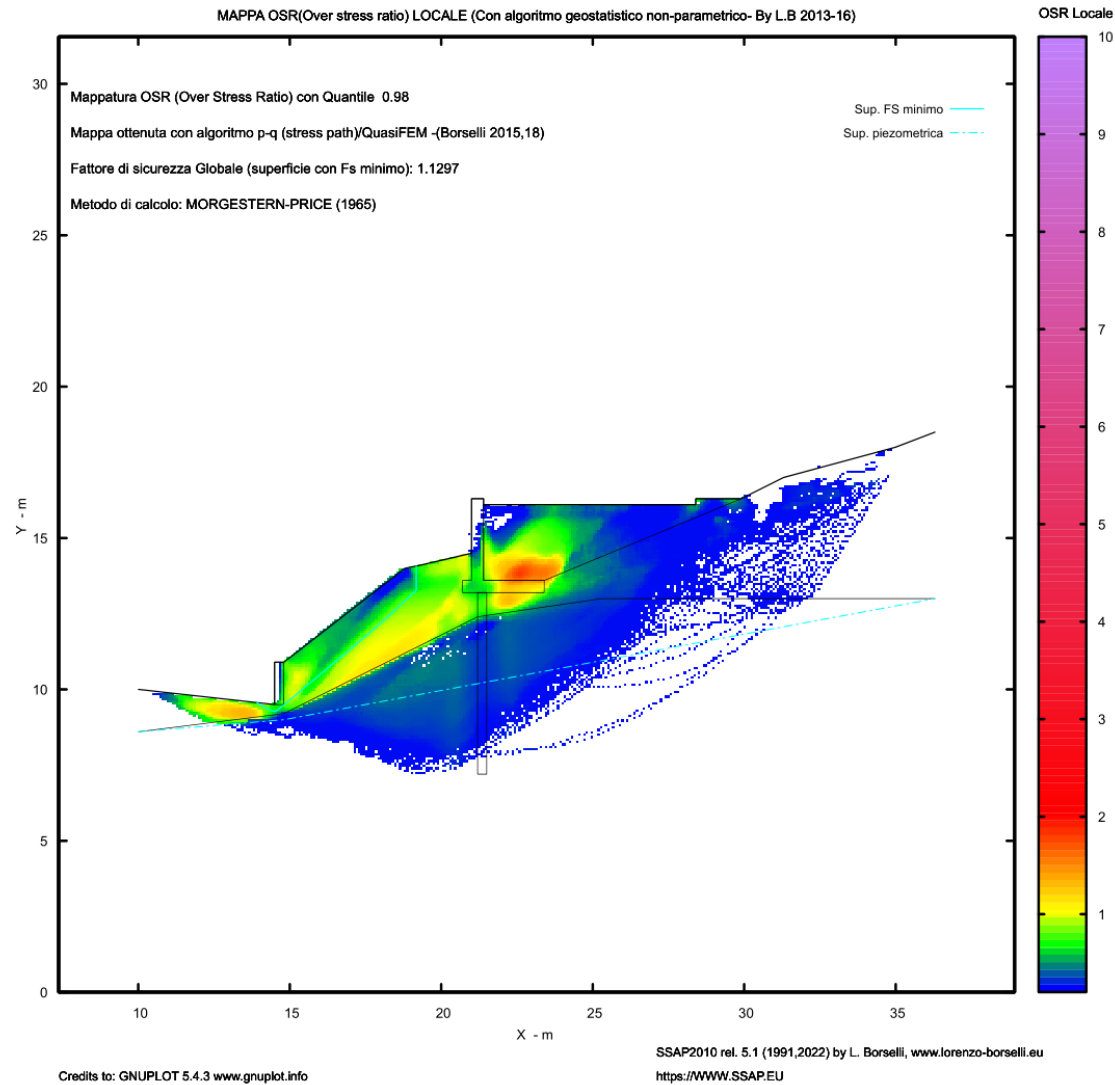


Fig. 6.2.3.7 Fascia critica; le dieci superfici con minor  $F_s$  tra quelle che attraversano entrambe le strutture ( $F_s$  2.350-2.694), Utilizzando il motore di ricerca RANDOM SEARCH con smussatore di superfici attivato , attrattore dinamico attivato, 10000 superfici. Si noti che le superfici non sono circolari, anzi seguono la discontinuità tra strato 1 e 5. Tuttavia anche il motore RANDOM SEARCH classico non riesce a ottenere gli stessi risultati del motore SNIFF RANDOM SEARCH. In rosso la superficie con  $F_s$  minimo identificata.



**Fig. 6.2.3.8** Mappa FS locale. La mappa è stata generata con un campionamento casuale generando 15000 superfici con il motore SNIFF RANDOM SEARCH effettuando una ricerca generale su tutto il pendio unitamente al risultato della figura 6.2.3.1.



**Fig. 6.2.3.9 Mappa dell'OSR (*Over stress Ratio*). La mappa rappresenta in termini di stress medio locale (stress principali e stress path) le aree dove lo shear stress massimo locale è superiore alla resistenza al taglio locale. Le zone con  $OSR > 1.0$  sono le zone più probabili per una generazione di una rottura progressiva.**

#### 6.2.4 Esempio 4

File **test\_noliquef1.MOD** e **test\_liquef1.MOD** nella cartella: **\pendii\liquefaz**

Di seguito un esempio di verifica di stabilità di un argine fluviale in condizione di magra. L'argine è caratterizzato da una alternanza di strati orizzontali di sabbie e sabbie limose e di terreno coesivo con valori di resistenza al taglio in condizioni non drenate medie. È inclusa una berma sommersa costituita da blocchi di roccia (strato 6). La analisi è effettuata in condizioni statiche (**test\_noliquef1.MOD**) e in condizioni di post-liquefazione, totale o parziale, (**test\_liquef1.MOD**) degli strati 3 e 5, rispettivamente.

Le condizioni di liquefacibilità degli strati 3 e 5 sono indicate nel file **.LIQ**. Strato 3 : liquefacibilità totale con  $F_{s_{liq}}=0.75$  e numero di colpi caratteristico NSPT(corretto) =7 ; Strato 5: liquefacibilità parziale con  $F_{s_{liq}}=1.3$  e numero di colpi caratteristico NSPT(corretto)=13.

In condizioni statiche il pendio è al limite della stabilità ( $F_s=1.182$ ) con la maggior criticità concentrata nello strato 4(argille). Nel caso di una analisi post-liquefazione, post input sismico la maggior criticità si sposta nello strato 3 (sabbie)( $F_s=0.633$ ). Il risultato è visualizzabile anche nelle mappe del valore di  $F_s$  locale. Le mappe della pressione dei pori nelle condizioni pre e post liquefazione forniscono una visione diretta dell'incremento della pressione dei pori negli strati liquefacibili nella fase post sismica.

**In questo caso la adozione di motori di ricerca classici come superfici circolari o a forzata convessità non permette sempre la corretta identificazione della zona di maggiore criticità del pendio. Le discontinuità stratigrafica sono regolari, prevalentemente orizzontali e di spessore molto ridotto fanno sì che si rende essenziale l'utilizzo del motore SNIFF RANDOM SEARCH per la migliore individuazione delle zone critiche e delle superfici con minor  $F_s$ .**

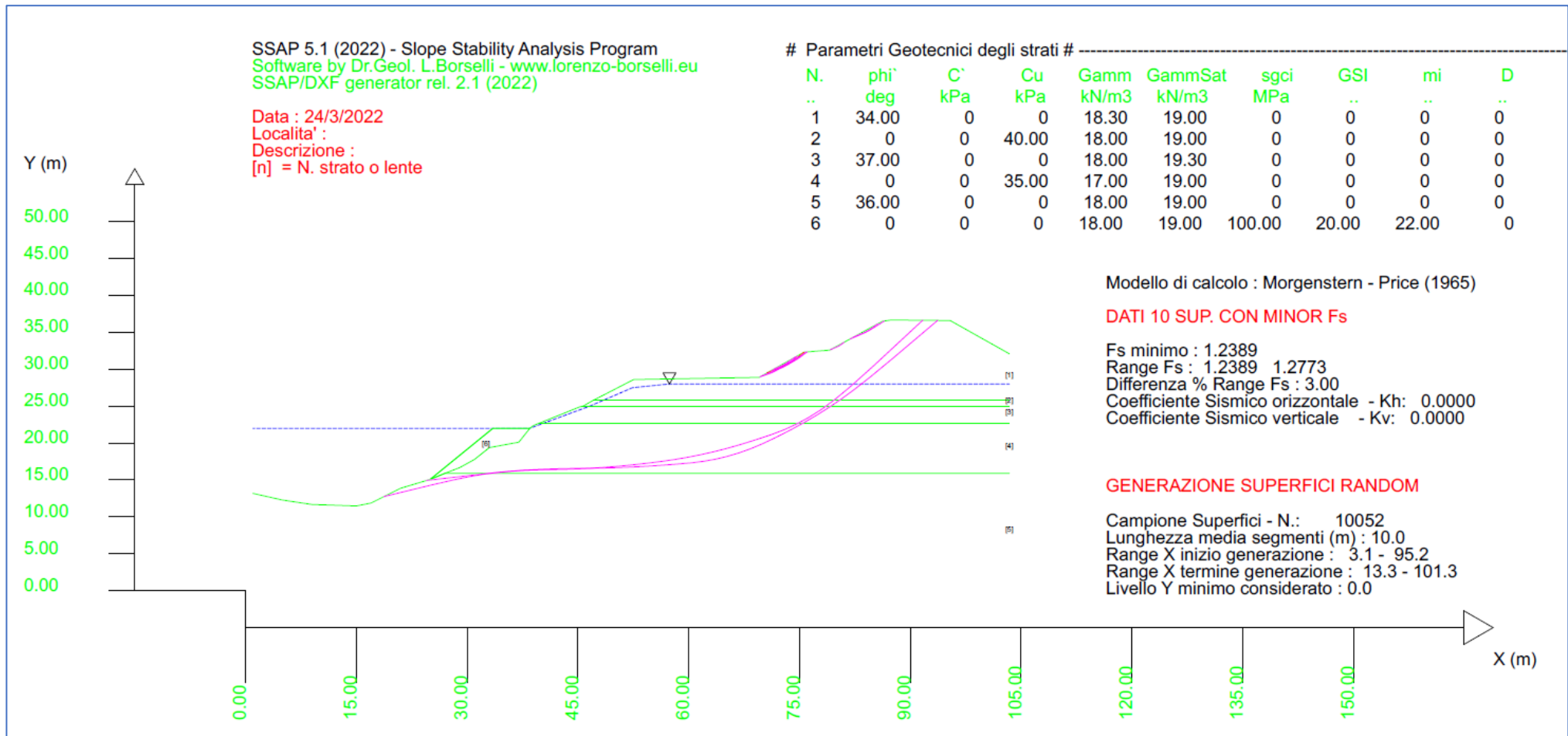
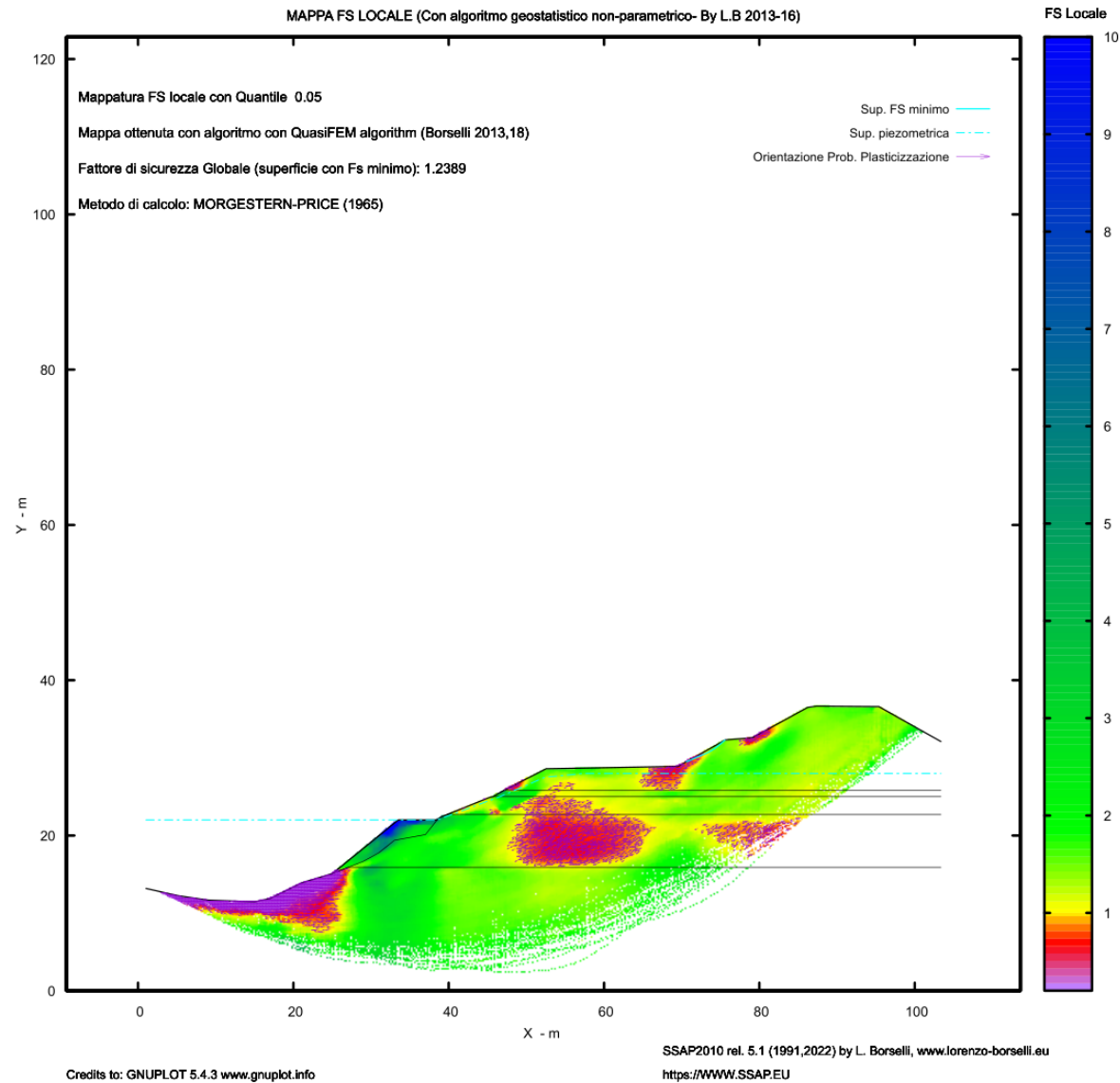
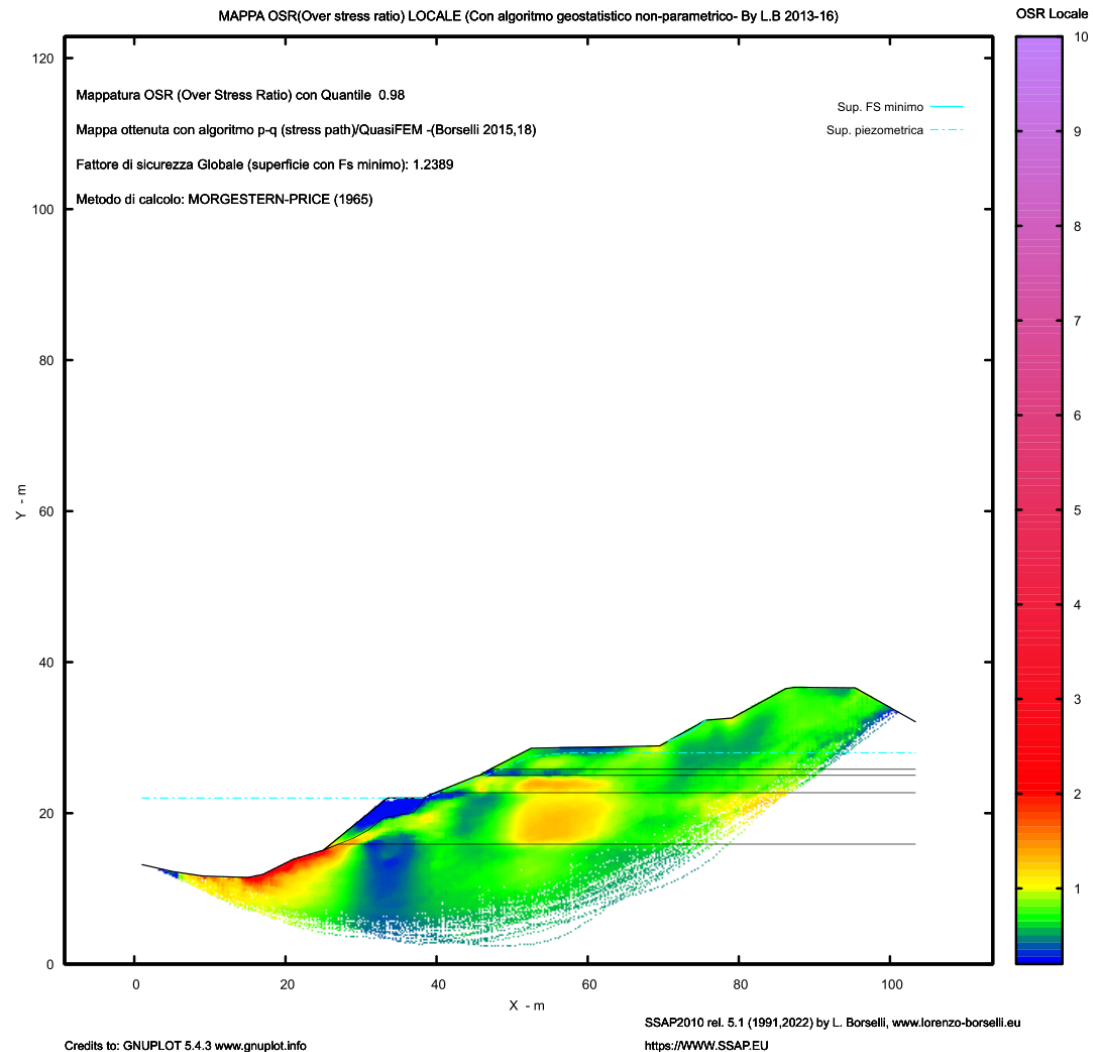


Fig. 6.2.4.1. Risultato della verifica di stabilità in condizioni statiche. Le dieci superfici con minor Fs (Fs 1.238-1.277), Utilizzando il motore di ricerca RANDOM SEARCH classico con smussatore di superfici attivato e attrattore dinamico attivato. Si noti che esistono famiglie di superfici diverse con il fattore di sicurezza molto ravvicinato. Si noti che le superfici che seguono prevalentemente lo strato 4 non sono circolari. La superficie critica con FS minore è posizionata nello strato e fuori falda.



**Fig. 6.2.4.2 Mappa FS locale.** La mappa è stata generata con un campionamento casuale generando 10000 superfici con il motore RANDOM SEARCH effettuando una ricerca generale su tutto il pendio. Si noti come nella parte interna dello strato 4 si concentra la zona con maggior criticità. Potenziale criticità è ubicata sul fondo del fiume data la elevata pressione dei pori e la assenza di coesione dello strato 5



**Fig. 6.2.4.3 Mappa OSR locale.** La mappa è stata generata con un campionamento casuale generando 10000 superfici con il motore RANDOM SEARCH effettuando una ricerca generale su tutto il pendio. si noti come nella parte interna dello strato 4 si concentra la zona con maggior criticità. La mappa rappresenta in termini di stress medio locale (stress principali e stress path) le aree dove lo shear stress massimo locale è superiore alla resistenza al taglio locale. Le zone con  $OSR > 1.0$  sono le zone più probabili per una generazione di una rottura progressiva.



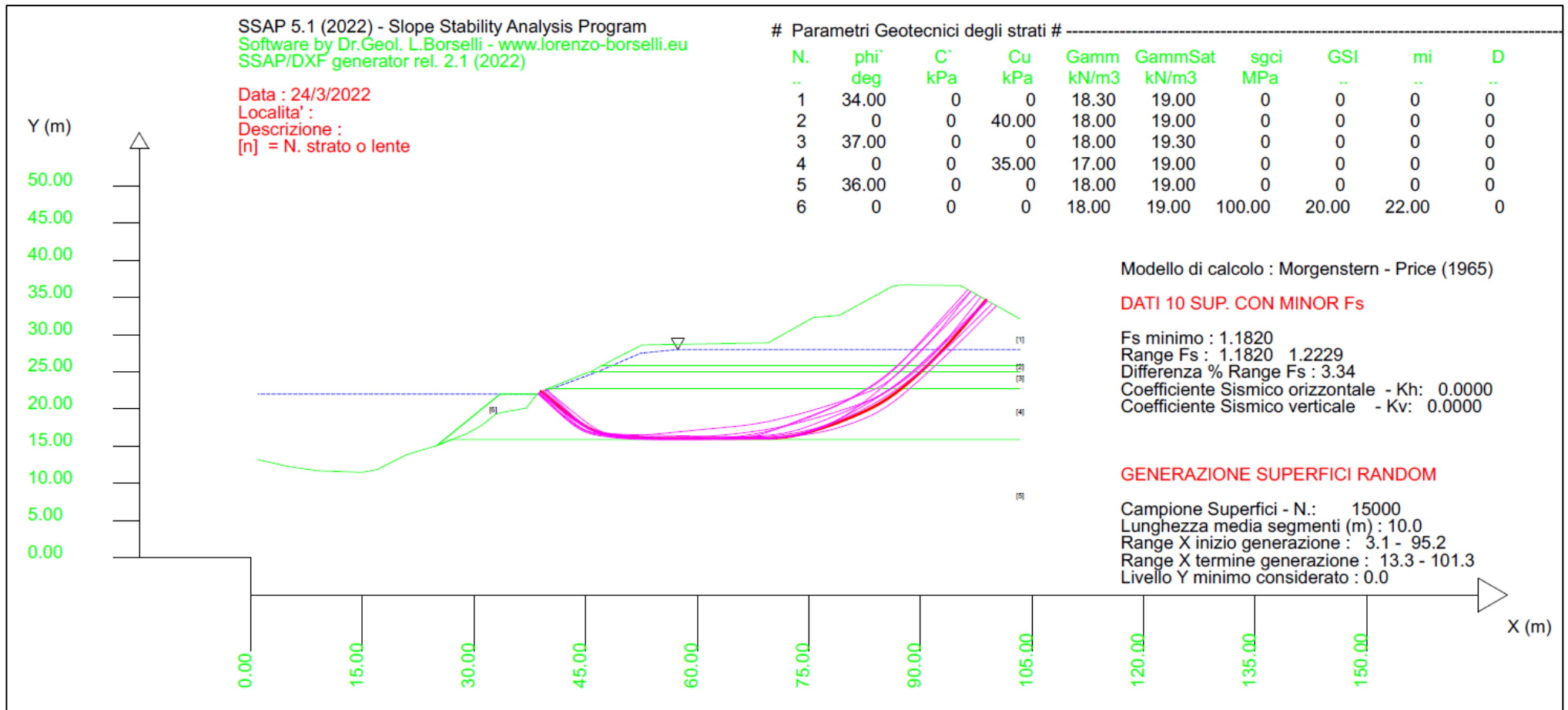
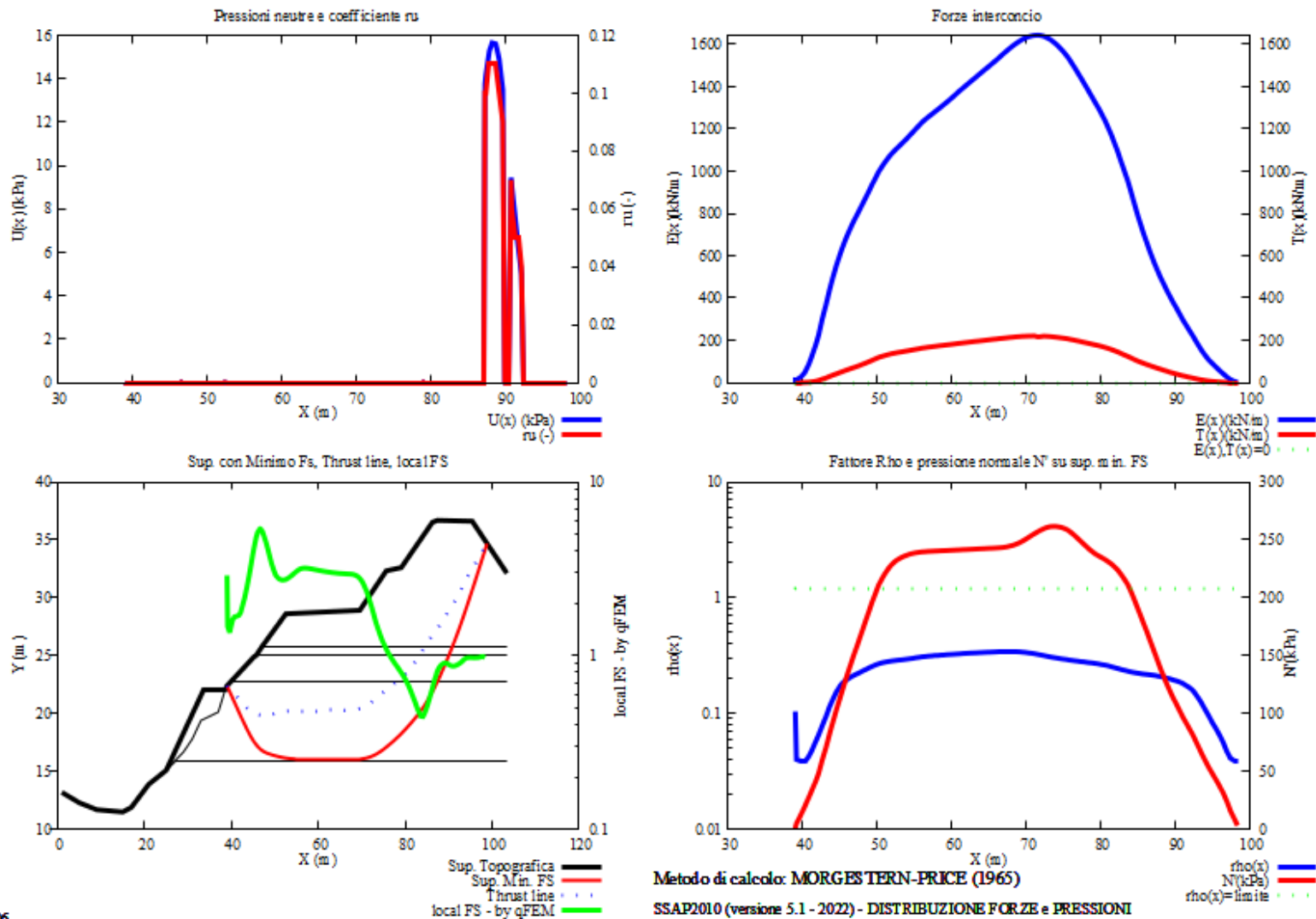


Fig. 6.2.4.4 Risultato della verifica di stabilità in condizioni statiche. Le dieci superfici con minor Fs ( $F_s$  1.182-1.222), Utilizzando il motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH classico con smussatore di superfici attivato e attrattore dinamico attivato. Si noti che le superfici non sono circolari, anzi seguono prevalentemente lo stato 4. La superficie con FS è indicata con colore rosso.



24/08/22 11:06

Fig. 6.2.4.5 Superficie critica della figura 6.2.4.1 (Fs 1.238) distribuzione interna forze e pressioni. Si noti la distribuzione delle forze, delle pressioni normali alla superficie e del fattore di sicurezza locale. In particolare all'interno dello strato 4 ai fini del calcolo la pressione di pori non viene considerata essendo un livello di argille con resistenza al taglio considerata in condizioni non drenate.

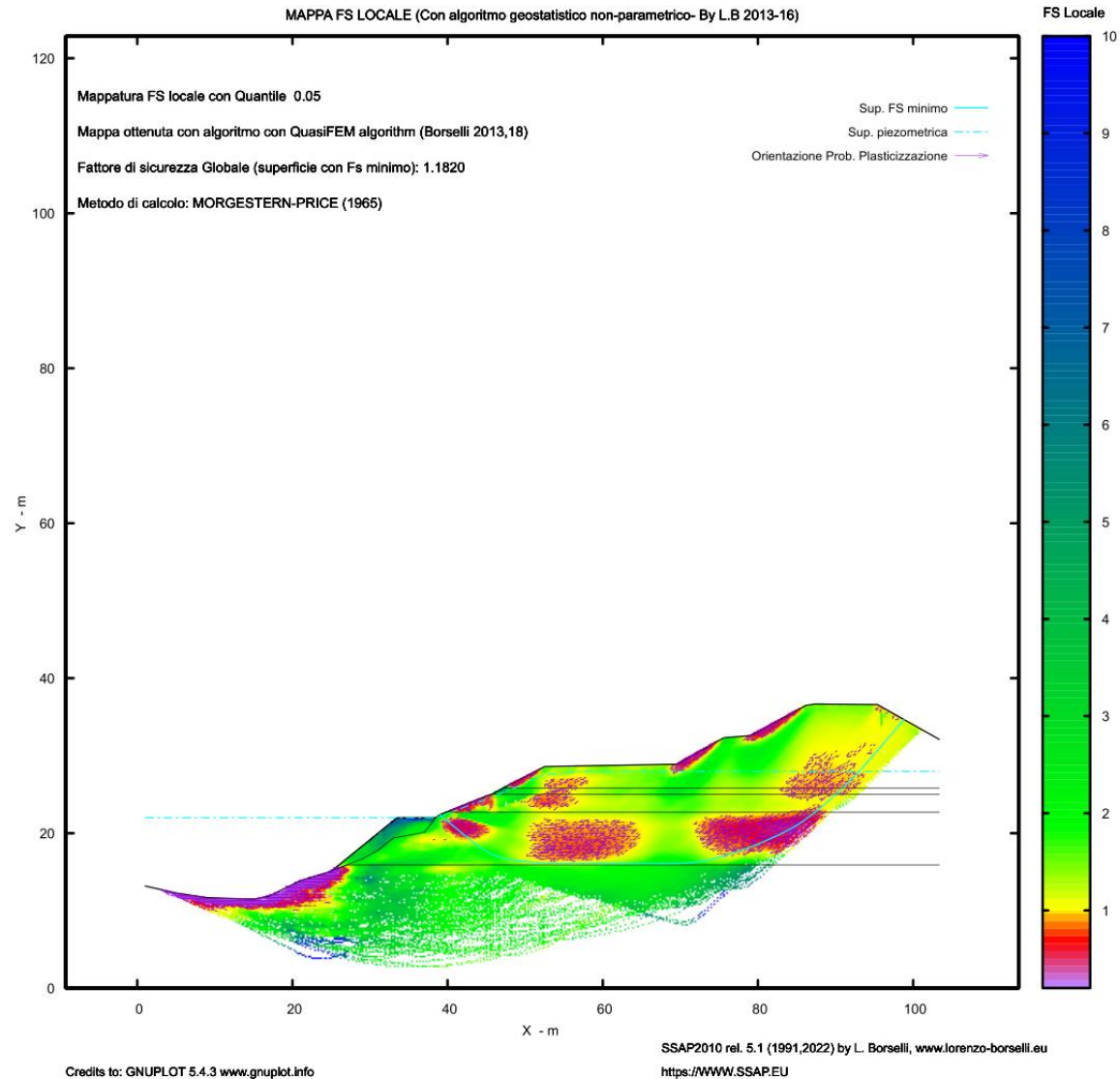
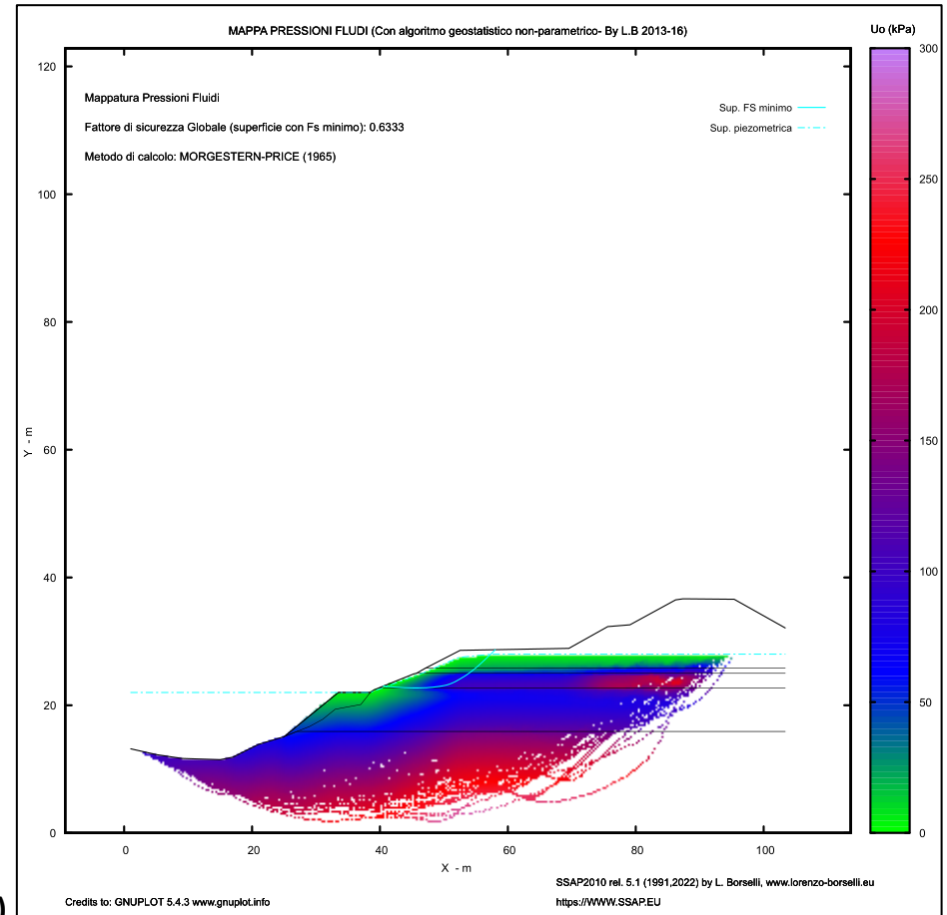
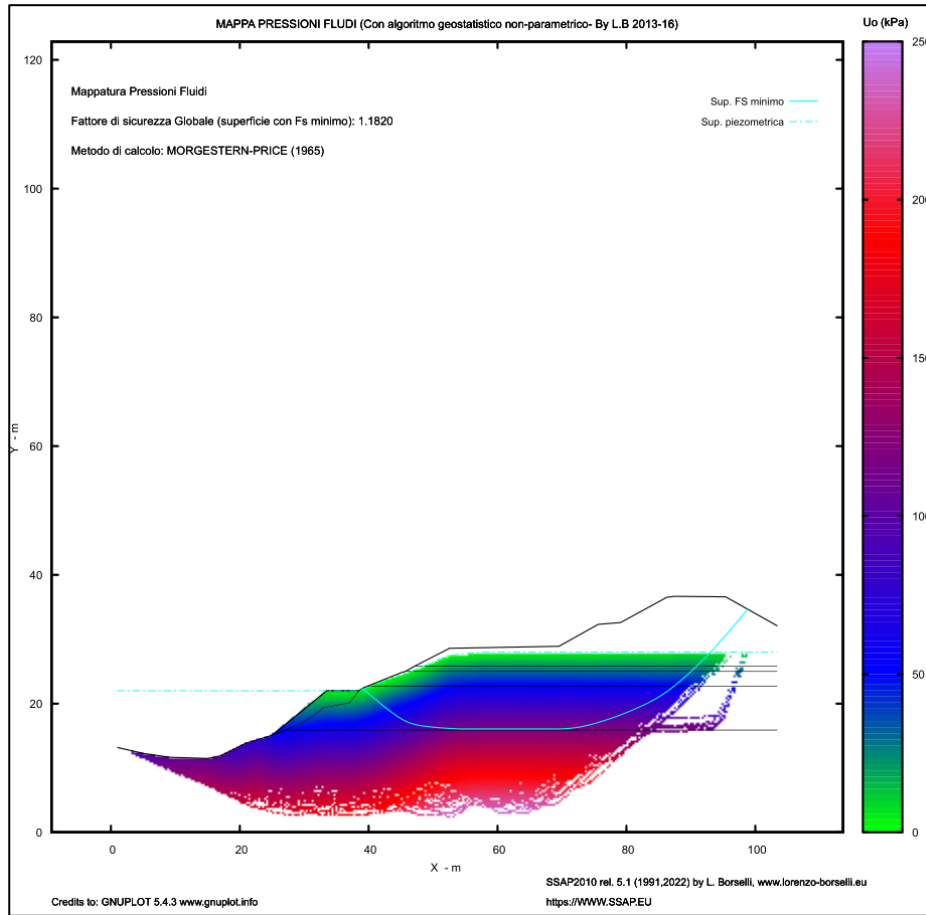


Fig. 6.2.4.6 Mappa FS locale. La mappa è stata generata con un campionamento casuale generando 15000 superfici con il motore SNIFF RANDOM SEARCH effettuando una ricerca generale su tutto il pendio. Si confronti il risultato della figura 6.2.4.3 e come la superficie critica con minor Fs globale passa nelle due zone con minor FS locale e potenziale plasticizzazione.



(a)

(b)

**Fig. 6.2.4.7 Mappa delle pressioni dei pori in condizioni di pre liquefazione (a) e post liquefazione (b).  
Si noti l'incremento della pressione dei pori indotta dalla liquefazione totale nello strato 3 e liquefazione parziale nello stato 5**

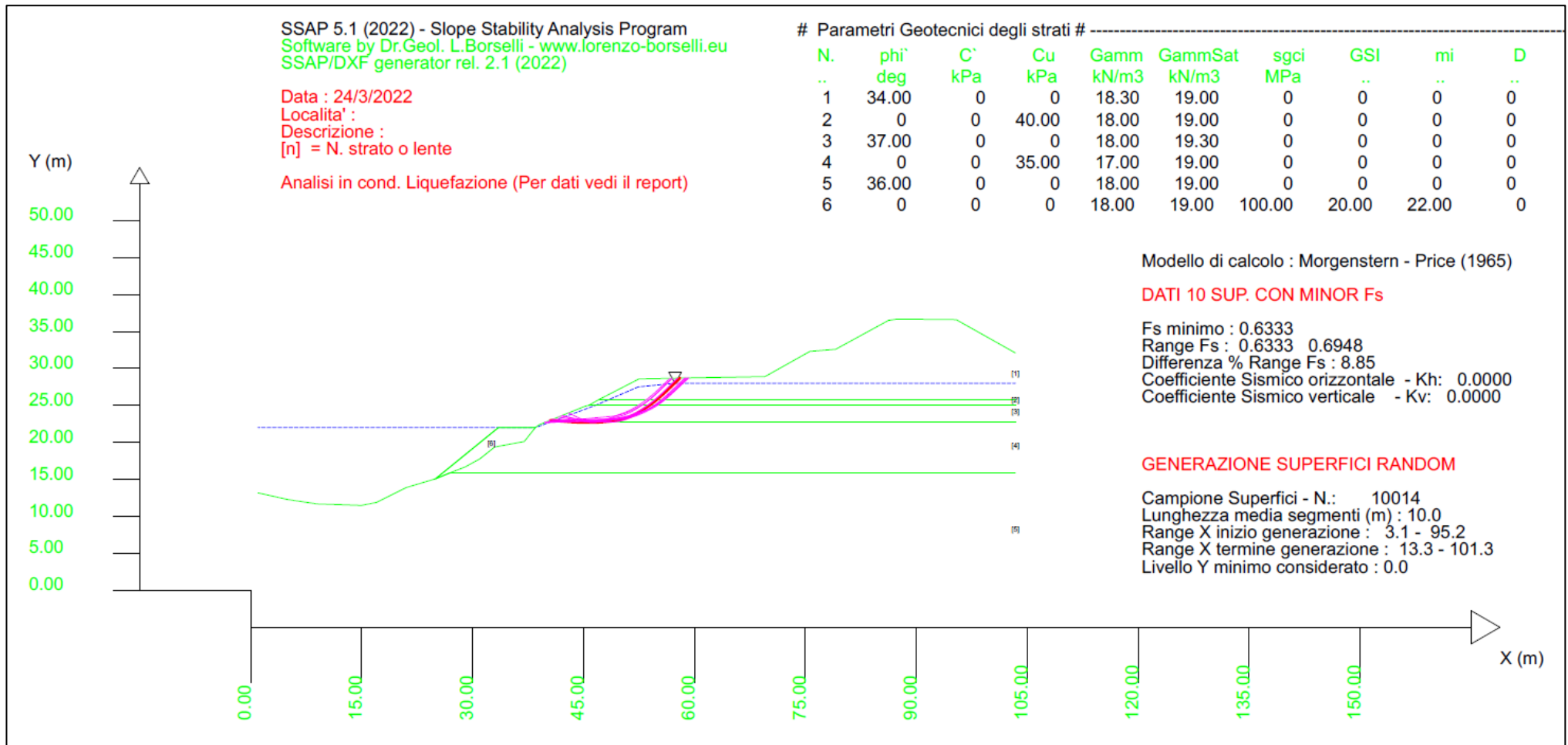
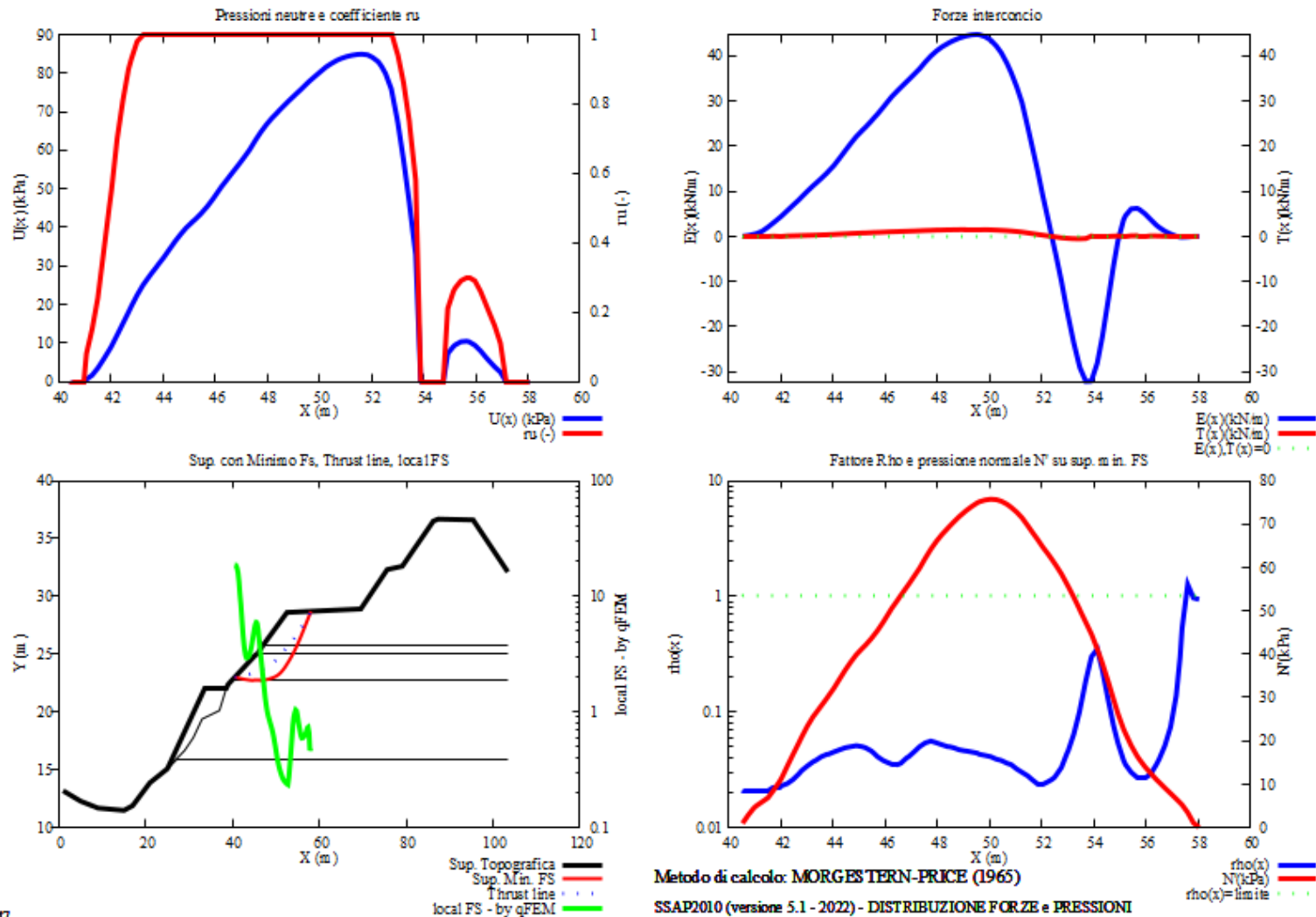


Fig. 6.2.4.8. Risultato della verifica di stabilità in condizioni post-liquefazione. Le dieci superfici con minor Fs (Fs 0.633-0.694), Utilizzando il motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH classico con smussatore di superfici attivato. Si noti che le superfici non sono circolari, anzi seguono prevalentemente lo stato 3. Si noti che questo risultato è stato ottenuto generando 10000 superfici. Lo strato 3 ha condizione di liquefazione totale ( $F_{sliq}=0.75$ ) post input sismico di progetto. I valori stimati puntualmente di resistenza al taglio residua (condizioni non drenate equivalenti), secondo il modello Olson e Stark (2002,2003), forniscono condizioni di alta criticità.



24/03/22 11:47

Fig. 6.2.4.9 Superficie critica della figura 6.2.4.8 (Fs 0.633): distribuzione interna forze e pressioni. Si noti la distribuzione delle forze, delle pressioni normali alla superficie e del fattore di sicurezza locale. La pressione dei pori nello stato 3 è caratterizzata da valori elevati dovuto alle condizioni di post-liquefazione (condizione di liquefazione totale con  $Ru=1.0$ )

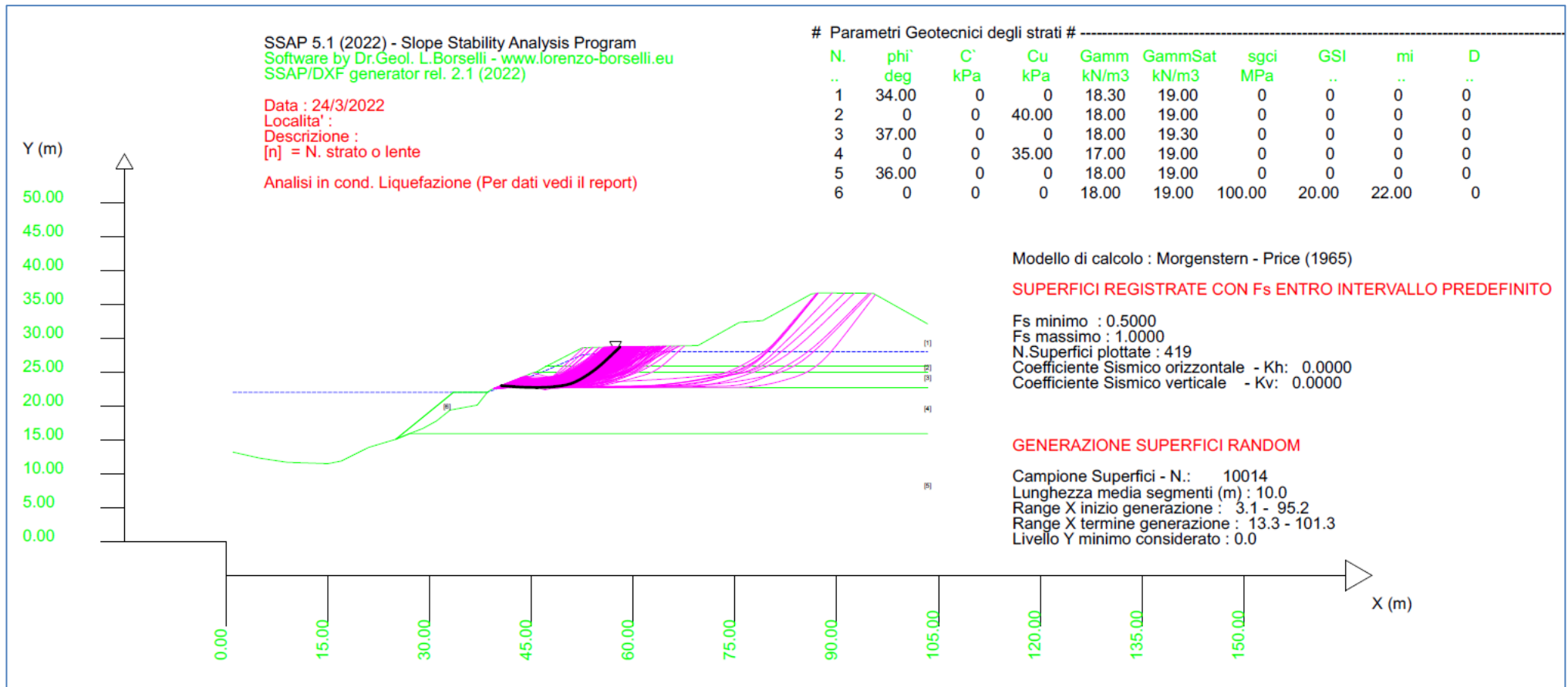
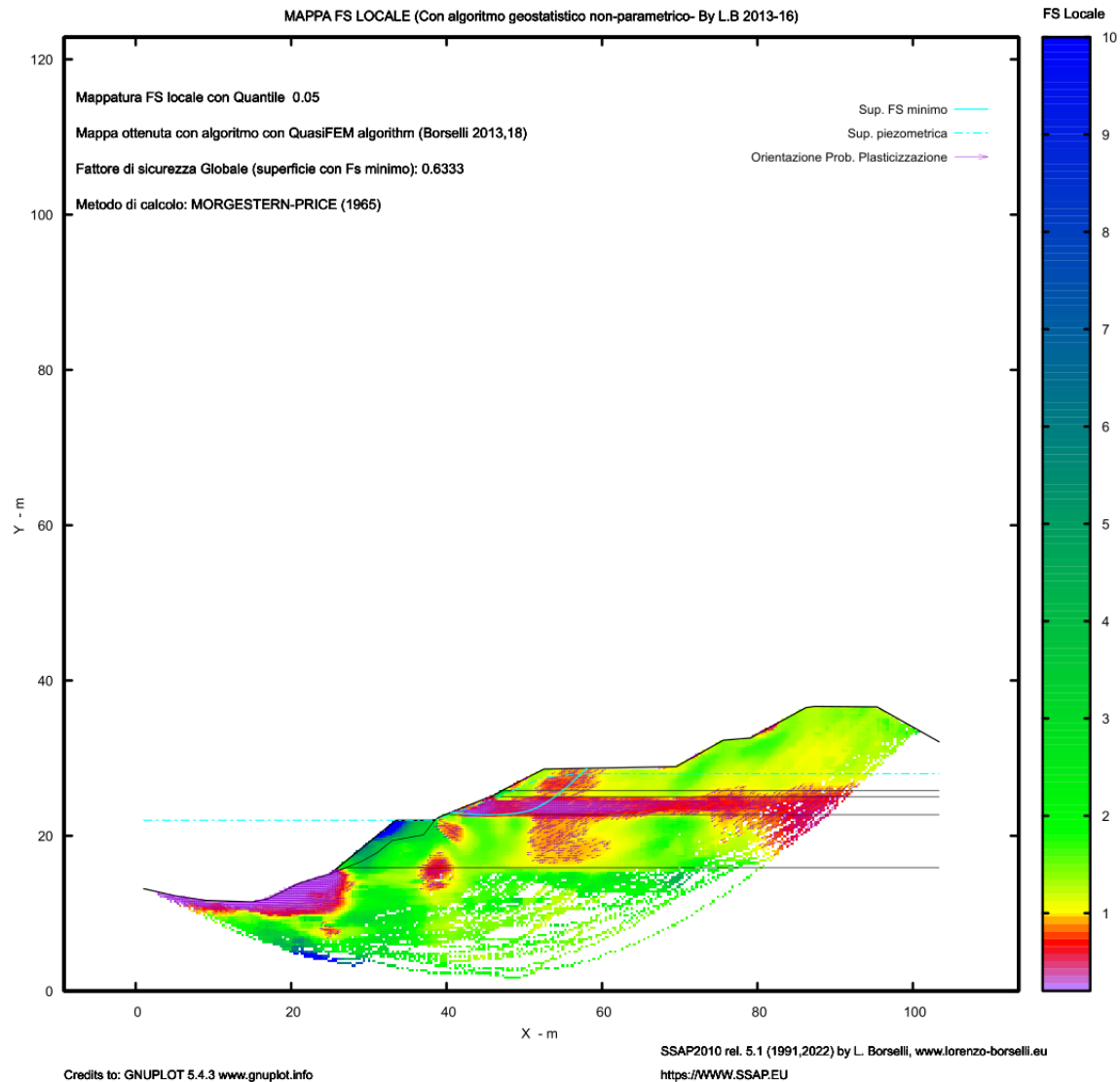
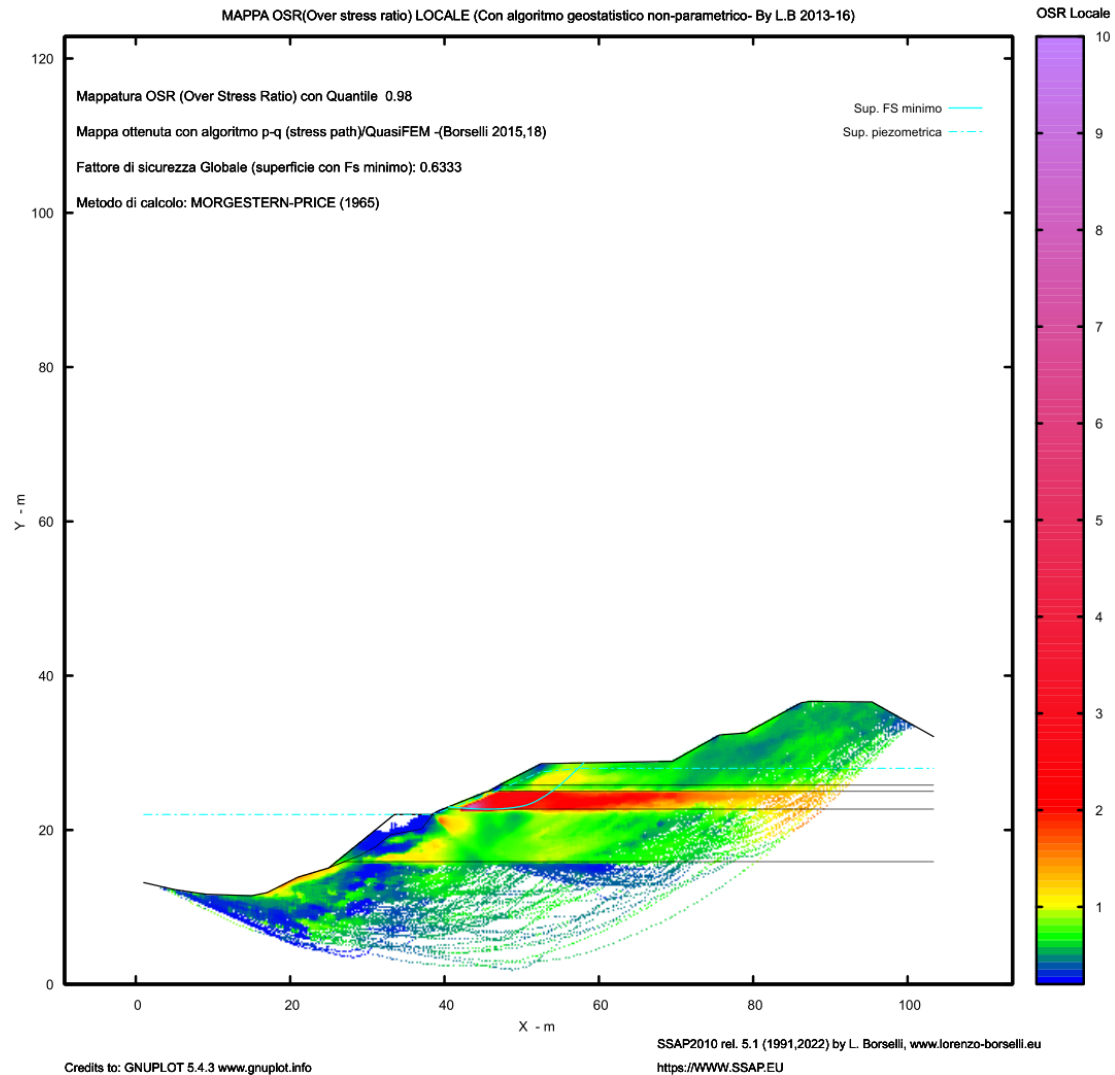


Fig. 6.2.4.10 plottaggio di tutte le superfici entro un intervallo di  $F_s=0.5-1.0$ . La verifica è stata prodotta generando 10000 superfici con il motore SNIFF-RANDOM SEARCH effettuando una ricerca generale su tutto il pendio, con attrattore dinamico attivato. Si noti che esistono 2 famiglie di superfici con  $F_s < 1.0$  critiche ed entrambe le famiglie attraversano lo strato 3, che è quello con liquefazione totale.



**Fig. 6.2.4.11 Mappa FS locale.** La mappa è stata generata con un campionamento casuale generando 10000 superfici con il motore SNIFF-RANDOM SEARCH effettuando una ricerca generale su tutto il pendio. Si noti come nella parte interna dello strato 3 si concentra la zona con maggior criticità dovuto al processo di liquefazione totale. Comunque nello strato 5 associato al processo di liquefazione parziale, l'incremento della pressione di poro e al valore di coesione  $c'=0$ , abbiamo a una criticità locale. (Confrontare la figura 6.2.4.3)





**Fig. 6.2.4.12 Mappa OSR locale.** La mappa è stata generata con un campionamento casuale generando 10000 superfici con il motore SNIFF RANDOM SEARCH effettuando una ricerca generale su tutto il pendio. si noti come nella parte interna dello strato 3 si concentra la zona con maggior criticità dovuta alla liquefazione totale (confrontare la figura 6.2.4.11). La mappa rappresenta in termini di stress medio locale (stress principali e stress path) le aree dove lo *shear stress* massimo locale è superiore alla resistenza al taglio locale. Le zone con  $OSR > 1.0$  sono le zone più probabili per una generazione di una rottura progressiva

### 6.2.5 Esempio 5

File **xx progetto.MOD** e **xx sismico.MOD** nella cartella: **\pendii\complex**

Di seguito un esempio di un pendio complesso con strutture preesistenti e il progetto preliminare di consolidazione con un muro in CA fondato su una palificata con  $D=0.4$  metri e interasse  $D1=1.20$  m. La sezione in figura 6.2.5.1 rappresenta un insieme di muri medioevali con riempimento a tergo in detrito. Il substrato è composto da vari strati e lenti di natura sabbioso limosa. I parametri definiti nel modello in figura 6.2.5.1 sono parametri di progetto ridotti ai sensi delle NTC2018.

Il pendio ha una estrema complessità non solo per l'elevato numero di strati e lenti, quanto per la possibilità di avere più una potenziale zona critica.

Una prima analisi generale è effettuata per condizioni di progetto statiche con il motore RANDOM SEARCH. Obiettivo di questa analisi è visualizzare una mappa a colori di potenziali zone ove si concentrano potenziali zone di plasticizzazione e potenziali zone di rottura progressiva.

In figura 6.2.5.2 abbiamo un dettaglio dell'insieme di strutture e strati/lenti che compongono il pendio. I muri in pietrame e malta sono stati caratterizzati mediante il criterio di rottura GSI

In figura 6.2.5.3 abbiamo una visione generale della mappa con FS locale realizzata dopo una verifica globale prodotta con 20000 superfici e motore RANDOM SEARCH, senza aver attivato l'attrattore dinamico. Mentre in figura 6.2.5.4 abbiamo una visione generale della mappa con OSR (*overstress ratio*) locale.

Dalle figure 6.2.5.3 e 6.2.5.4 si evince che anche se il pendio globalmente sembra possedere un  $F_s > 1.1$  globale (minimo richiesto dalle NTC2018 (approccio 1 combinazione A2,M2,R2) esistono una serie di zone che localmente mostrano una certa criticità, ovvero:

- la **zona A** tra le progressive 5 e 10 con potenziali movimenti superficiali
- la **zona B** tra le progressive 12 e 15 sotto la nuova sede stradale
- la **zona C** tra le progressive 20 e 25 a monte del muro in pietrame (lente 5).

Si notino le differenti zone con possibile plasticizzazione locale che vengono contenute dalle strutture di contenimento che impediscono reali movimenti a valle

La maggior criticità è rilevata nella zona C con  **$F_s=1.197$**  (figura 6.2.5.3). Tale criticità è dovuta al muro in pietrame estremamente alto e alle deboli caratteristiche del materiale di riempimento a tergo e del substrato sommitale.

Una seconda analisi più specifica è stata condotta con motore RANDOM SEARCH su 20000 superfici, ma limitate all'attraversamento della palificata. Si noti la presenza di una zona critica abbastanza estesa e due fasce principali di criticità (figure 6.2.5.5, 6.2.5.6, 6.2.5.7).  $F_s$  minimo:  **$F_s=1.37$** , tra tutte le superfici che attraversano la palificata.

Una terza analisi più approfondita mediante verifica con motore SNIFF RANDOM SEARCH su 20000 superfici, limitate all'attraversamento della palificata Fig. 6.2.5.9 produce un  $F_s$  minimo,  **$F_s=1.294$**  tra tutte le superfici che attraversano la palificata. Si confronti il risultato con la figura 6.2.5.5.

Gli effetti stabilizzatrici della palificata sono altresì visibili nella distribuzione delle orze interconco presentate nelle figure 6.2.5.7 e 6.2.5.10. L'effetto stabilizzante della palificata genera una parziale interruzione e discontinuità nella distribuzione a valle della palificata della spinta  $E(x)$ .

Rimangono tuttavia delle potenziali criticità locali nella zona A.

Una quarta è stata condotta in condizioni sismiche con  $K_h=0.06$   $K_v=0.03$ . In questo caso i parametri geomeccanici assunti sono quelli caratteristici non ridotti (Fig. 6.2.5.11), in ottemperanza alla normativa NTC2018.

Nella Fig. 6.2.5.12 verifica in condizioni sismiche. Mappa raster a colori del FS locale ottenuto con una verifica generale con motore RANDOM SEARCH su 20000 superfici.  $F_s$  minimo,  **$F_s=1.333$** . Si notino le differenti zone con possibile plasticizzazione locale che vengono contenute dalle strutture di contenimento che impediscono reali movimenti a valle. Confrontare risultato con fig. 6.2.5.3.

Nella Fig. 6.2.5.13 e 6.2.5.14 abbiamo invece il risultato verifica con motore SNIFF RANDOM SEARCH su 20000 superfici, limitate all'attraversamento della palificata.  $F_s$  minimo  **$F_s=1.436$**  tra tutte le superfici che attraversano la palificata. Si confronti il risultato con la figura 6.2.5.9.

Da un punto di vista formale il pendio, ai sensi delle NTC0218 risulta verificato essendo  $F_s > 1.1$  per le condizioni di progetto statiche e  $F_s > 1.2$  per le condizioni di progetto sismiche. Tuttavia è importante sottolineare che le scarse caratteristiche geomeccaniche dei terreni di riporto nelle zone A ,B e C implicano delle potenziali e locali plasticizzazione e deformazioni che potrebbero portare a possibili superfici di rottura progressiva. In questo caso sarebbe consigliabile intervenire nella zona A con opere aggiuntive di rinforzo (es. terre armate), nella zona B con la sostituzione del terrapieno sotto la sede stradale con materiale di migliore qualità tecniche, Mentre nella zona C procedere con uno studio più approfondito dell'insieme muro e terrapieno.

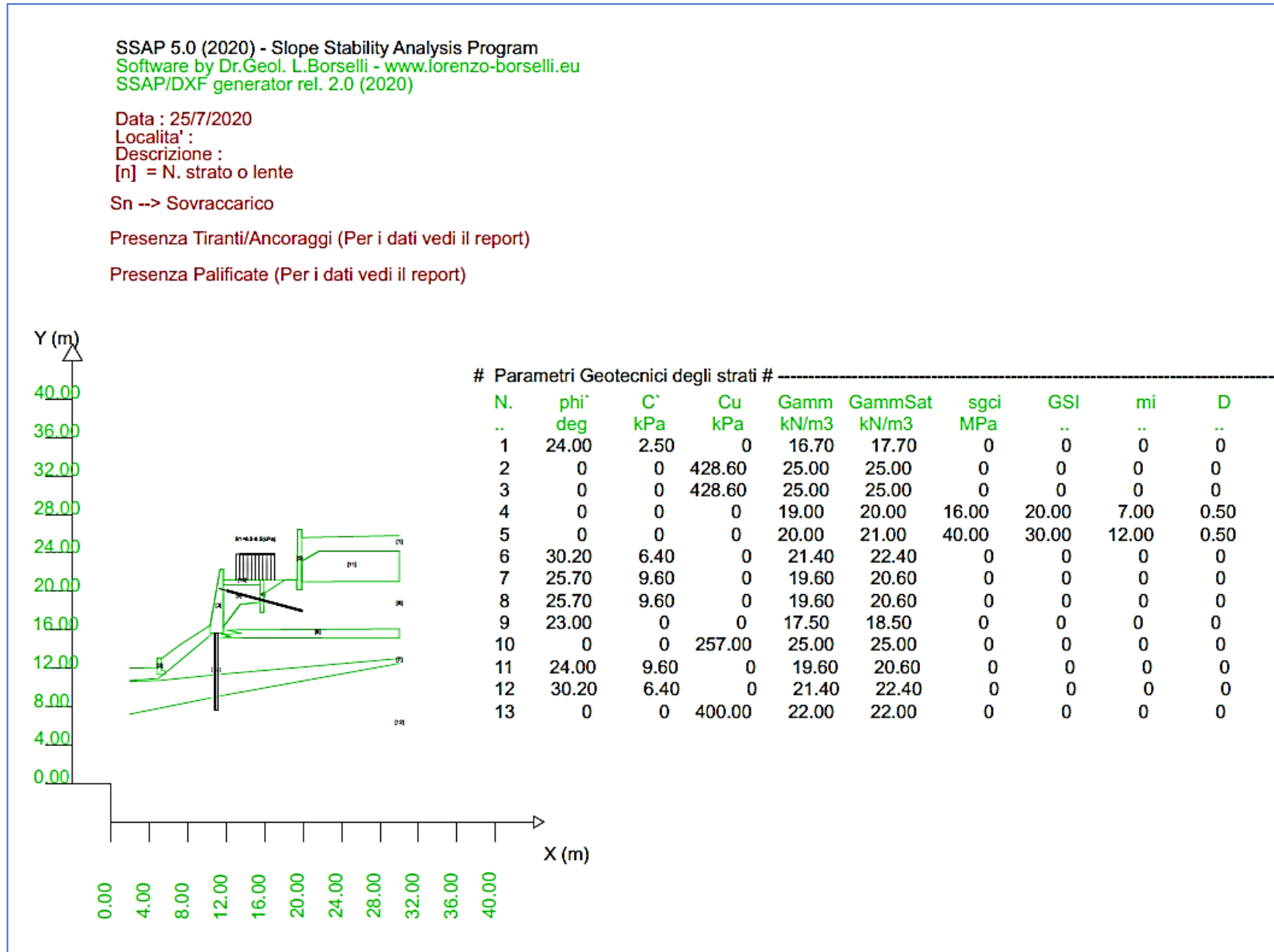


Fig. 6.2.5.1 Visione generale del modello di pendio con strutture di sostegno (Muri CA, pali e tiranti) stabilizzatrici.

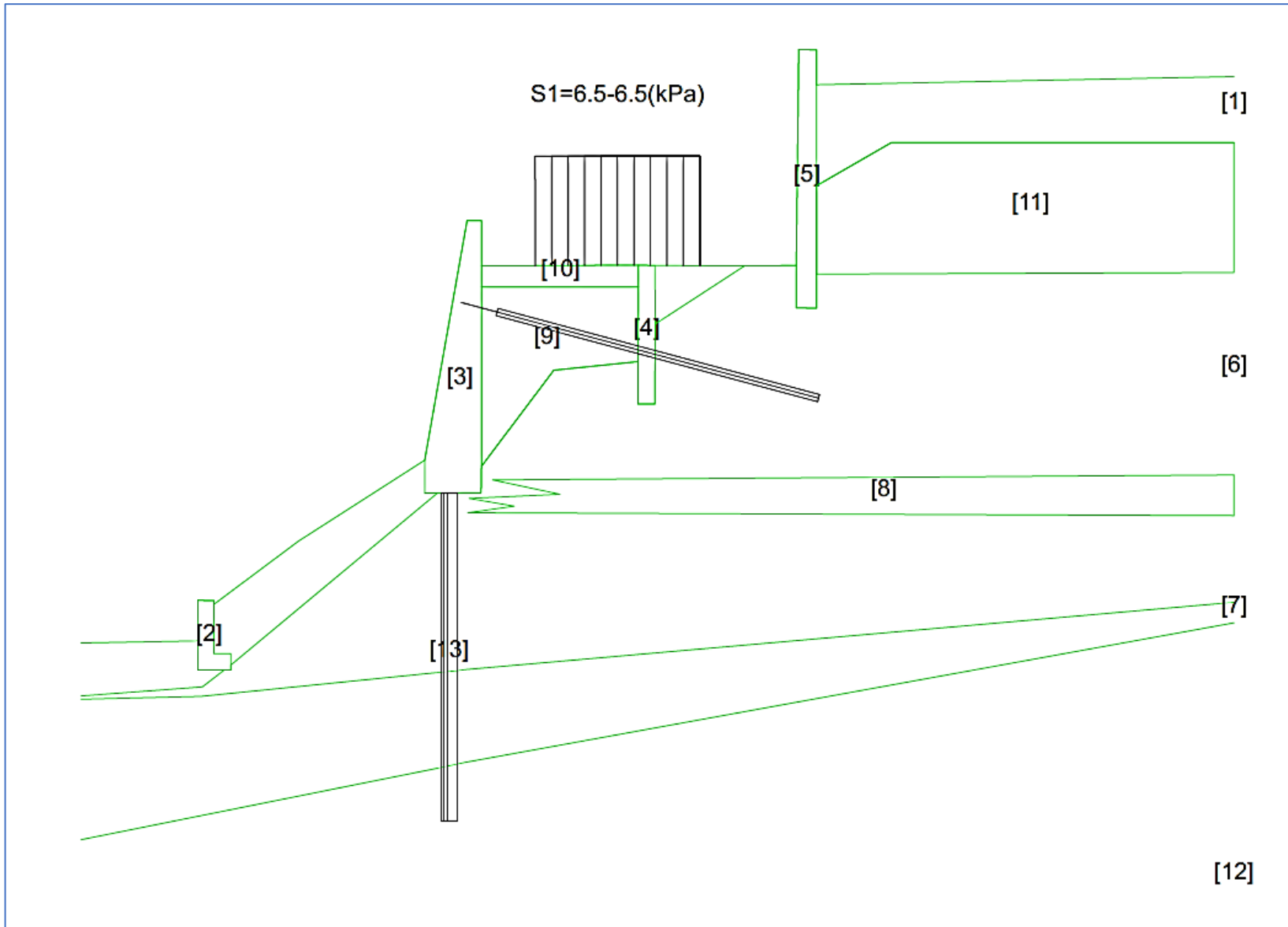
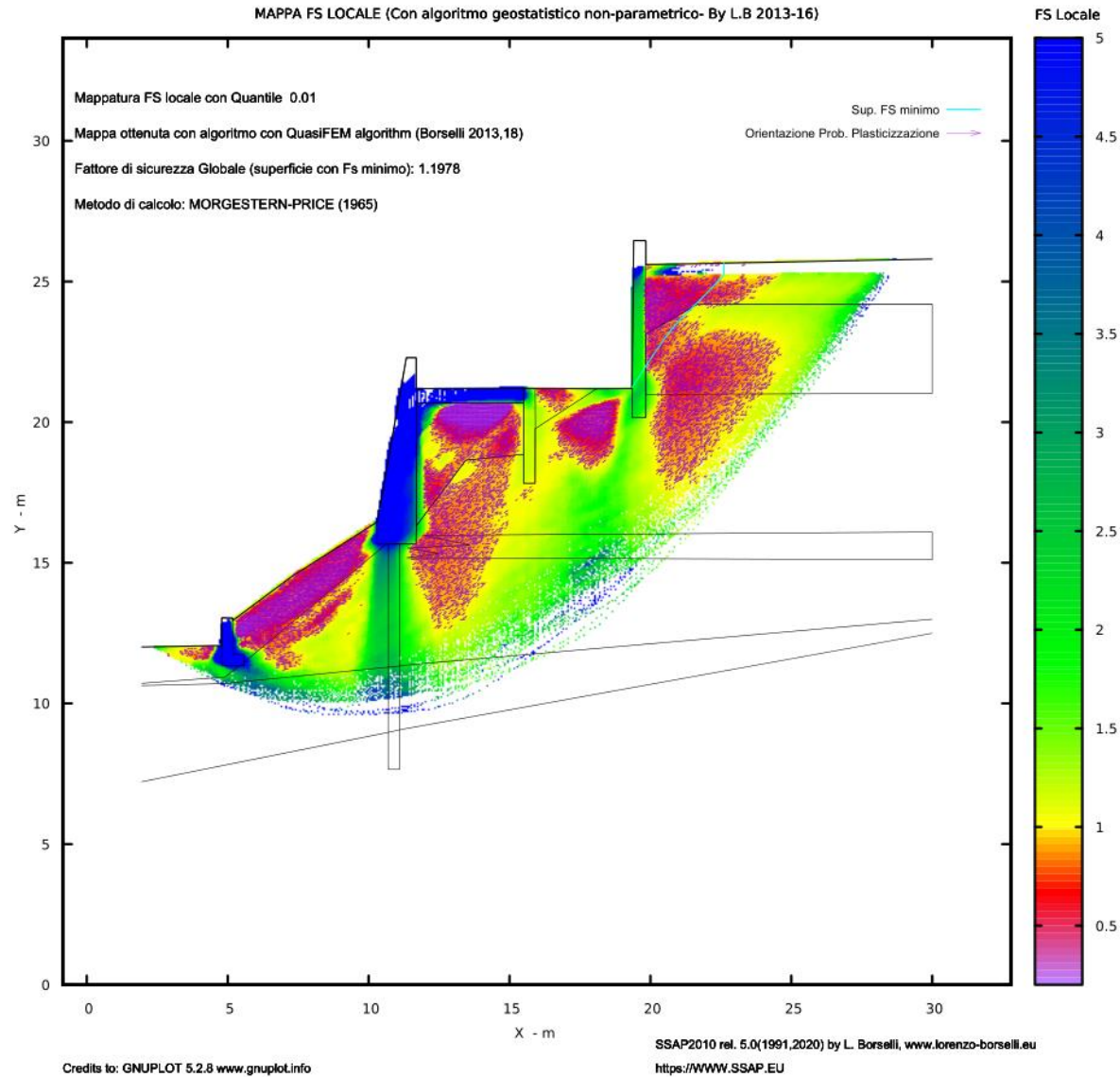
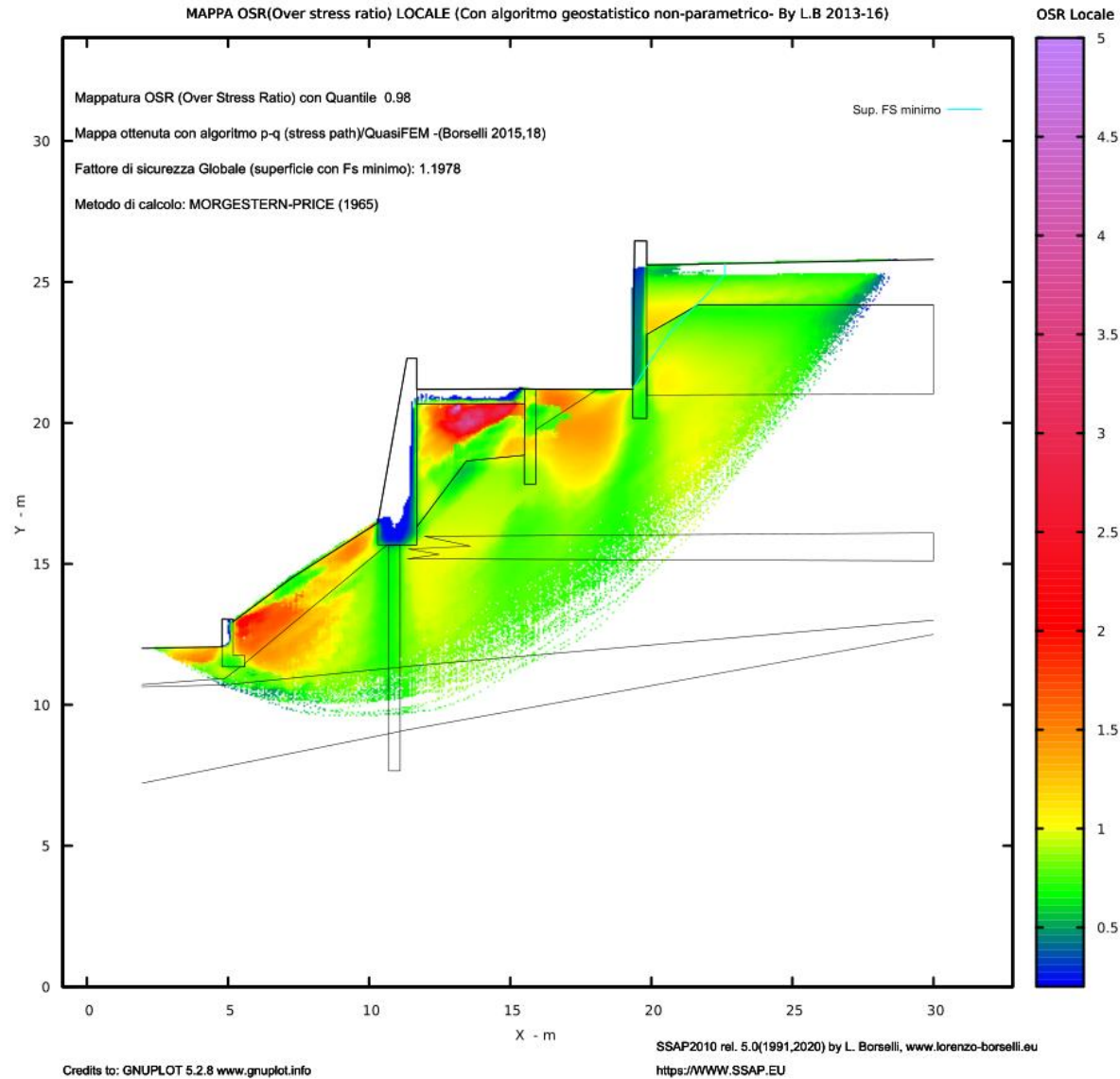


Fig. 6.2.5.2 Dettaglio del modello di pendio con strutture di sostegno (muri CA, pali e tiranti) stabilizzatrici.



**Fig. 6.2.5.3** Mappa raster a colori del FS locale ottenuto con una verifica generale con motore RANDOM SEARCH su 20000 superfici. Si notino le differenti zone con possibile plasticizzazione locale che vengono contenute dalle strutture di contenimento che impediscono reali movimenti a valle.



**Fig. 6.2.5.4** Mappa raster a colori del OSR (*overstress ratio*) locale ottenuto con una verifica generale con motore RANDOM SEARCH su 20000 superfici. Si notino le differenti zone con possibile plasticizzazione locale (colori dal giallo al rosso) che vengono contenute dalle strutture di contenimento che impediscono reali movimenti a valle.

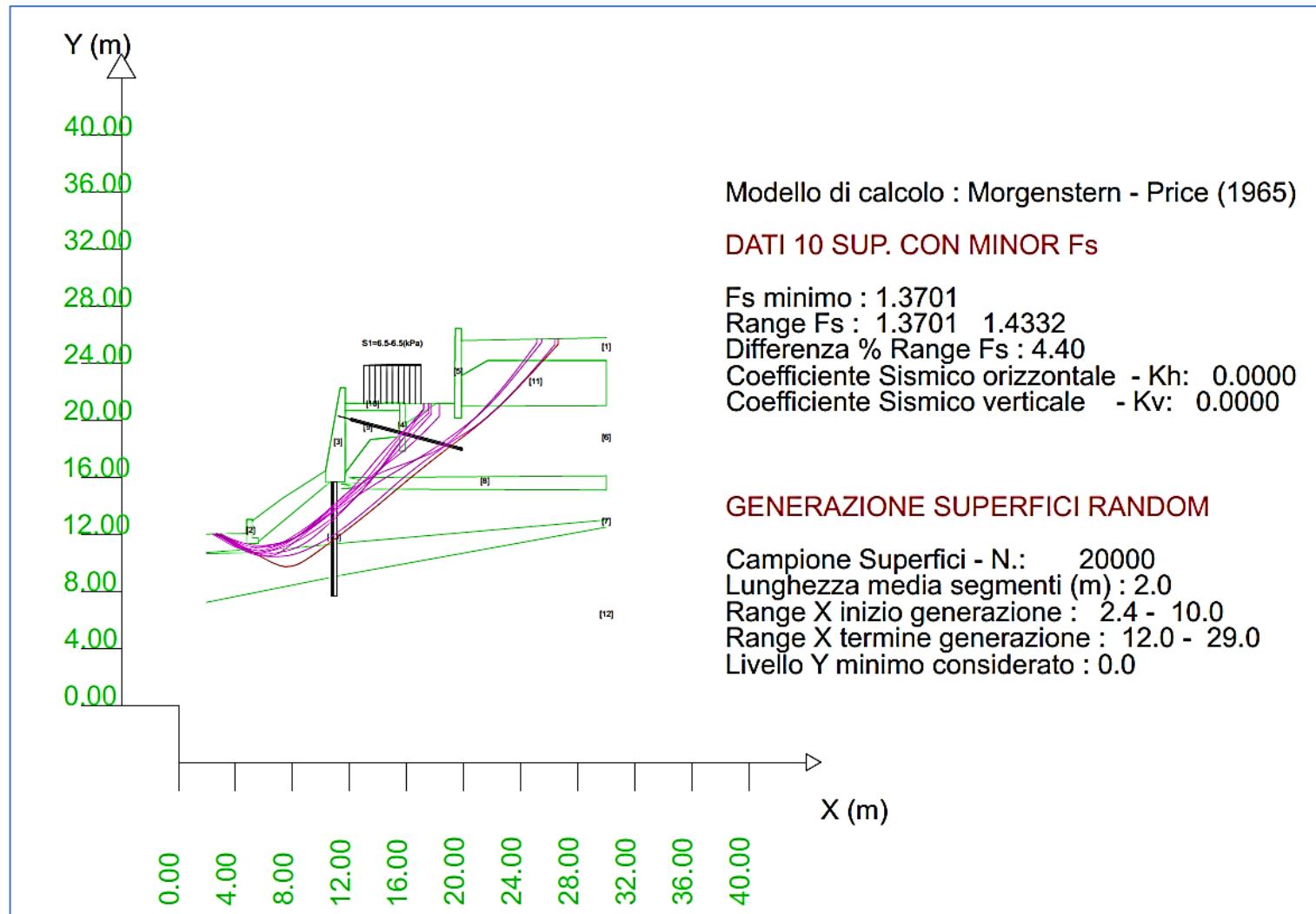
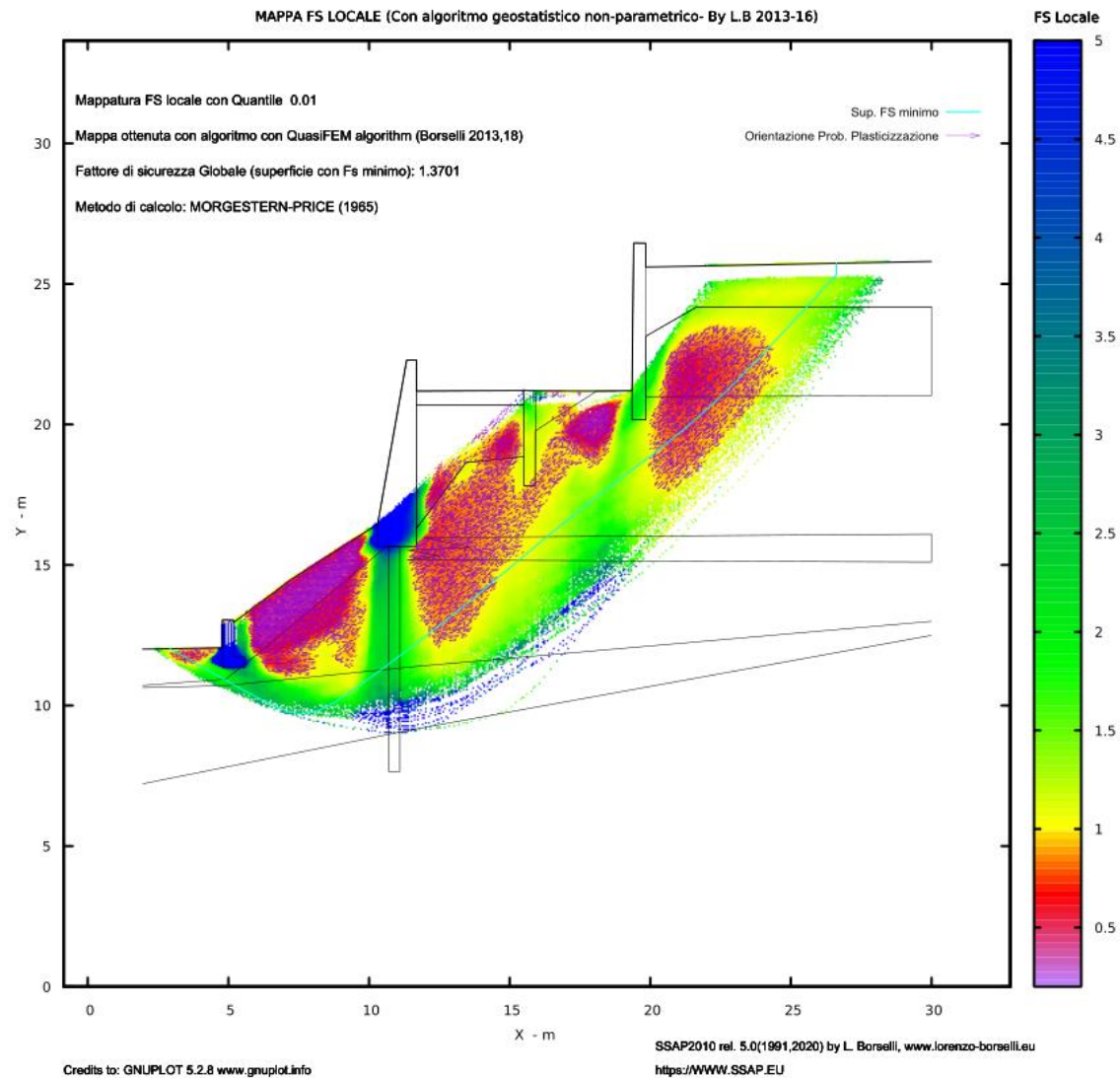
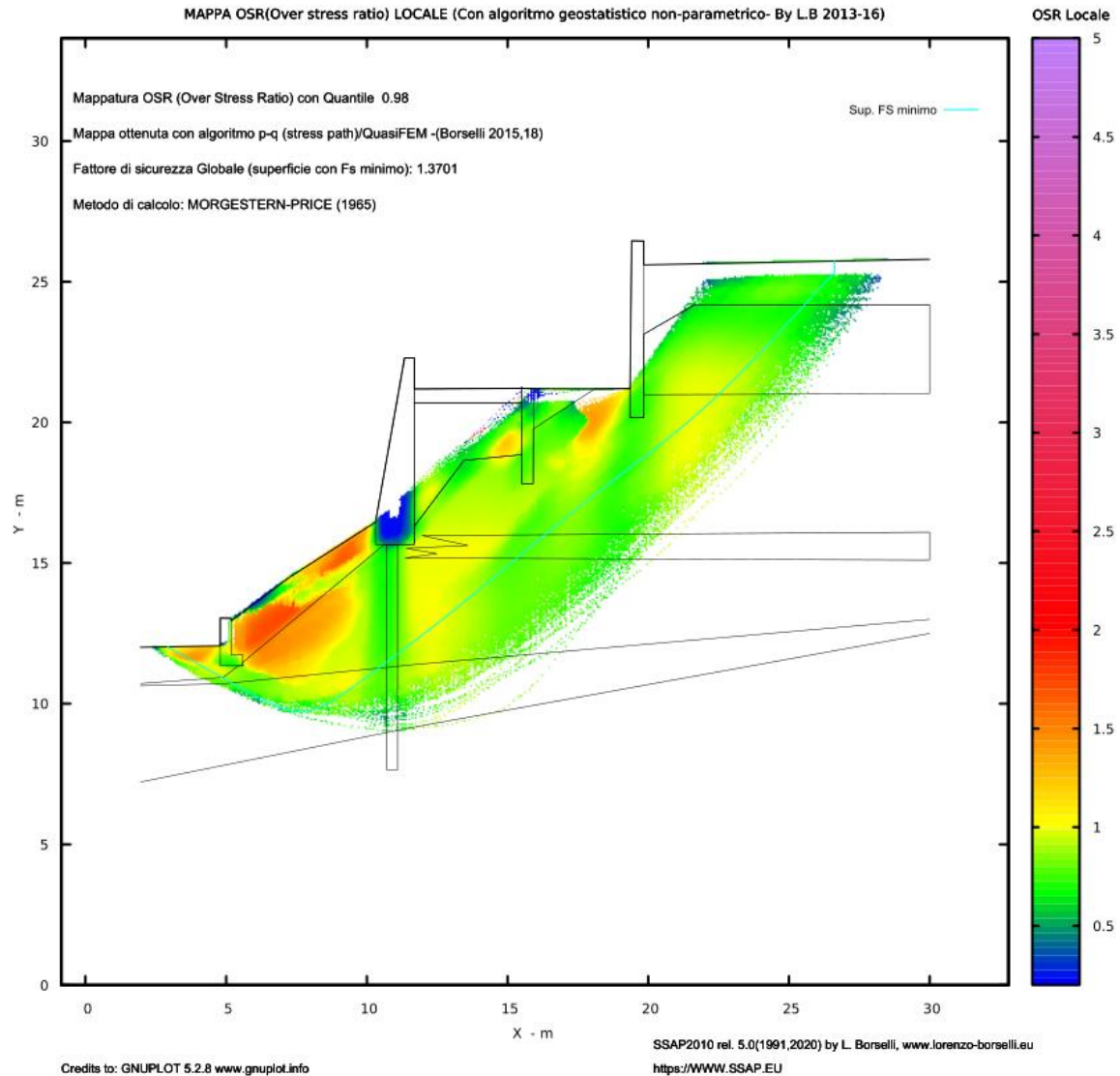


Fig. 6.2.5.5 verifica con motore RANDOM SEARCH su 20000 superfici, limitata nell'attraversamento della palificata. Si noti la presenza di una zona critica abbastanza estesa e due fasce principali di criticità.  $F_s$  minimo  $F_s=1.37$  tra tutte le superfici che attraversano la palificata





**Fig. 6.2.5.6** Mappa raster a colori del Fs locale ottenuto con una verifica con motore RANDOM SEARCH su 20000 superfici, limitata nell'attraversamento della palificata. Si notino le differenti zone con possibile plasticizzazione locale (colori dal giallo al rosso) che vengono contenute dalle strutture di contenimento che impediscono reali movimenti a valle.



**Fig. 6.2.5.7** Mappa raster a colori del OSR (*overstress ratio*) locale ottenuto con una verifica con motore RANDOM SEARCH su 20000 superfici, limitata nell'attraversamento della palificata. Si notino le differenti zone con possibile plasticizzazione locale (colori dal giallo al rosso) che vengono contenute dalle strutture di contenimento che impediscono reali movimenti a valle

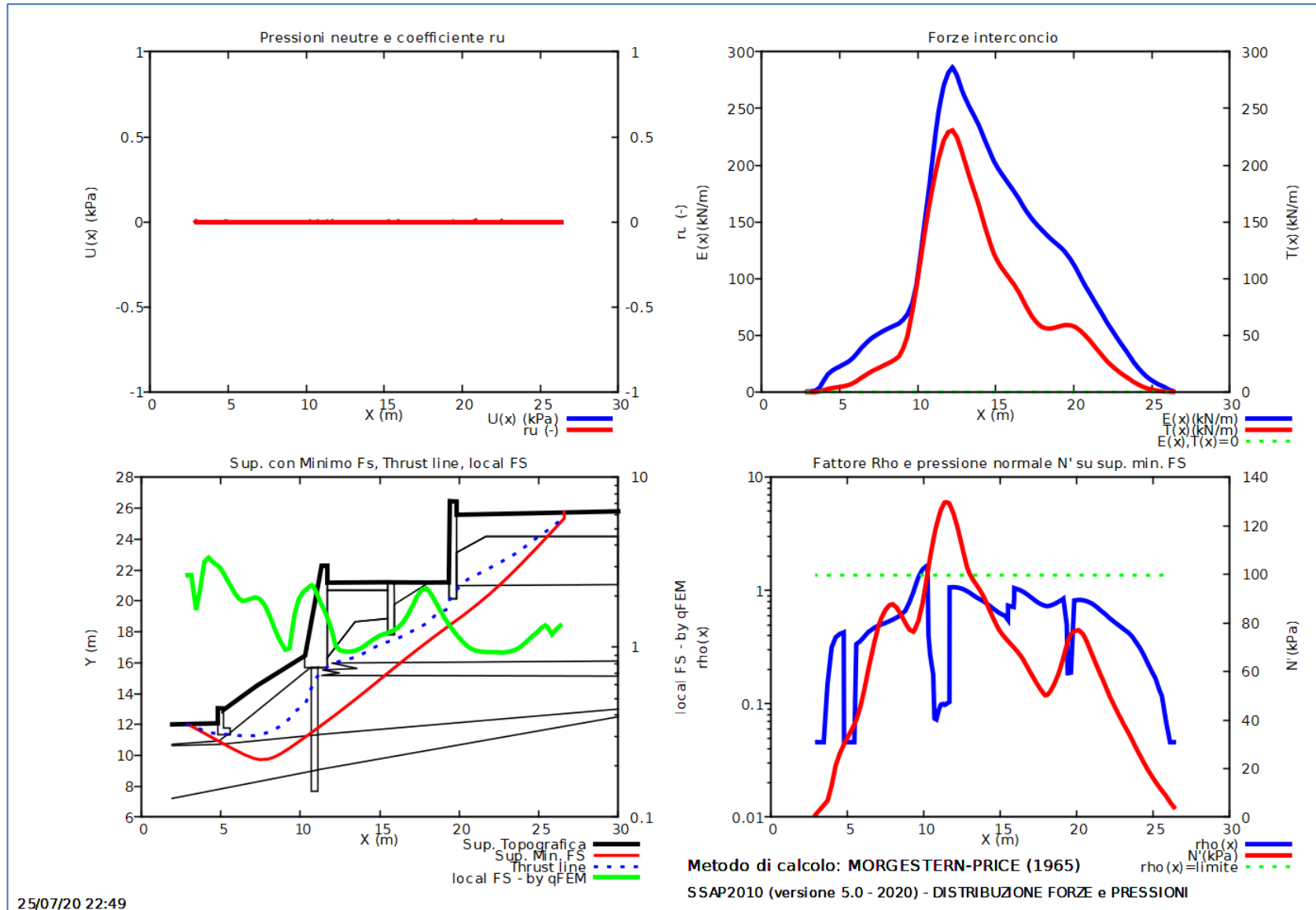


Fig. 6.2.5.8 distribuzione delle forze e pressioni interne relativamente alla superficie con minor FS individuata  $F_s=1.37$

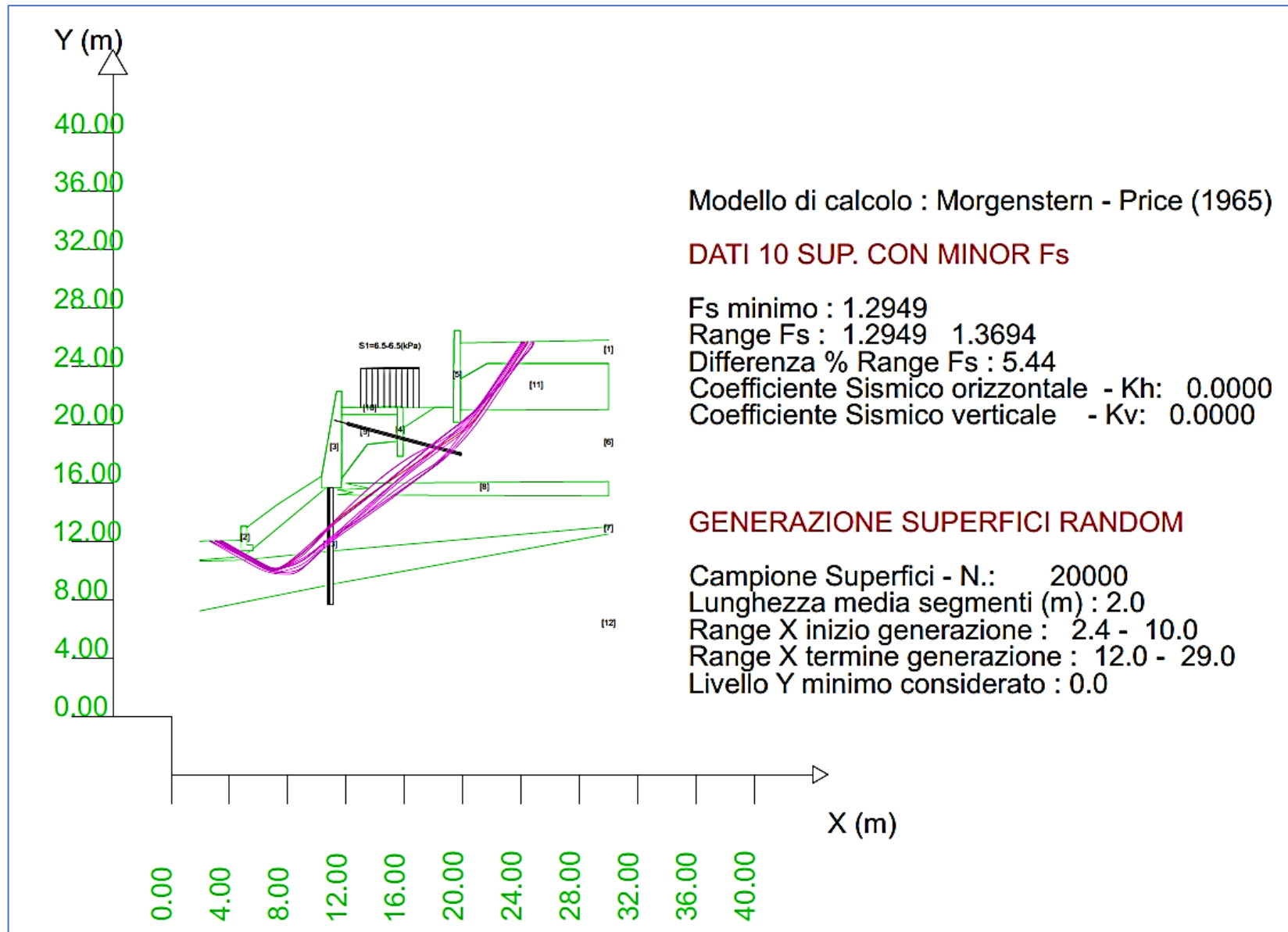
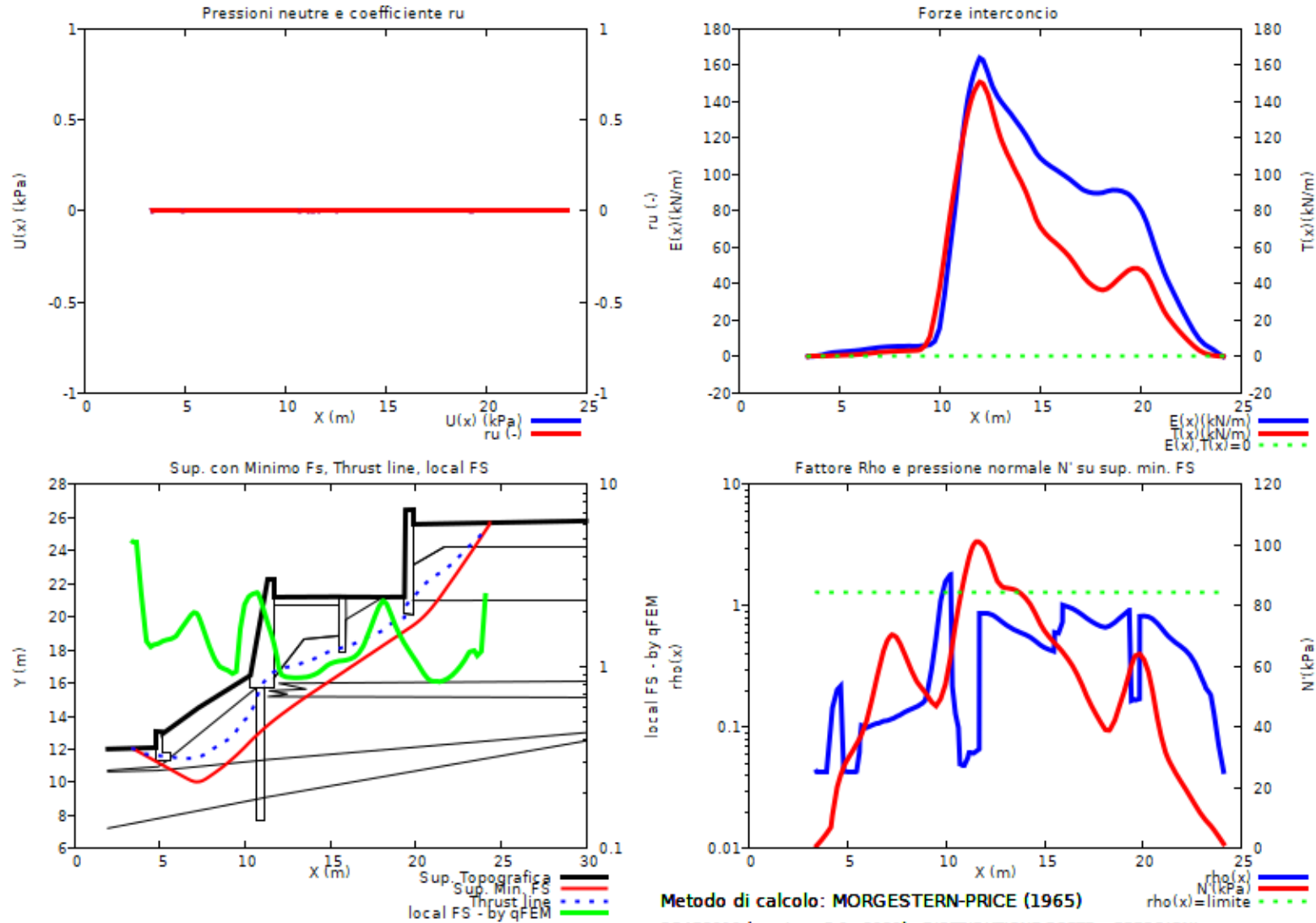


Fig. 6.2.5.9 verifica con motore SNIFF RANDOM SEARCH su 20000 superfici, limitata all'attraversamento della palificata. Fs minimo Fs=1.294 tra tutte le superfici che attraversano la palificata. Si confronti il risultato con la figura 6.2.5.5.

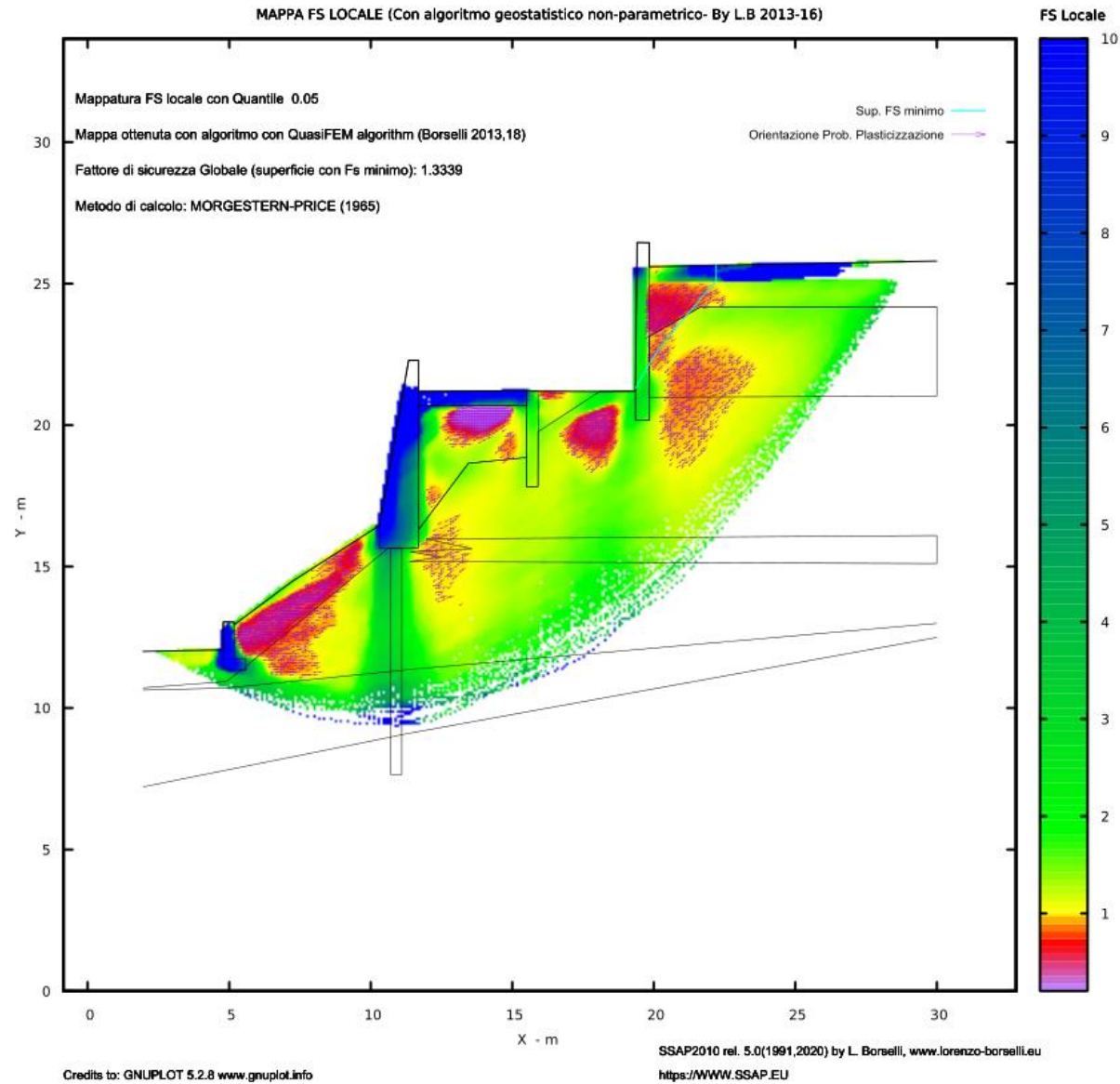


26/07/20 00:51

Fig. 6.2.5.10 distribuzione delle forze e pressioni interne relativamente alla superficie con minor FS individuata  $F_s=1.294$

# Parametri Geotecnici degli strati #									
N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..
1	29.00	3.10	0	16.70	17.70	0	0	0	0
2	0	0	600.00	25.00	25.00	0	0	0	0
3	0	0	600.00	25.00	25.00	0	0	0	0
4	0	0	0	19.00	20.00	16.00	20.00	7.00	0.50
5	0	0	0	20.00	21.00	40.00	30.00	12.00	0.50
6	36.00	8.00	0	21.40	22.40	0	0	0	0
7	31.00	12.00	0	19.60	20.60	0	0	0	0
8	31.00	12.00	0	19.60	20.60	0	0	0	0
9	27.90	0	0	17.50	18.50	0	0	0	0
10	0	0	360.00	25.00	25.00	0	0	0	0
11	29.00	12.00	0	19.60	20.60	0	0	0	0
12	36.00	8.00	0	21.40	22.40	0	0	0	0
13	0	0	560.00	22.00	22.00	0	0	0	0

Fig. 6.2.5.11 parametri geomeccanici caratteristici utilizzati per verifica in condizione sismica. I parametri inutilizzati in questo caso non sono corretti (ridotti) come quelli di progetto utilizzati nelle verifiche precedenti in condizioni statiche, ma sono riferiti ai parametri caratteristici come indicato nella normativa NTC2018.



**Fig. 6.2.5.12** verifica in condizioni sismiche  $K_h=0.06$   $K_v=0.03$ . Mappa raster a colori del FS locale ottenuto con una verifica generale con motore RANDOM SEARCH su 20000 superfici. Si notino le differenti zone con possibile plasticizzazione locale che vengono contenute dalle strutture di contenimento che impediscono reali movimenti a valle. Confrontare risultato con fig. 6.2.5.3.

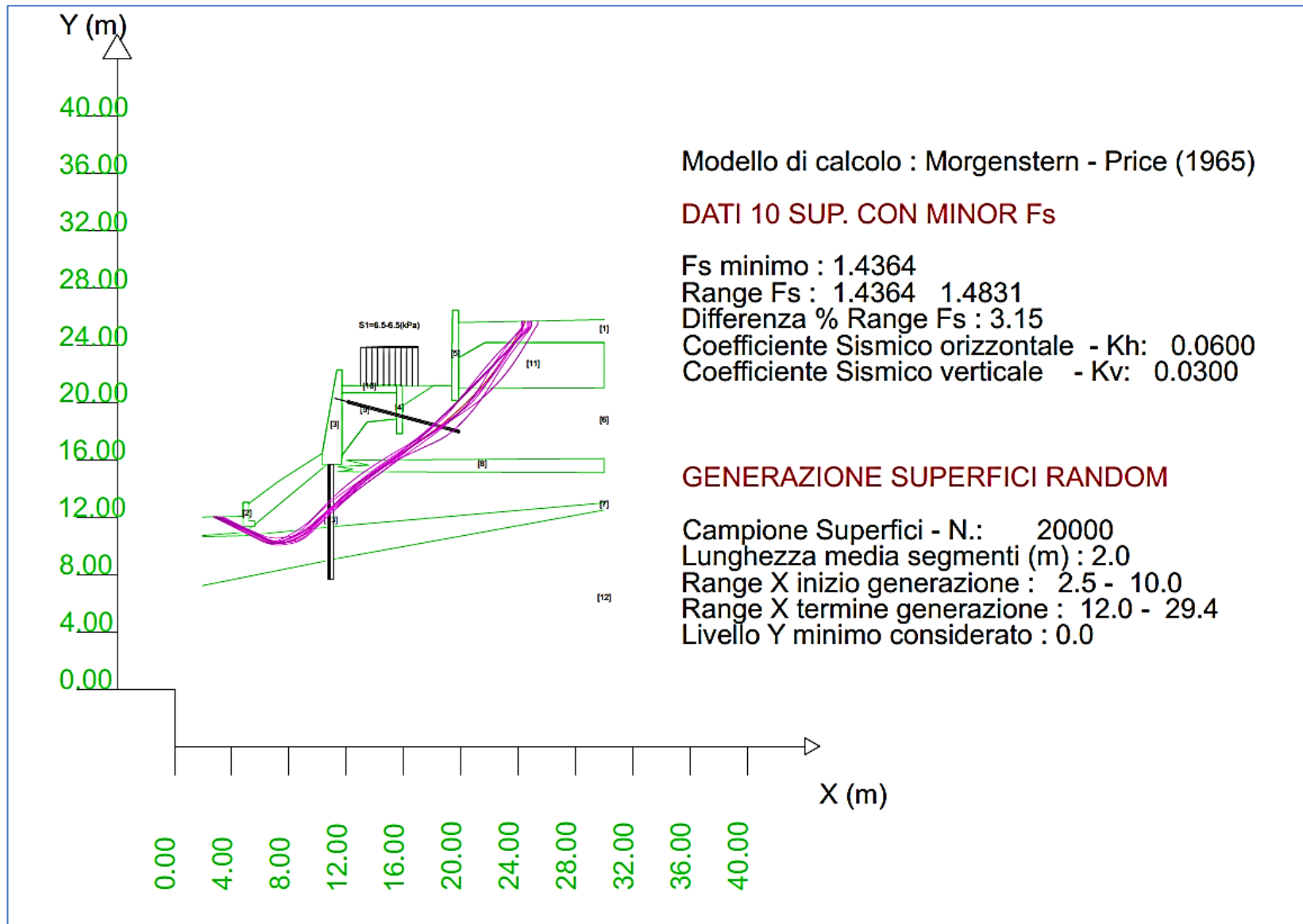
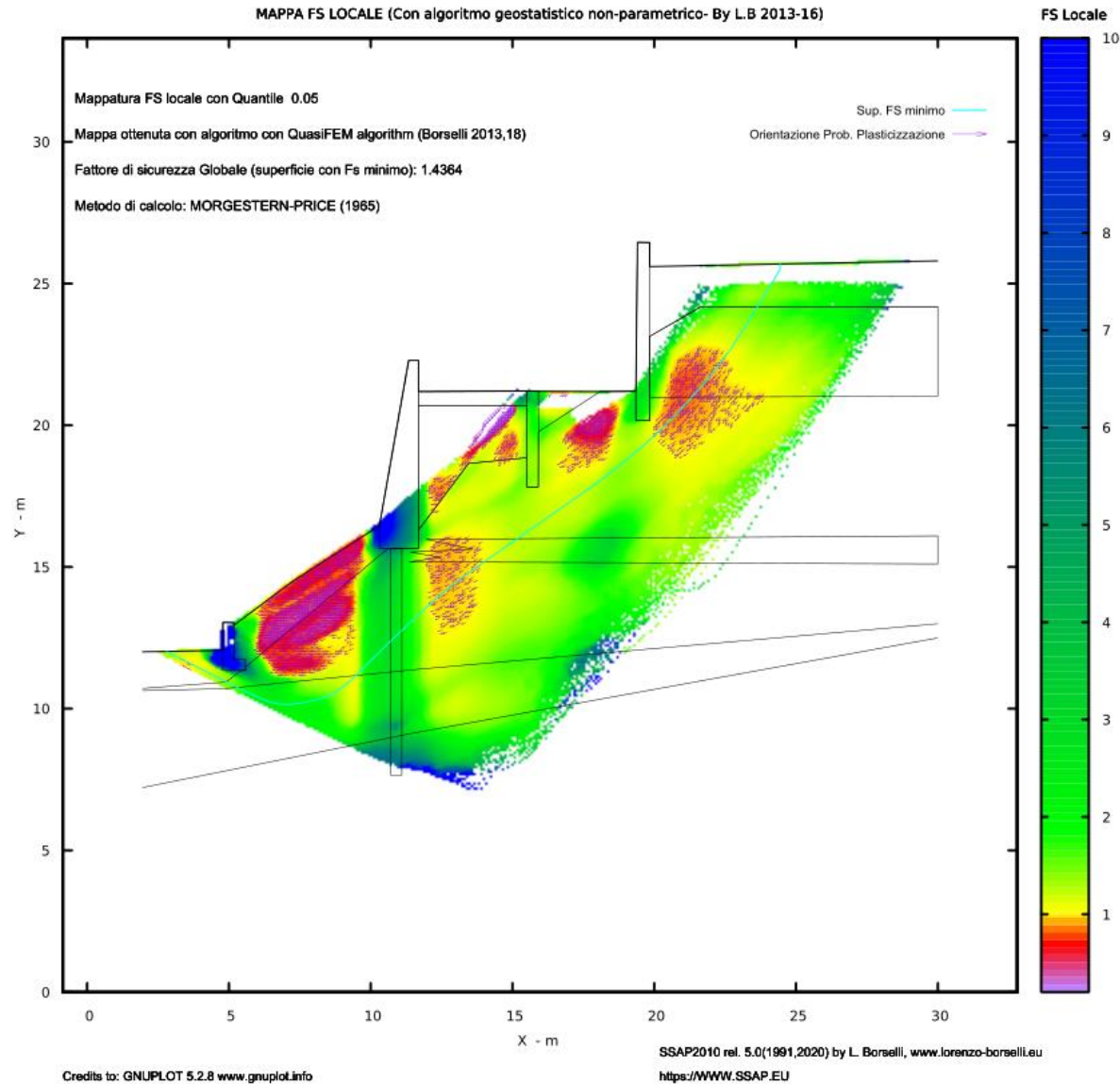


Fig. 6.2.5.13 verifica con motore SNIFF RANDOM SEARCH su 20000 superfici, limitate all'attraversamento della palificata. Fs minimo Fs=1.436 tra tutte le superfici che attraversano la palificata. Si confronti il risultato con la figura 6.2.5.9.





**Fig. 6.2.5.14** verifica in condizioni sismiche  $K_h=0.06$   $K_v=0.03$ . Mappa raster a colori del FS locale ottenuto con una verifica generale con motore SNIFF RANDOM SEARCH su 20000 superfici, limitate all'attraversamento della palificata. Si notino le differenti zone con possibile plasticizzazione locale che vengono contenute dalle strutture di contenimento che impediscono reali movimenti a valle.

### 6.2.6 Esempio 6

File `scarpata_dry.MOD`, `scarpata_falda_sospesa.MOD` e `scarpata_dry_wiremesh_progetto.MOD` nella cartella: `\pendii\scarpata roccia`

Questo è l'esempio di una scarpata ( $H=24$  m) in roccia con a valle un deposito alluvionale al piede e in testa una coltre detritica colluviale (figura 6.2.6.1)

La scarpata è subverticale e lo spessore della coltre detritica è di alcuni metri.

Vari sono i fattori che possono influenzare la stabilità locale e globale di questa scarpata. I fattori più importanti che possono essere considerati sono i seguenti:

le caratteristiche geomeccaniche e strutturali dell'ammasso roccioso di natura calcarea stratificata, le caratteristiche della coltre detritica. Sono considerate condizioni senza falda

In questa analisi consideriamo i seguenti scenari di verifica in condizione statica:

1. Verifica del pendio naturale in condizioni statiche con parametri caratteristici e senza acquiferi
2. Verifica con parametri di progetto di un sistema di rinforzo della parete calcarea mediante reti in aderenza in acciaio a doppia torsione di elevata resistenza a trazione, ancorate con tiranti e chiodi attivi. Condizioni senza falda.

Nella figura 6.2.6.1 viene presentato il profilo della scarpata con l'insieme dei parametri caratteristici dei vari strati. In particolare notare la caratterizzazione secondo il criterio GSI dell'ammasso. Nella figura 6.2.6.2 abbiamo la tabella con i valori delle 3 famiglie di discontinuità presenti nell'ammasso e utilizzato nel criterio di rottura JRC-Barton-Bandis(1990) insieme al criterio di rottura GSI (vedasi appendice D del manuale).

Nella Figura 6.2.6.3 abbiamo il risultato di una verifica generale del pendio in condizioni naturali. La verifica è stata effettuata in condizioni statiche con parametri caratteristici e senza falda. Il risultato interessante è che abbiamo un insieme di superfici, con  $F_s$  minimo, che attraversano sia lo strato 1 che la porzione sommitale dell'ammasso roccioso (strato2). In questo caso il fattore di sicurezza minimo è  $F_s=1.04$ . Dalla figura 6.2.6.4 risulta che esistono rilevanti criticità associate a cunei di roccia con la soprastante copertura detritica e che il pendio naturale non può formalmente dirsi stabile ai sensi delle NTC2018.

Una seconda verifica di stabilità è lanciata considerando un sistema di opere di rinforzo della parete rocciosa (figura 6.2.6.5). Il sistema di rinforzo è costituito da una rete in aderenza in acciaio a doppia torsione ancorata a un sistema di tiranti attivi. Le caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema di rinforzi è presentato nella figura 6.2.6.6, 6.2.6.7. La verifica è condotta con l'approccio 1 ( $A2+M2+R2$ ) secondo le NTC2018, quindi in condizioni statiche, senza falda, e con parametri geomeccanici di progetto per gli strati 1 e 3. La riduzione automatica con i coefficienti  $M2$  per lo strato 2 è attivata nella finestra OOPZIONI di SSAP 5.1.

Nella figura 6.2.6.8 e 6.2.6.9 viene mostrato il risultato generale che mostra come in queste condizioni *post-operam* per la copertura detritica le condizioni siano ancora al limite dell'ammissibile secondo le NTC2018. Per la porzione in roccia invece abbiamo invece una condizione di accettabile stabilità a causa dell'effetto del rinforzo ( $F_s > 1.2$ ), figura 6.2.6.9. tuttavia la condizione di stabilità potrebbe essere migliorata con l'aggiunta di un ulteriore numero di tiranti/chiodi, anche se di lunghezza ridotta e di azione più superficiale.

La interazione della superficie con  $F_s$  Minimo e l'insieme dei tiranti e la rete in aderenza è indicata nei dati presentati nella tabella mostrata in figura 6.2.6.10. La tabella in questa figura viene prodotta al momento che l'utente desidera generare il report di verifica (in formato testo).

I risultati di questo esempio indicano che il pendio non è ancora da considerarsi perfettamente stabile. Una migliore stabilità potrebbe essere raggiunta mediante una riprofilatura del profilo topografico della coltre di detrito e possibilmente includendo dreni sub-orizzontali per ridurre la possibilità di saturazione della stessa coltre mediante la formazione di una falda sospesa. La parte in roccia sembra altresì stabile, ai sensi della NTC2018, con la configurazione di progetto con reti in aderenza e tiranti.

Tuttavia il grado di stabilità complessivo della parete in roccia può essere ancora incrementato ottimizzando la posizione, densità e geometria e lunghezza di tiranti attivi.

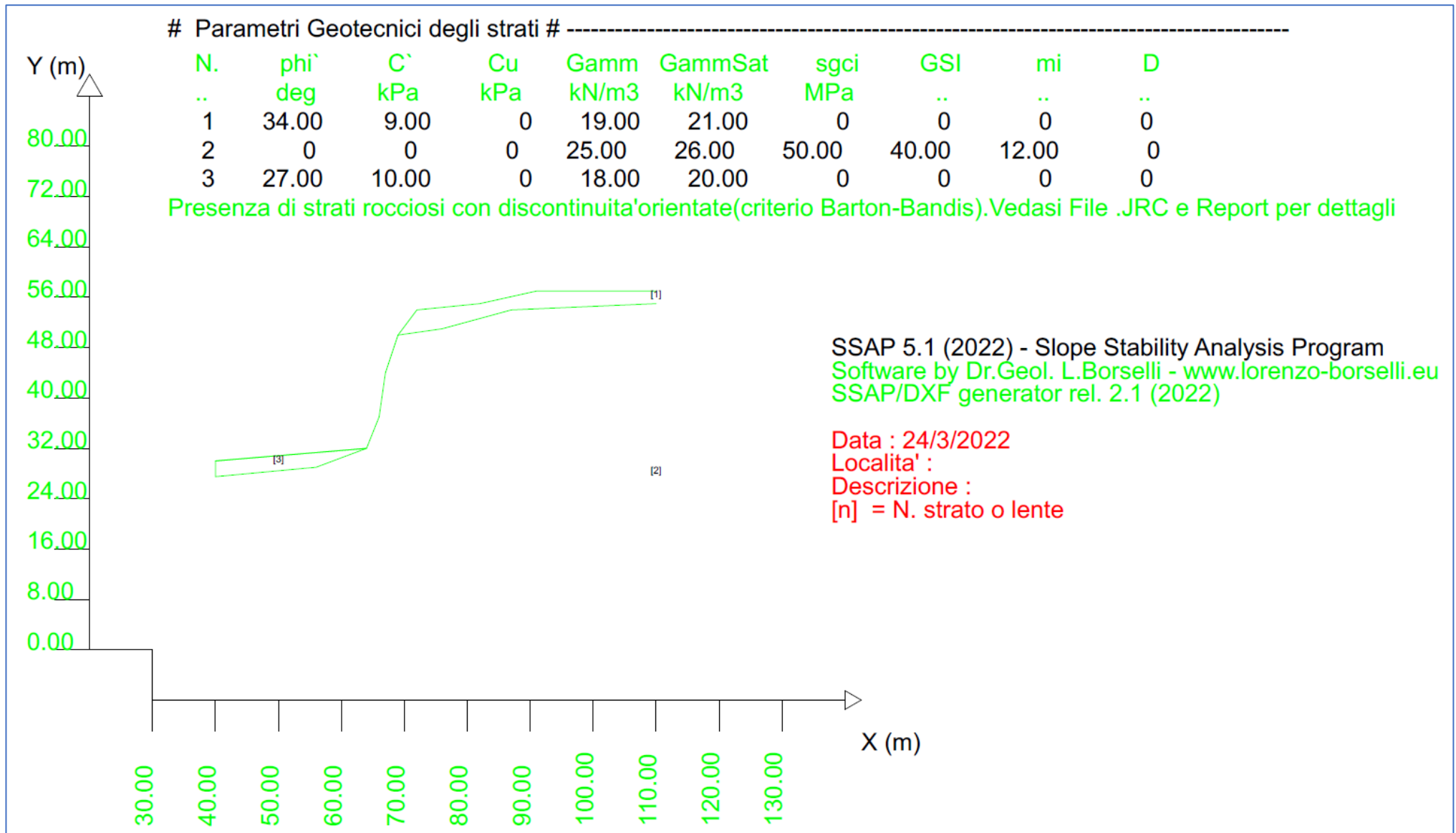


Figura 6.2.6.1 viene presentato il profilo della scarpata con l'insieme dei parametri caratteristici dei vari strati. In particolare notare la caratterizzazione secondo il criterio GSI dell'ammasso.

----- DATI DISCONTINUITA' PRESENTI PER APPLICAZIONE CRITERIO JRC(Barton-Bandis) ROTTURA IN ROCCIA -----							
N.Strato	JRC	JCS(MPa)	Phir(gradi)	L0(m)	L(m)	Beta (gradi)	DeltaBeta(gradi)
2	12.00	25.00	34.00	0.30	4.00	2.00	3.00
2	14.00	35.00	32.00	0.30	5.00	81.00	3.00
2	10.00	25.00	34.00	0.30	4.00	51.00	3.00

Legenda: N.strato: Numero strato cui e' associata la discontinuita'  
 JRC: Joint Roughness coefficient  
 JCS: Joint Compressive strength (resistenza compressione semplice sul giunto (MPa) )  
 Phir: Angolo di frizione residuale (gradi) discontinuita'  
 L0: Lunghezza di misura JRC e JCS (m)  
 L: Lunghezza media discontinuita' (m)  
 beta: orientazione discontinuita' (gradi)  
 deltabeta: dispersione orientazione discontinuita' (gradi)

**Figura 6.2.6.2** tabella con i valori delle 3 famiglie di discontinuità' presenti dell'ammasso e utilizzato nel criterio di rottura JRC-Barton-Bandis(1990) (dominio discontinuo) in congiunto con il criterio GSI (Hoek et al. 2002) per la valutazione della resistenza al taglio dell'ammasso roccioso

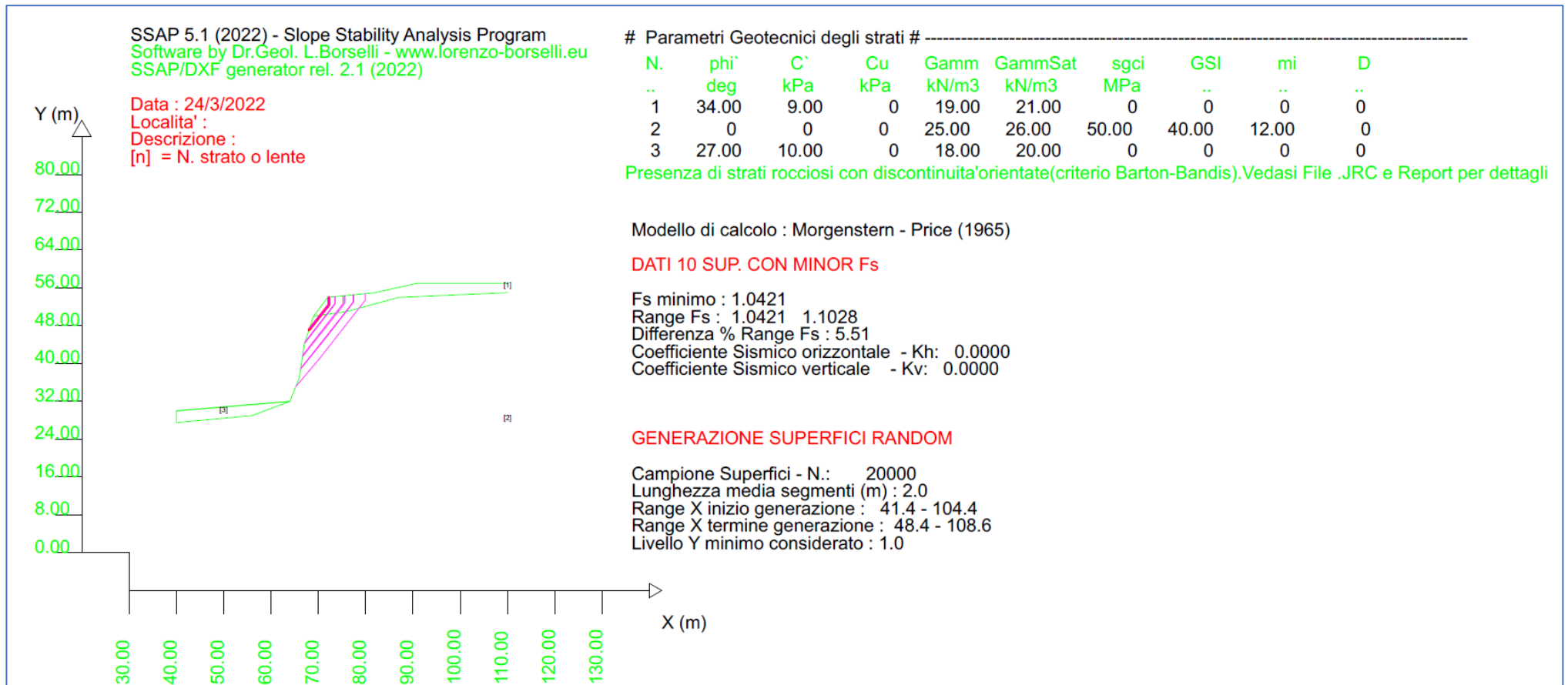
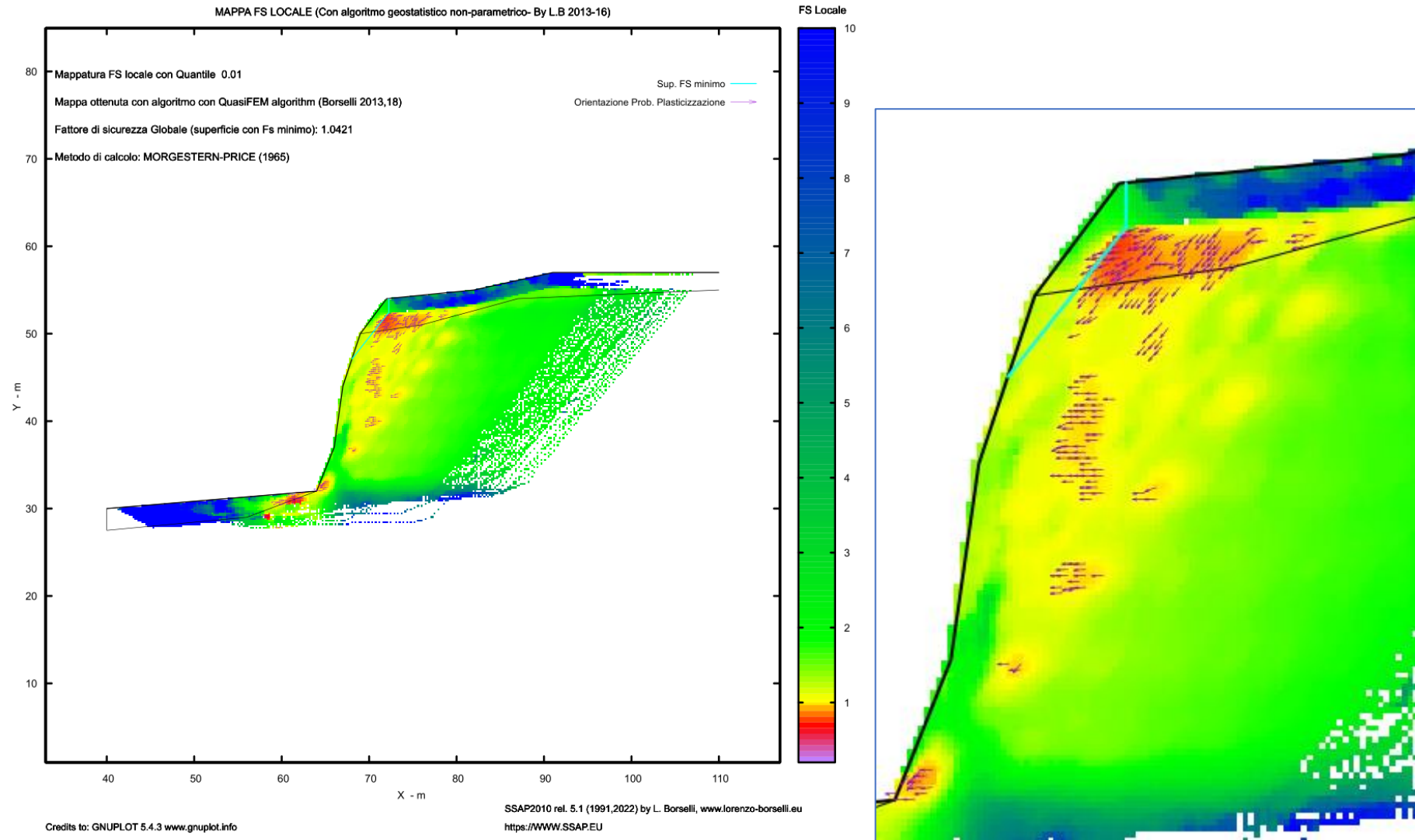


figura 6.2.6.3 La verifica del pendio naturale con parametri caratteristici indica che esistono rilevanti di cunei di roccia con la soprastante copertura detritica e che il pendio naturale non può formalmente dirsi stabile ai sensi delle NTC2018.



**Fig. 6.2.6.4** Mappa del fattore FS locale prodotto nella verifica del pendio naturale con parametri caratteristici. Il risultato indica che esistono rilevanti di cunei di roccia con la soprastante copertura detritica e che il pendio naturale non può formalmente dirsi stabile ai sensi delle NTC2018.

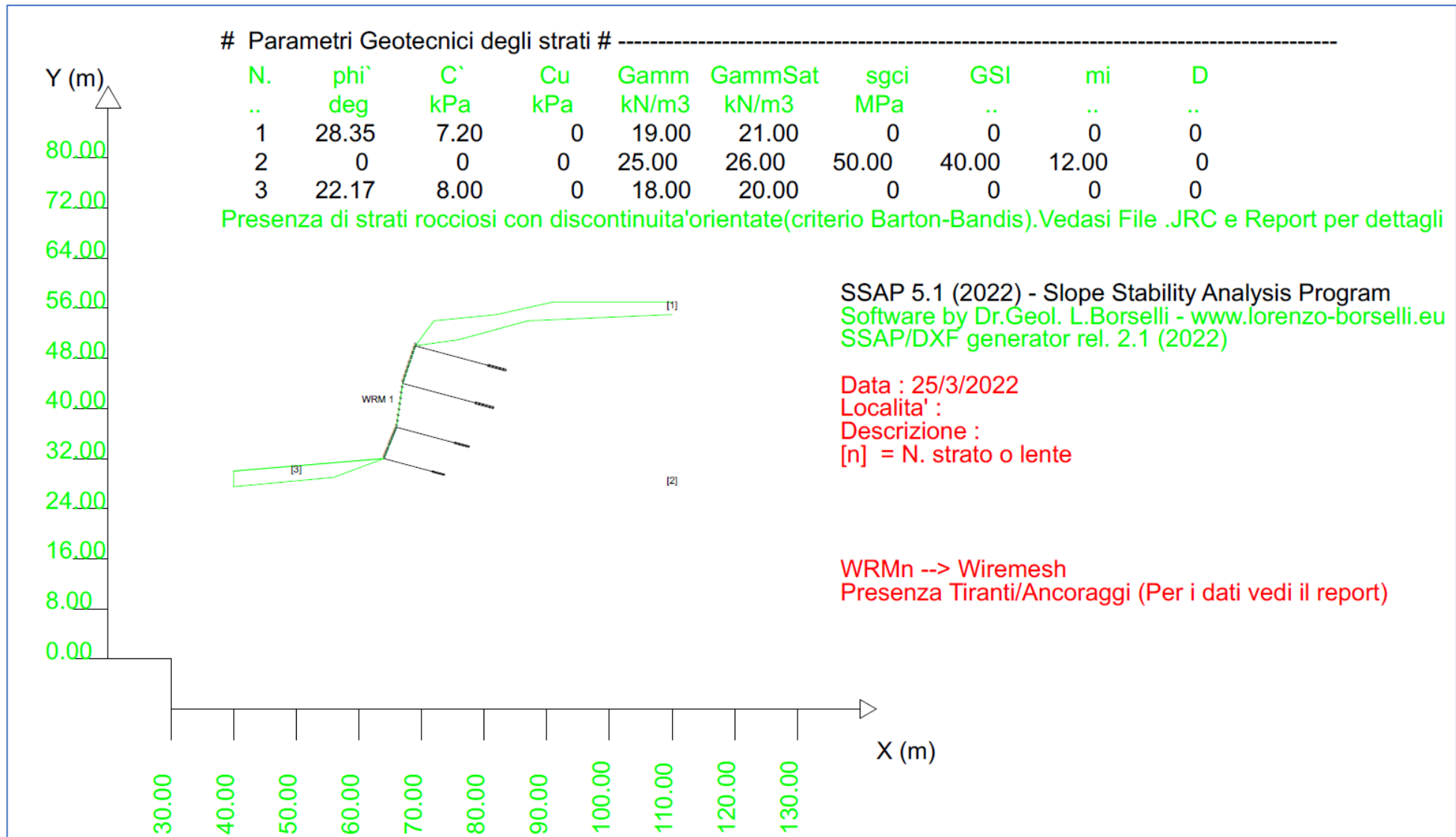


Fig. 6.2.6.5 Scarpata con presenza di una rete in aderenza in acciaio a doppia torsione, ancorata con gruppo di tiranti attivi. La scarpata è modellizzata con parametri di progetto ridotti (per i terreni). I parametri caratteristici dell'ammasso roccioso indicati in tabella in figura e quelli delle discontinuità (fig. 6.2.6.2) sono al momento della verifica utilizzati per calcolare i parametri  $c'$  e  $\phi'$  equivalenti che sono successivamente corretti per i coefficienti M2 appropriati, prima del calcolo del valore di FS, con la procedura automatica attivata nella finestra OPZIONI.



----- TIRANTI/ANCORAGGI PRESENTI -----

Nota Bene:  
 TIPO TIRANTI/ANCORAGGI : Attivi  
 DISTRIBUZIONE FORZA RESISTENTE TIPO : Trapezoidale  
 PROCEDURA AUTOMATICA CALCOLO MOBILIZZAZIONE FORZA TIRANTI: Attivata

TABELLA TIRANTI/ANCORAGGI

N. (-)	X (m)	Y (m)	Beta (°)	L (m)	T (kN/m)	Lc (%)
1	64.0000	32.0000	-15.00	10.00	150.00	20.00
2	66.0000	37.0000	-15.00	12.00	150.00	20.00
3	67.0000	44.0000	-15.00	15.00	150.00	20.00
4	69.0000	50.0000	-15.00	15.00	150.00	20.00

LEGENDA SIMBOLI

N. : NUMERO TIRANTE/ANCORAGGIO N.  
 X(m) : Coordinata X Testa  
 Y(m) : Coordinata Y Testa  
 Beta(°) : Inclinazione ancoraggio - Angolo con orizzontale(Gradi)  
 L(m) : Lunghezza (m):  
 T(kN/m) : Tensione di progetto  
 Lc(%) : % lunghezza cementata

----- WIREMESH (RETI IN ADERENZA) PRESENTI -----

TABELLA WIREMESH (RETI IN ADERENZA ANCORATE)

N. (-)	X1 (m)	X2 (m)	Tr (kN/m)	Alpha (-)	EpsilonR (-)	FsT (-)
1	64.0000	69.0000	230.00	0.50	0.070	1.00

LEGENDA SIMBOLI

N. : NUMERO WIREMESH  
 X1(m) : Posizione Rete da X1  
 X2(m) : a X2  
 Tr(kN/m) : Resistenza limite a trazione rete  
 alpha(-) : Coefficiente di mobilizzazione resistenza a trazione  
 epsilonR(-) : Coefficiente di deformazione limite a trazione  
 FsT(-) : Fs di progetto resistenza allo sfilamento dei rinforzi

**Fig. 6.2.6.6 Parametri di progetto dei set di tiranti attivi e della rete in aderenza utilizzati come sistema di rinforzo. Vedasi cap.2 e 3 del manuale per dettagli su questi parametri.**

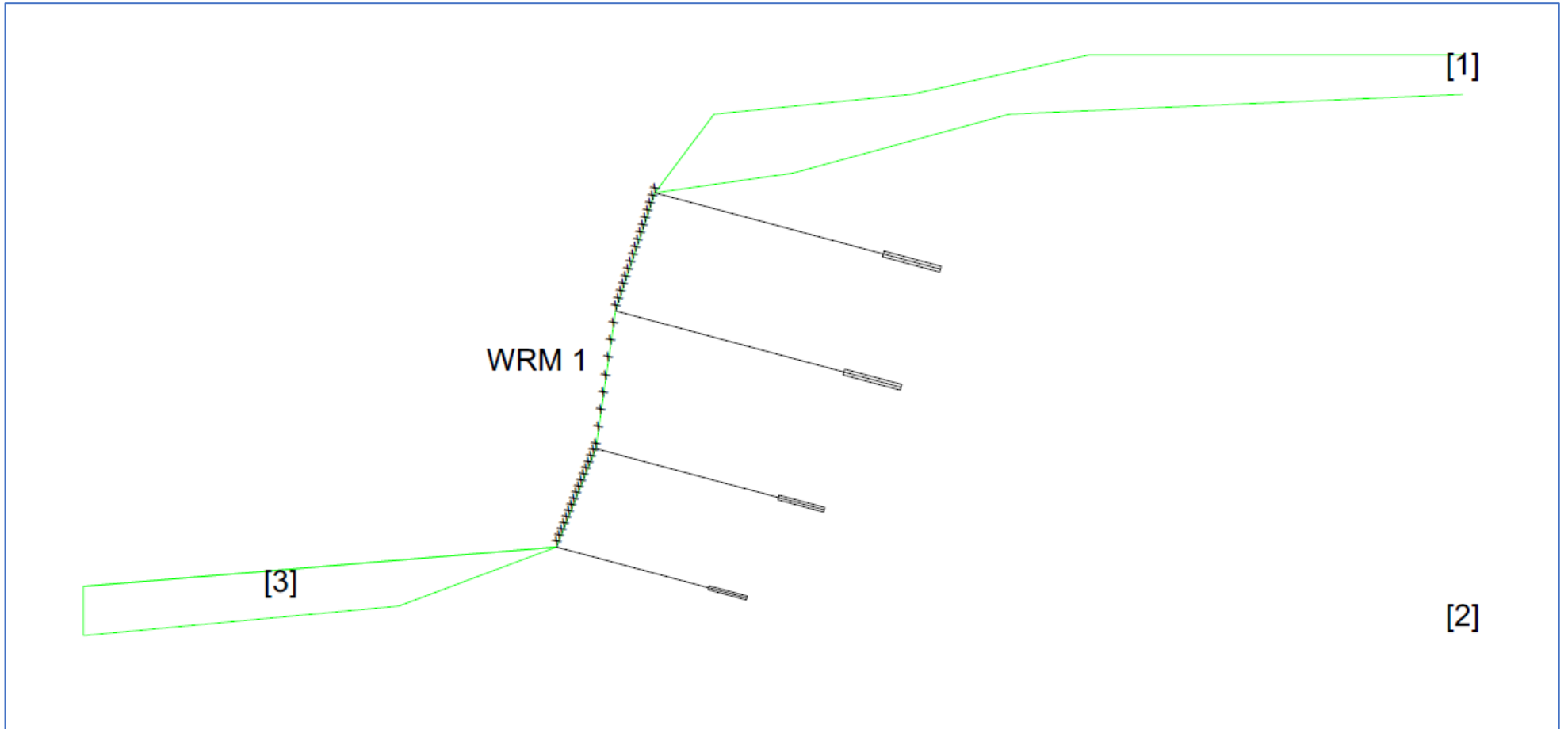


Fig. 6.2.6.7 Zoom del sistema di rinforzo nella figura 6.2.6.5.

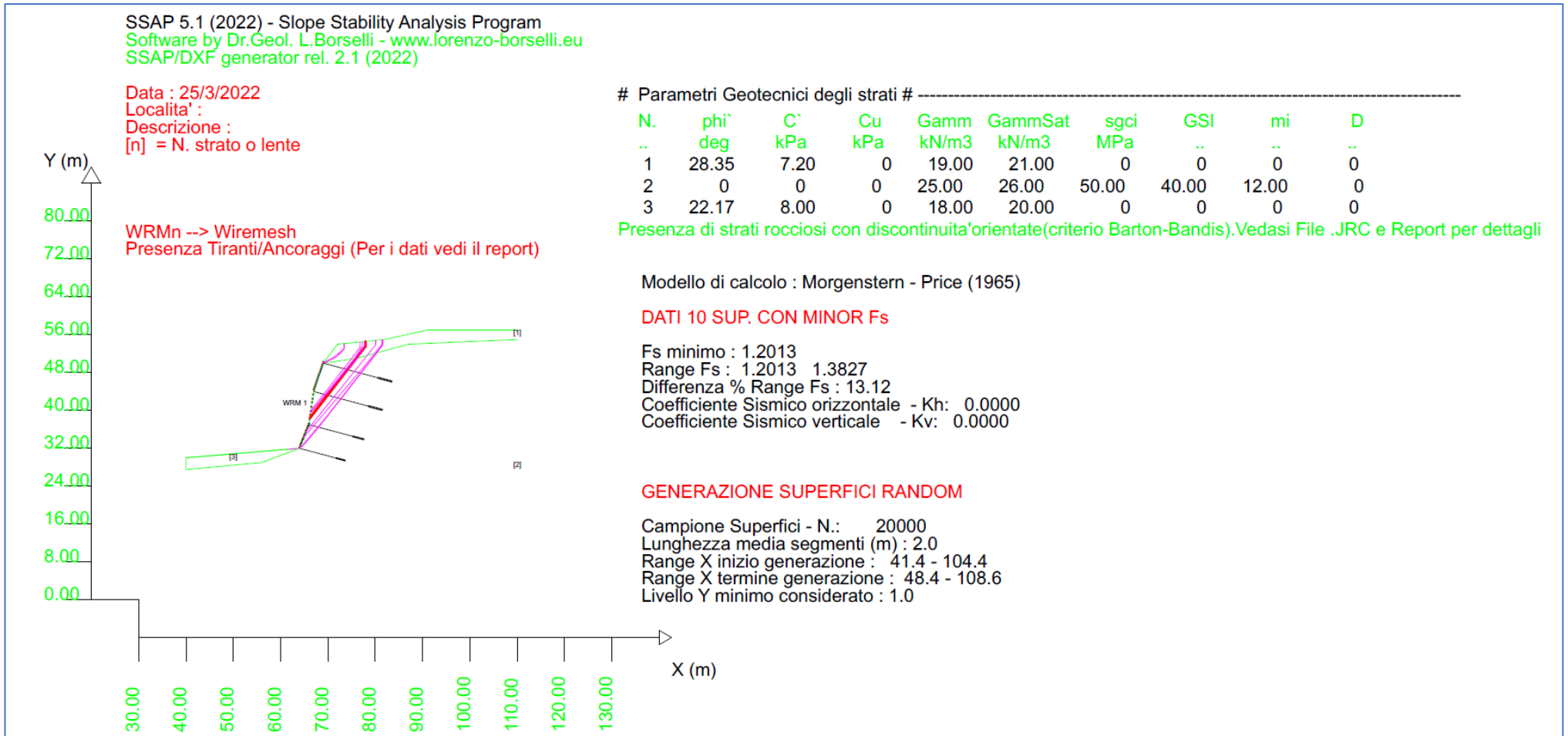
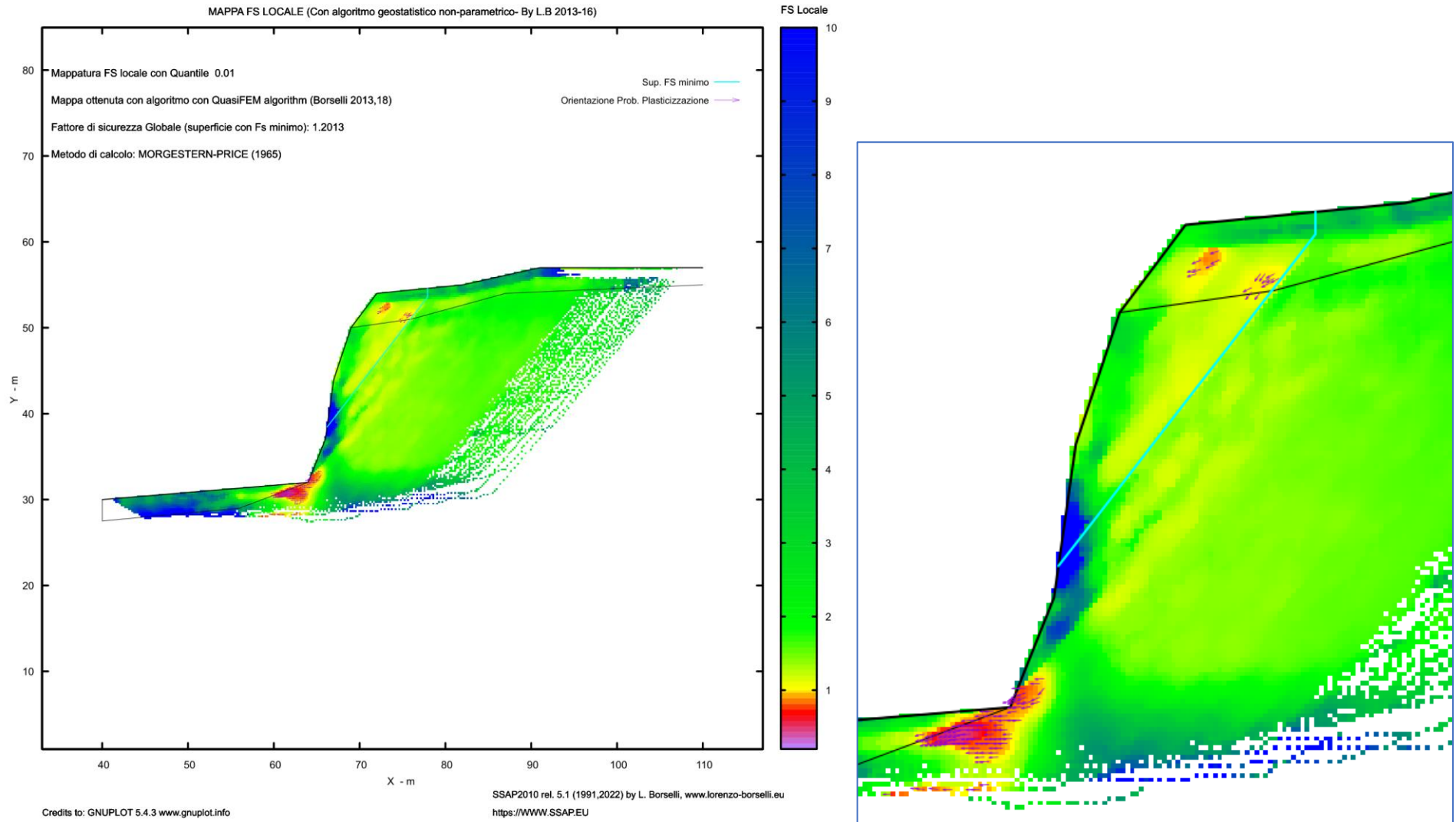


Fig. 6.2.6.8 Mappa del valore locale di FS con verifica della scarpata con il sistema di rinforzo. La resistenza del massiccio roccioso (criterio Hoek GSI + Barton JRC) è considerata con parametri locali di progetto A2+M2-R2. Il valore di Fs Minimo è FS=1.2.1. Comparare risultato con figura 6.2.6.3



**Fig. 6.2.6.9** Mappa del valore locale di FS con verifica della scarpata con il sistema di rinforzo. La resistenza del massiccio roccioso (criterio Hoek GSI + Barton JRC) è considerata con parametri locali di progetto A2+M2-R2. Il valore di Fs Minimo è FS=1.2.1. Comparare risultato con figura 6.2.6.4

## RISULTATI INTERAZIONI CON SISTEMA DI CHIODI e/o TIRANTI

TABELLA INTERAZIONI LUNGO SUPERFICIE INDIVIDUATA CON MINOR FS - Versione 1.1 della tabella -

NTir (-)	X (m)	Y (m)	Tipo (-)	T (kN/m)	Th_mob (kN/m)	Tv_mob (kN/m)	DeltaF (kN)	alpha (°)	beta (°)	F (-)	omega (-)
3	69.908	43.221	2	104.90	101.330	-27.151	919.014	52.24	-15.00	1.0000	1.0000
4	74.099	48.634	2	150.00	144.889	-38.823	439.982	52.25	-15.00	1.0000	1.0000

## LEGENDA SIMBOLI

NTir(-)	: Numero Tirante
X(m)	: Progressiva intersezione tra Tirante e sup. di scivolamento
Y(m)	: Quota intersezione tra Tirante e sup. di scivolamento
Tipo(-)	: Tipo tirante 1=PASSIVO , 2=ATTIVO
T (kN/m)	: Tensione di Progetto **
Th_mob (kN/m)	: Reazione Mobilitata - componente Orizzontale
Tv_mob (kN/m)	: Reazione Mobilitata - componente Verticale
DeltaF(kN)	: Deficit massimo di forze lungo la sup di scivolamento, calcolata per arrivare a un FS=2.0, senza rinforzi *
alpha(°)	: Angolo pendenza locale superficie scivolamento nel punto di intersezione
beta(°)	: Angolo Tirante
F (-)	: Coefficiente distribuzione trazione lungo fondazione
Omega(-)	: Coefficiente mobilitazione tensione nominale di progetto

\* In caso di DeltaF=0 abbiamo un eccesso di forze resistenti. Di conseguenza in caso di attivazione della procedura calcolo automatico della mobilitazione della reazione del tirante, la forza di reazione del Tirante NON verra' attivata.

\*\*In caso presenza di wiremesh per alcuni dei tiranti viene considerata una Forza massima a Trazione ridotta rispetto a quella nominale di progetto. Questo per considerare l'effetto della trazione di sfilamento indotta dalla deformazione della wiremesh.

## RISULTATI INTERAZIONI CON SISTEMA WIREMESH (Reti in Aderenza) E RINFORZI DI FISSAGGIO

TABELLA INTERAZIONI LUNGO SUPERFICIE INDIVIDUATA CON MINOR FS - Versione 1.0 della tabella -

Nrete (-)	X (m)	Y (m)	T1 (kN/m)	T2 (kN/m)	Delta (°)	alphaMax (-)	Th (kN/m)
1	66.2059	38.4413	150.00	150.00	52.234	0.500	70.430

## LEGENDA SIMBOLI

Nrete(-)	: Numero wiremesh
X(m)	: Progressiva intersezione
Y(m)	: Quota intersezione
T1 (kN/m)	: Tensione di Progetto Tirante/chiodo inferiore
T2 (kN/m)	: Tensione di Progetto Tirante/chiodo superiore
Delta(°)	: Angolo pendenza locale superficie scivolamento
alphaMax(-)	: Coefficiente mobilitazione massima tensione limite wiremesh
Th(kN/m)	: Reazione passiva wiremesh (componente orizzontale)

Fig. 6.2.6.10 Tabella interazioni tra superficie con FS minimo e sistema di tiranti e reti in aderenza. Vedasi cap.2 per significato dei singoli parametri.

### 6.2.7 Esempio 7

File **verifica scavo.MOD**, e **Geogriglie\_migliorato\_ancora di piu.mod** nella cartella: **\pendii\Terra\_armata\_con\_scavo**

In questo esempio abbiamo la situazione che rappresenta uno scavo in conglomerati di origine glaciale sopra un substrato di rocce metamorfiche. Lo scavo interessa sia lo strato di conglomerati sia una porzione di un precedente terrapieno sul quale agirà un carico distribuito permanente (fig. 6.2.7.1) Dalla prima verifica risulta che lo scavo ( $H=9\text{m}$ ) non sia intrinsecamente stabile date le condizioni statiche di progetto con valori di coesione scarsa o assente del terrapieno. Risultano pertanto, dalla verifica di stabilità, due famiglie di superfici con  $FS < 1.1$ . Di conseguenza il pendio a scavo ultimato non può considerarsi stabile ai sensi delle NTC2018 (approccio 1,  $A2+M2+R2$ ) (figure 6.2. 7.2 e 6.2.7.3). Viene quindi ipotizzata la possibilità di costruire una berma in terre armate di fronte allo scavo in modo da contrastare, e bloccare, possibili movimenti e instabilità.

Il sistema di terre armate è costituito da 19 livelli di rinforzo (figura 2.2.7.4) ciascuno definito da valori di resistenza a trazione di progetto, lunghezza ancoraggio, parametri di interazione suolo geosintetico, lunghezza di risvolti e coefficiente di punzonamento del fronte (vedasi files-**GRD**). Si vedano i capitoli 2 e 3 per dettagli della parametrizzazione dei geosintetici e loro significato.

Il punto più rilevante di questo esempio è come influisce sul risultato finale la scelta del motore di ricerca della superficie con Minore FS e quindi sulla identificazione del grado di stabilità finale.

Nella figura 6.2.7.5, 6.2.7-6 e 6.2.7.7 abbiamo il risultato della verifica condotta utilizzando il motore RANDOM SEARCH con smussatore attivato. Il fattore di sicurezza minimo individuato è  $F_s=1.484$ . Questo valore di  $F_s$  è ampiamente maggiore di  $F_s > 1.1$  e quindi ai sensi delle NTC2018 è da considerarsi stabile. Tuttavia questo risultato varia se applichiamo un motore di ricerca più sensibile alle discontinuità locali come quella della interfaccia tra geosintetici e terreno (fenomeno *direct sliding*. vedi capitolo 2 di questo manuale). Nella figura 6.2.7.8 abbiamo che utilizzando il motore SNIFF RANDOM SEARCH ricaviamo un FS più basso del precedente ovvero  $F_s=1.29$ . Questo perché il motore SNIFF random Search (versione 3.1) permette di identificare e tracciare automaticamente le zone di interfaccia tra terreno e geosintetico come zone potenziali di debolezza e quindi il risultato presenta una maggiore affidabilità in quanto è con questa metodologia di SSAP che siamo in grado di generare potenziali superficie di scivolamento per *Direct Sliding* all'interno della berma in terre armate.

Tuttavia il motore *sniff random search* mette in luce anche una potenziale zona di debolezza che non veniva considerata adeguatamente con il motore CONVEX RANDOM SEARCH. Ovvero la possibile debolezza e resistenza al punzonamento delle superfici che intercettano il paramento esterno figura 6.2.7.9.

Nelle diverse mappe a colori di FS si noti come esiste nella parte interna della berma una porzione dove domina il colore Verde. Questo è dovuto alla identificazione delle aree dove è prevalente la resistenza a trazione delle armature e prevalente la resistenza allo sfilamento. Al contrario nelle zone ai bordi sono minori le resistenze offerte allo sfilamento e questo può produrre dei minimi di  $F_s$  locale. Le mappe a colori di  $F_s$ , come è stato illustrato nel capitolo 2, non costituiscono una alternativa a quanto richiesto dalle NTC2018. Ovvero non è una alternativa a la presentazione dei risultati in termini di FS minimo globale. Le mappe a colori costituiscono una informazione integrativa che illustra potenziali problemi indotte da zone di possibile plasticizzazione locale e potenziali problemi da rottura progressiva. Nella sostanza il pendio rinforzato risulta stabile per una verifica in condizioni statiche secondo le NTC2018, essendo  $F_s=1.29$  e quindi  $F_s > 1.1$ .

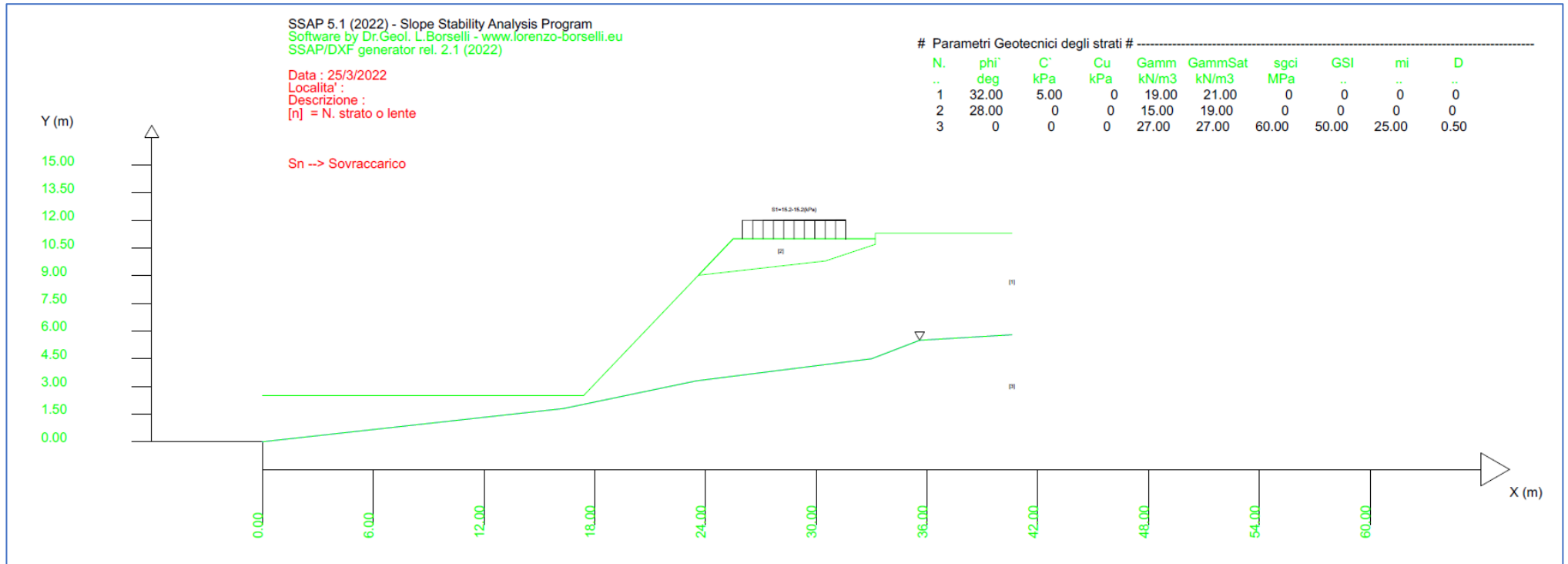
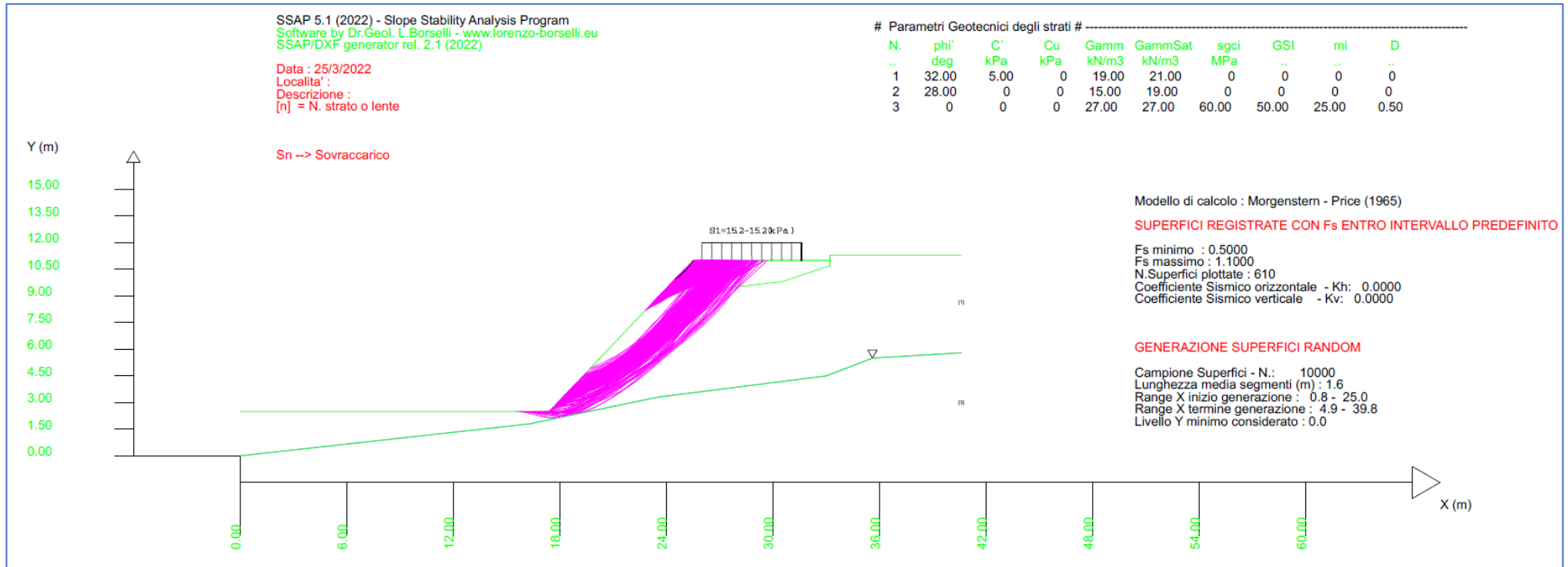
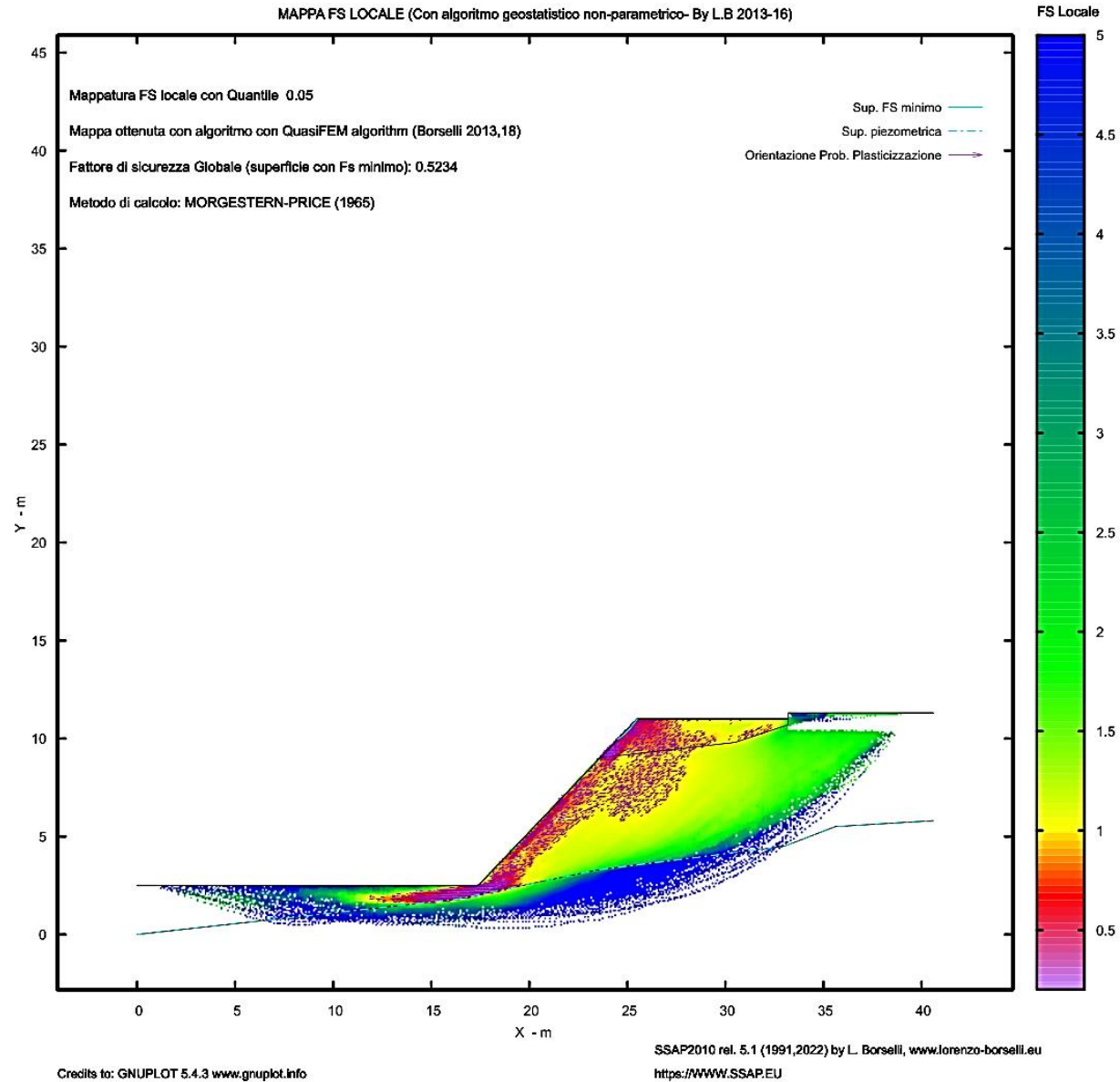


Fig. 6.2.7.1 ipotesi di scavo senza rinforzi. Parametrizzazione per verifica statica NTC2018 (approcio 1, A2+M2+R2).



**Fig. 6.2.7.2 Verifica di scavo senza rinforzi. Parametrizzazione per verifica statica NTC2018 (approccio 1, A2+M2+R2). Presenza di due famiglie di superfici con FS <1.1**





**Fig. 6.2.7.3** Verifica di scavo senza rinforzi. Parametrizzazione per verifica statica NTC2018 (approccio 1, A2+M2+R2). Mappa FS locale che mostra le zone con potenziale sviluppo di zone di taglio e instabilità associata alla presenza di due famiglie di superfici con FS <1.1.

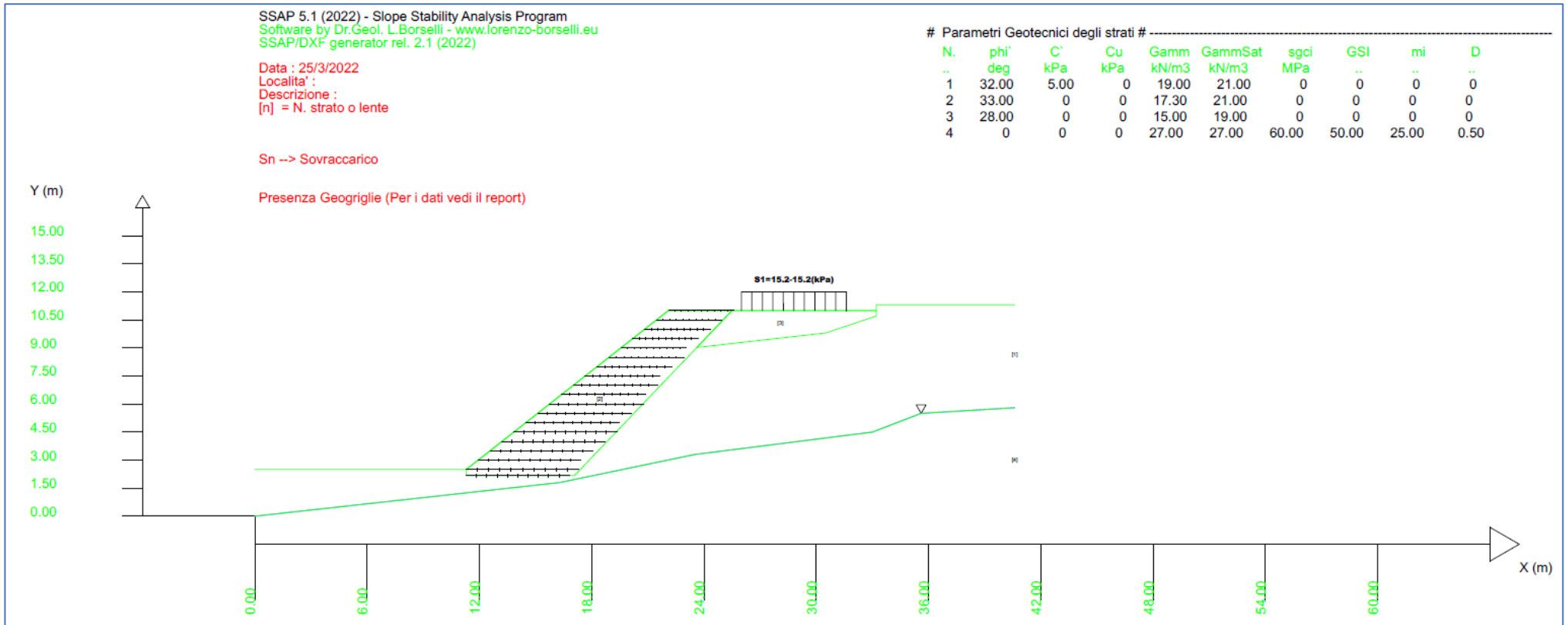
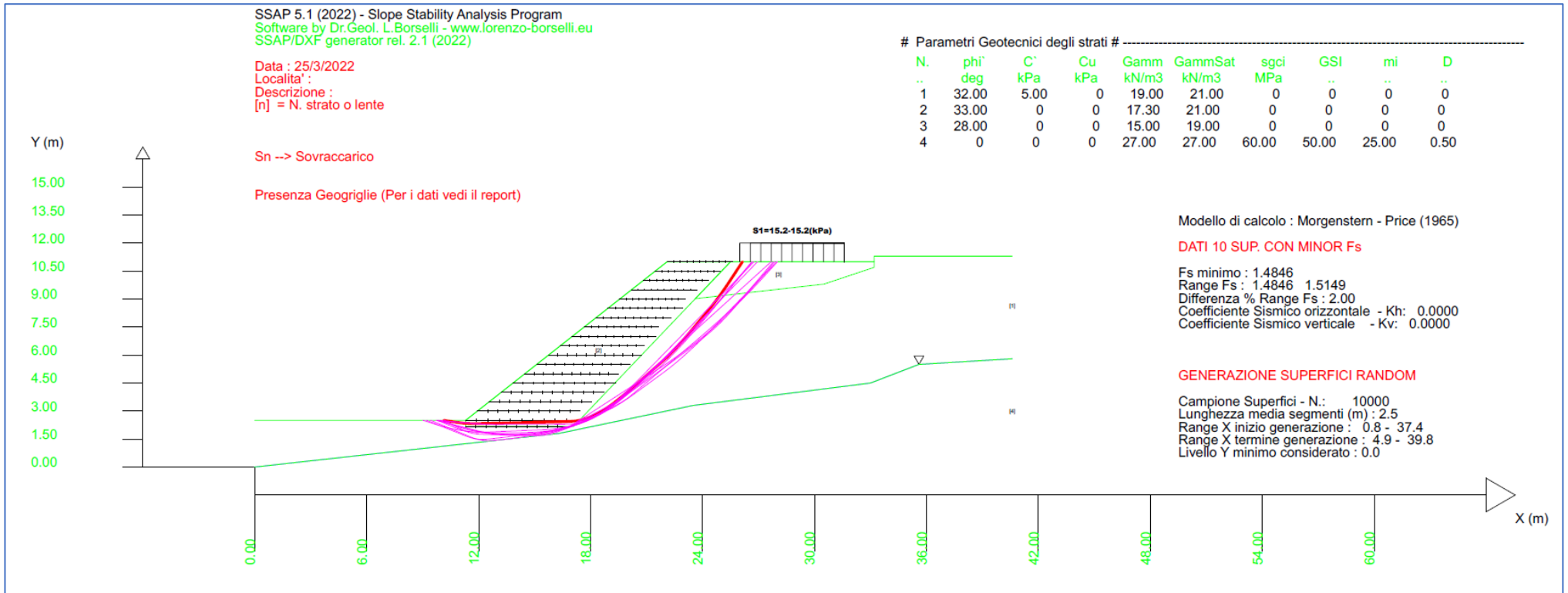
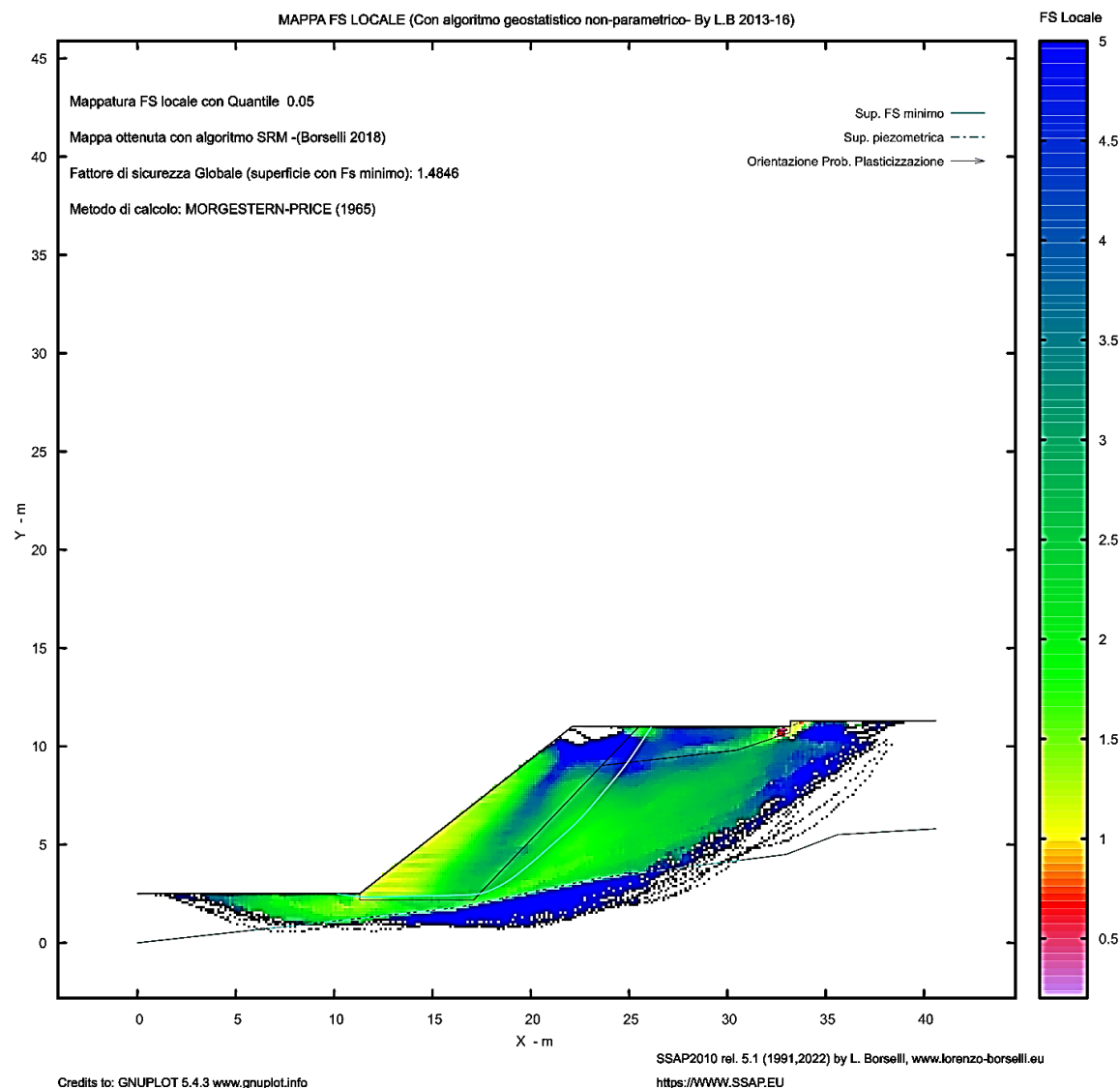


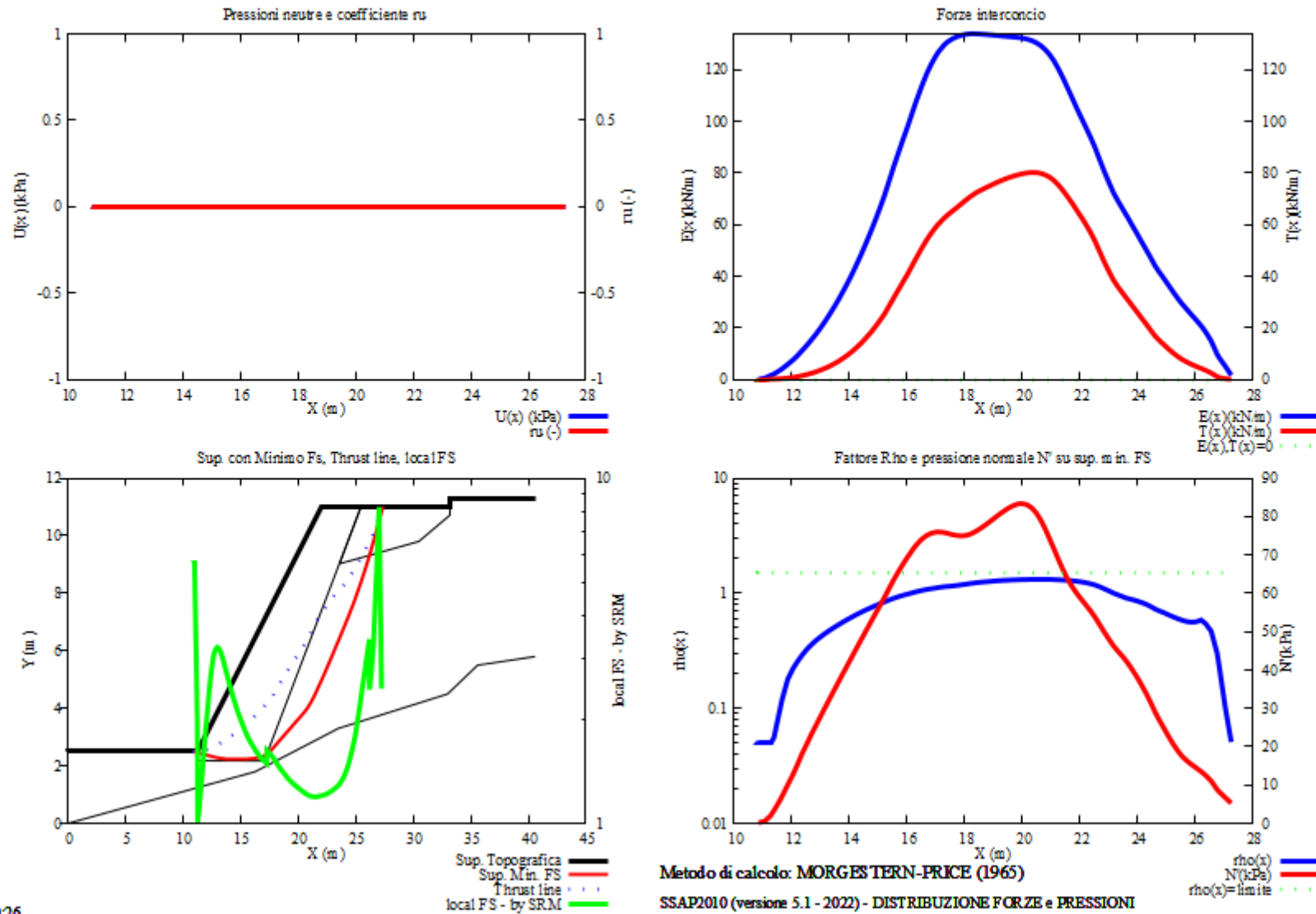
Fig. 6.2.7.4 Verifica con presenza di berma in terra armata. Parametrizzazione per verifica statica NTC2018 (approccio 1, A2+M2+R2). Il modello di scavo è stato modificato mediante l'inserimento di una berma con un numero elevato di geosintetici (19).



**Fig. 6.2.7.5 Verifica con presenza di berma in terra armata. Parametrizzazione per verifica statica NTC2018 (approccio 1, A2+M2+R2). La verifica è stata condotta utilizzando il Motore CONVEX RANDOM SEARCH con smussatore attivato. Il fattore di sicurezza minimo individuato è  $F_s=1.4846$**



**Fig. 6.2.7.6 Verifica con presenza di berma in terra armata. Parametrizzazione per verifica statica NTC2018 (approccio 1, A2+M2+R2). Mappa con valori di FS locale della verifica effettuata con motore CONVEX RANDOM SEARCH.**



25/03/22 10:26

Fig. 6.2.7.7 Verifica con presenza di berma in terra armata. Parametrizzazione per verifica statica NTC2018 (approccio 1, A2+M2+R2). Diagramma delle forze e delle pressioni lungo la superficie con FS minimo individuata con motore CONVEX RANDOM SEARCH.

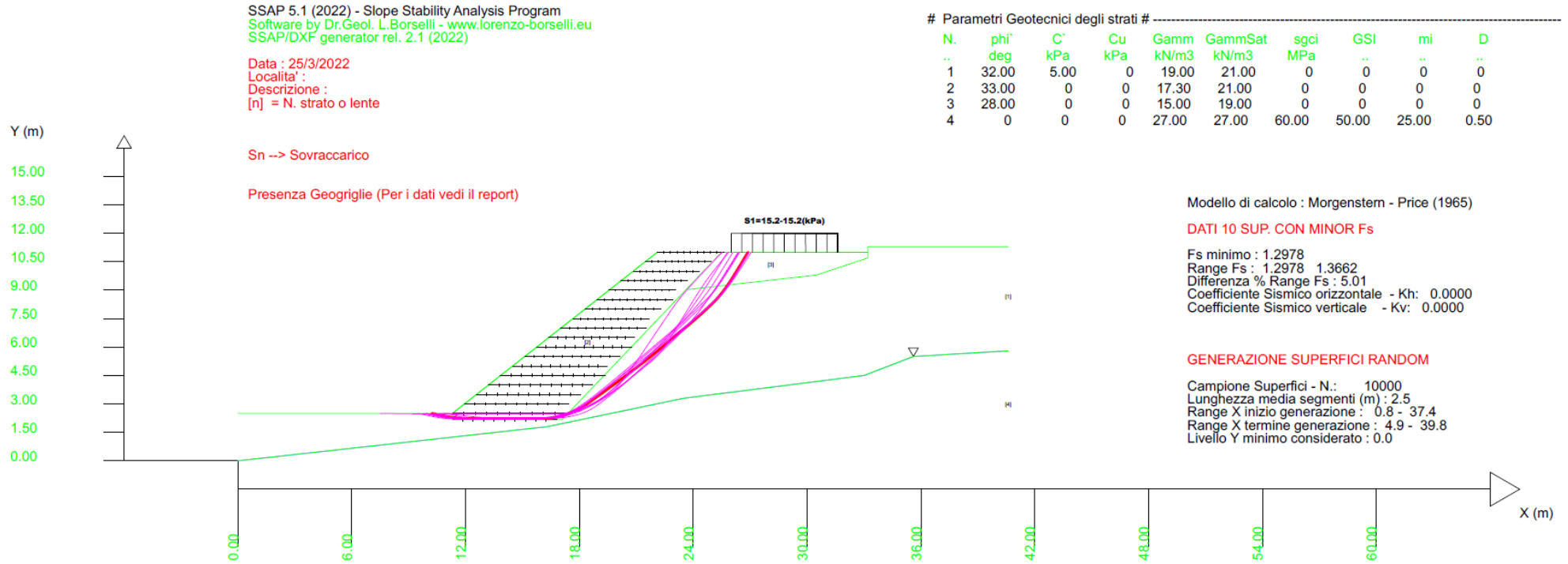
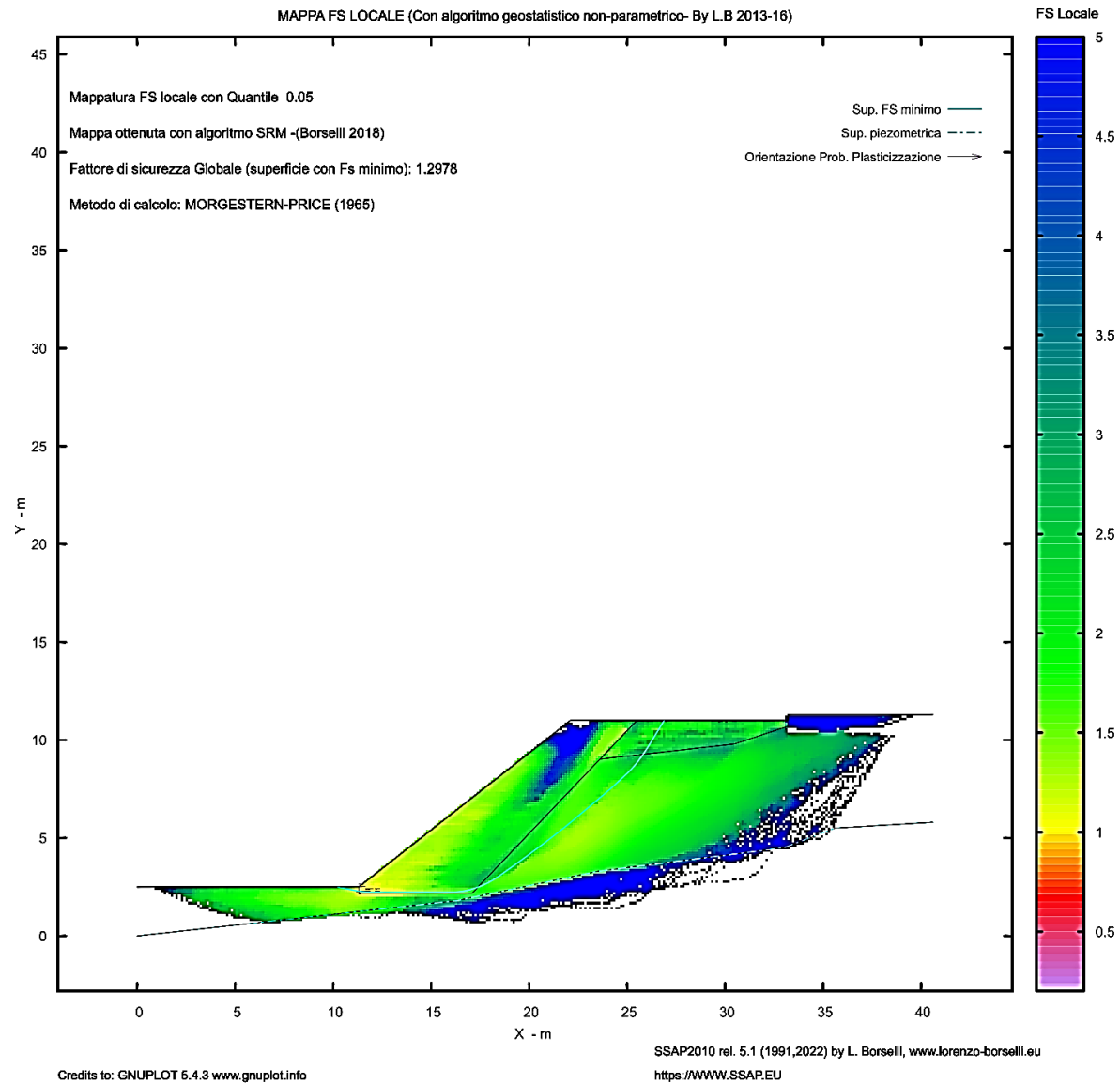
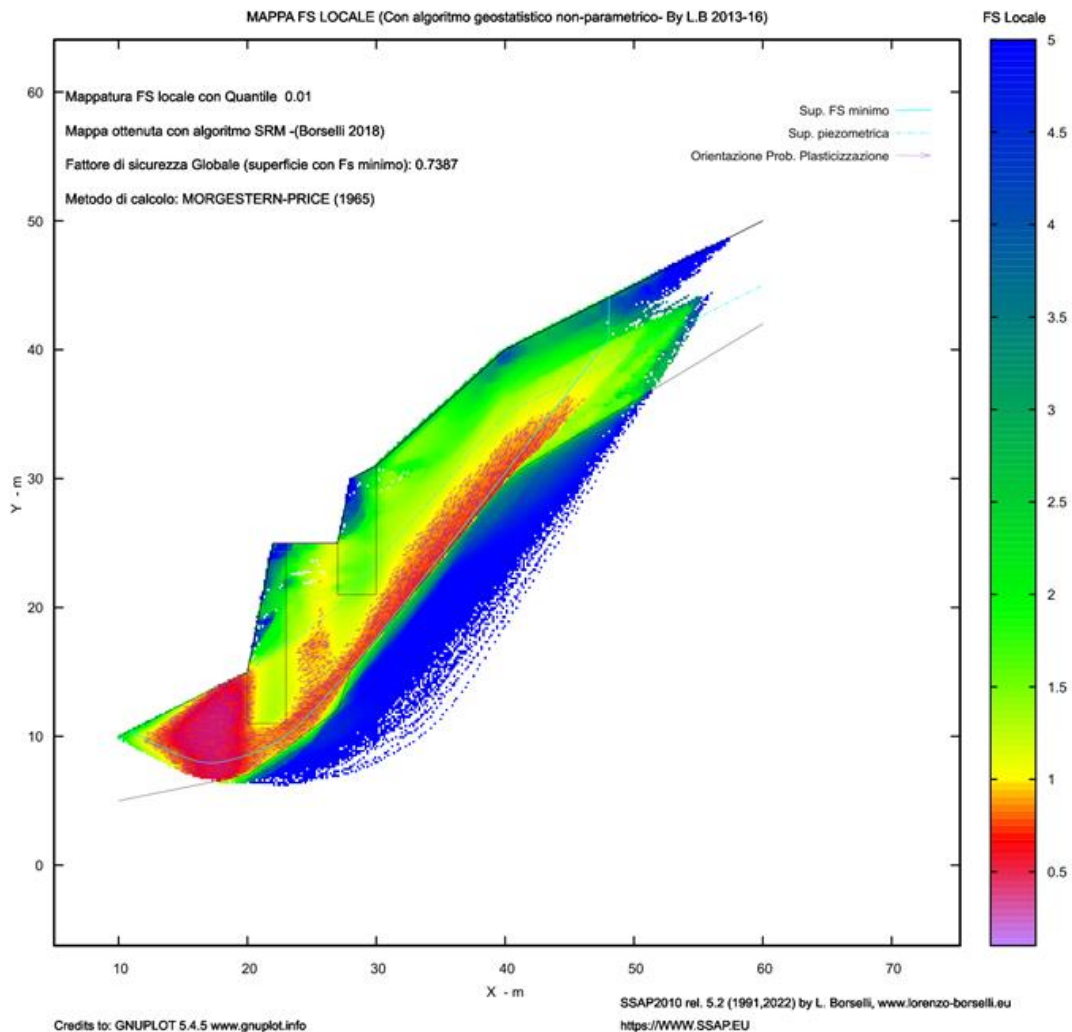


Fig. 6.2.7.8 Verifica con presenza di berma in terra armata. Parametrizzazione per verifica statica NTC2018 (approccio 1, A2+M2+R2). ). La verifica è stata condotta utilizzando il Motore SNIFF RANDOM SEARCH con smussatore attivato. Il fattore di sicurezza minimo individuato è  $F_s=1.297$



**Fig. 6.2.7.9** Verifica con presenza di berma in terra armata. Parametrizzazione per verifica statica NTC2018 (approccio 1, A2+M2+R2). Mappa con valori di FS locale della verifica effettuata con motore SNIFF RANDOM SEARCH. Confrontare con risultato in figura 6.2.7.6.

## CAPITOLO 7 - OUTPUT GRAFICI E STAMPA



### 7.1 Creazione di file DXF

Con SSAP2010 è possibile generare automaticamente files DXF compatibili con lo standard AUTOCAD 12 e superiori. La creazione e l'utilizzo di questi files fornisce la massima versatilità, potendo essi essere archiviati, modificati a piacere e inseriti direttamente in documenti e relazioni. I file DXF per archiviare o modificare l'output grafico del programma possono essere generati quando lo si desidera (vedi sezione 7.2) durante il processo di verifica. I files DXF (fig. 7.1) possono essere trasformati facilmente in vettoriali PDF, o salvati come immagini Raster ad alta risoluzione utilizzando il software QCAD, applicazione freeware che è presente nel pacchetto SSAP2010.



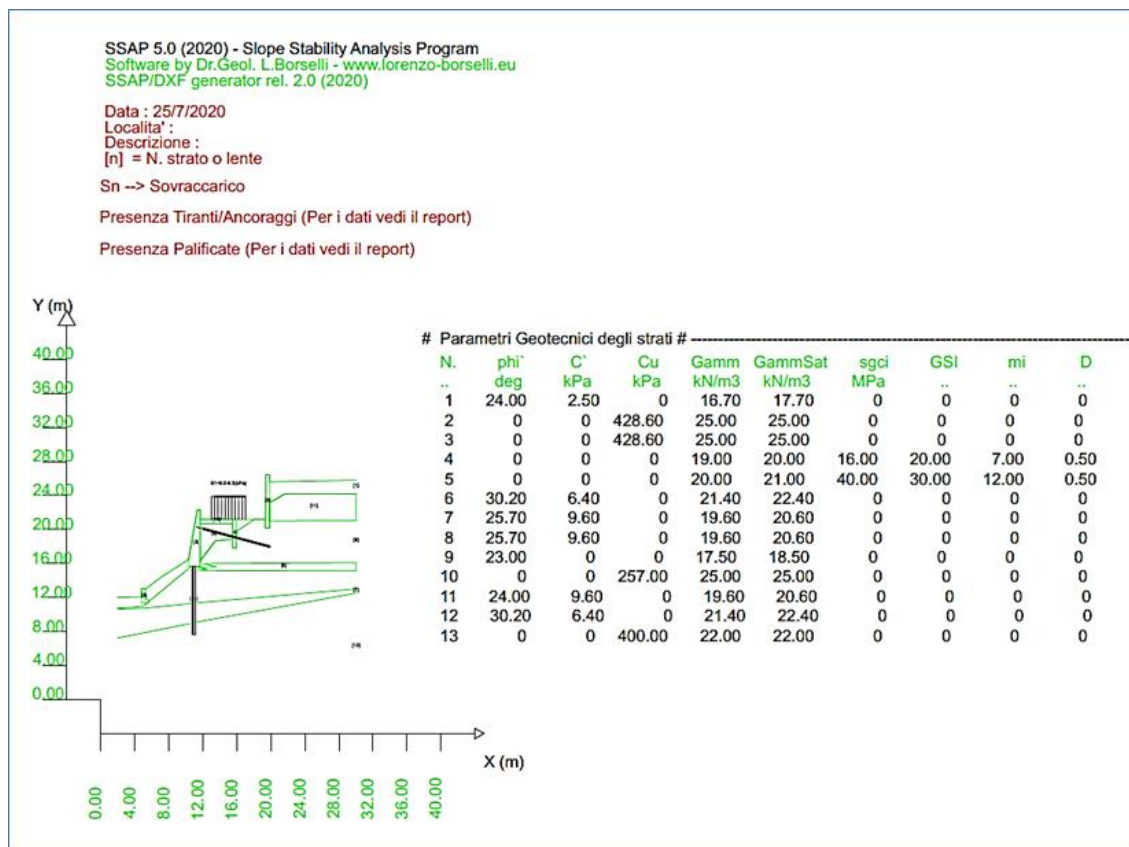


Fig. 7.1

## 7.2 VISUALIZZAZIONE DEI GRAFICI DURANTE LE VARIE FASI DI LAVORO

### 7.2.1 Risultati grafici delle verifiche, in files DXF

Il formato di output grafico è esclusivamente il formato DXF. La visualizzazione e la eventuale stampa è demandata a programmi esterni di CAD che vengono attivati dal programma SSAP.

Nella versione PORTABLE di SSAP il programma esterno di visualizzazione è già installato e predisposto. Non è necessaria alcuna configurazione aggiuntiva. Il programma esterno per la visualizzazione e l'editing dei file DXF generati è **QCAD** di [www.qcad.org](http://www.qcad.org) (R) disponibile gratuitamente su <http://www.qcad.org>, e presente nel pacchetto di installazione di **SSAP2010**

Se l'utente desidera usare un altro programma di CAD compatibile con SSAP è possibile configurare manualmente SSAP per poterlo utilizzare. Tuttavia questa operazione non è consigliata perché normalmente si ritiene che il pacchetto QCAD (in italiano) sia ampiamente adeguato.

Nel caso si voglia procedere a una configurazione alternativa È sufficiente disporre di un programma per visualizzare i file DXF e predisporre l'opportuno setup del file **SSAP2010.INI** che è ubicato nella cartella dove risiede il programma SSAP. Il programma di CAD può essere una applicazione completa come AUTOCAD o AUTOCAD LT della Autodesk(R), o programmi gratuiti che permettono la visualizzazione rapida, la stampa e la editazione dei file DXF.

Alcuni di questi programmi CAD sono **freeware**, cioè di pubblico dominio, gratuiti e non richiedono licenza. Essi possono essere scaricati gratuitamente da internet e installati sul computer dell'utente senza restrizioni. Si veda nella appendice H le informazioni sulla configurazione di SSAP2010 mediante il file **SSAP2010.INI**. (**Vedasi appendice H per dettagli**).

I risultati grafici delle verifiche (modello del pendio + insieme di superfici rappresentative della stabilità del pendio) vengono automaticamente visualizzati premendo il pulsante Vedi

Grafici alla fine del processo di verifica o premendo il pulsante **RISULTATI TEMPORANEI** nella finestra principale di SSAP:

### 7.2.2 Grafici pressioni e forze interconco, a fine verifica

È possibile alla fine di ogni verifica di stabilità visualizzare una serie di grafici con la distribuzione interna delle forze interne e delle pressioni della massa potenzialmente scivolante definita dalla superficie critica (con minor FS) individuata.

La finestra grafica (fig. 7.2) può essere copiata in appunti (del sistema Windows) e incollata in file di **Word** o **PowerPoint** oppure salvata come file PDF o come grafico vettoriale (formato EMF) o raster (.BMP), oppure stampato direttamente. Questa possibilità è offerta dal pacchetto **GNUPLLOT** ([www.gnuplot.info](http://www.gnuplot.info)) che è interamente di uso libero e viene anch'esso incorporato nel pacchetto PORTABLE di SSAP già preinstallato perché possa essere usato direttamente e automaticamente da SSAP senza bisogno di configurazioni aggiuntive. La esportazione di questi grafici in formati PDF, BMP o EMF è possibile cliccando in una delle icone in alto a sinistra della stessa finestra generata da GNUPLLOT.

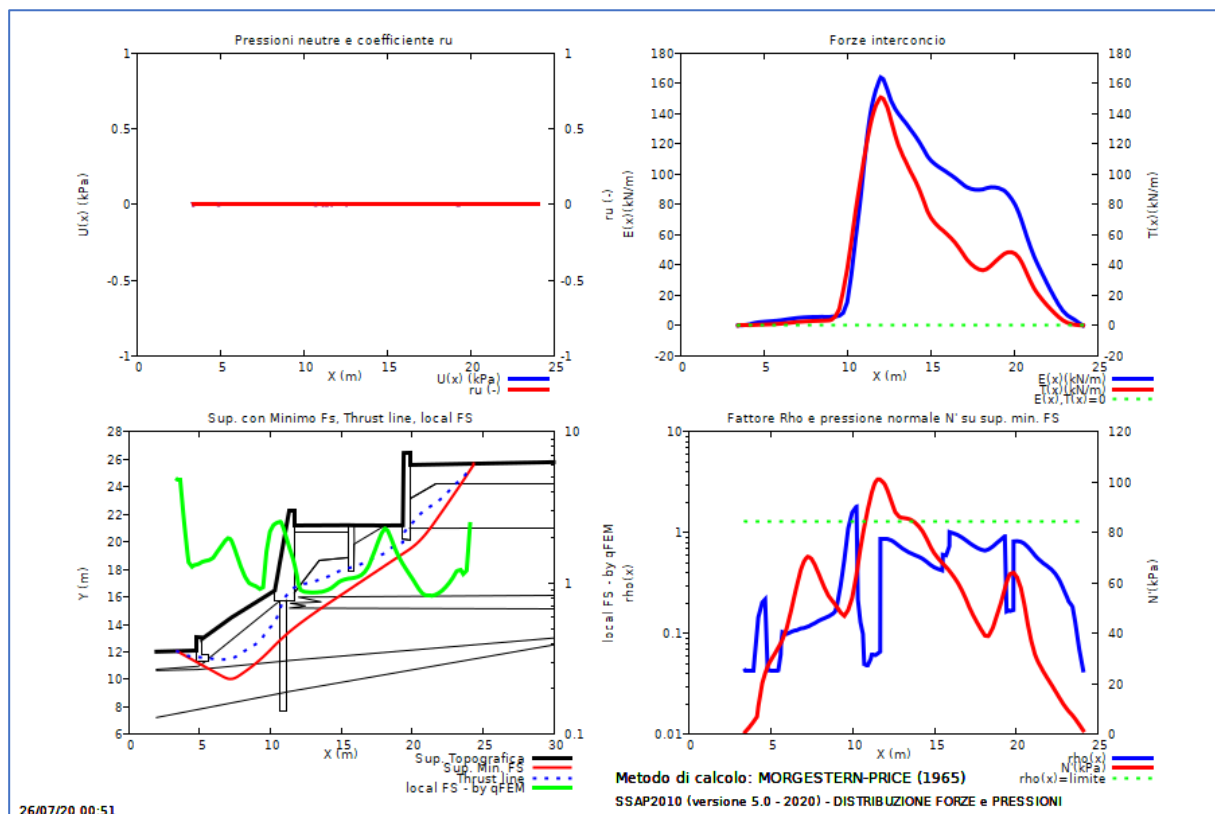


Fig. 7.2

## 7.3 GENERAZIONE DELLE MAPPE DI FS LOCALE E DELLA PRESSIONE DEI FLUIDI

### 7.3.1 Mappe Fs Locale

Durante una verifica di stabilità globale, possono (opzionalmente) venire registrate una serie piuttosto grande di informazioni relative al valore di Fs locale ricalcolato puntualmente per ogni singola superficie come indicato nella sezione 2.11. Alla fine della Verifica è possibile con queste informazioni generare varie tipologie di mappe dell'Fs locale o del OSR (over stress ratio), come in figura 7.3. Tali mappe sono generate direttamente in formato PDF e visualizzata mediante il pacchetto **SumatraPDF** preinstallato entro la cartella di installazione di SSAP.

### 7.3.2 Mappe pressioni dei fluidi

Durante una verifica di stabilità globale, possono, opzionalmente, venire registrate una serie piuttosto grande di informazioni relative alla pressione dei fluidi incontrata in vari punti del pendio. Alla fine della Verifica è possibile con queste informazioni generare una mappa generale della pressione dei fluidi nella zona esplorata durante le verifiche (fig.7.4). Tali mappe sono generate direttamente in formato PDF e visualizzata mediante il pacchetto **SumatraPDF** preinstallato entro la cartella di installazione di SSAP. **Per maggiori dettagli sulla generazione di questo tipo di mappe della pressione dei fluidi vedasi la appendice E di questo manuale.**

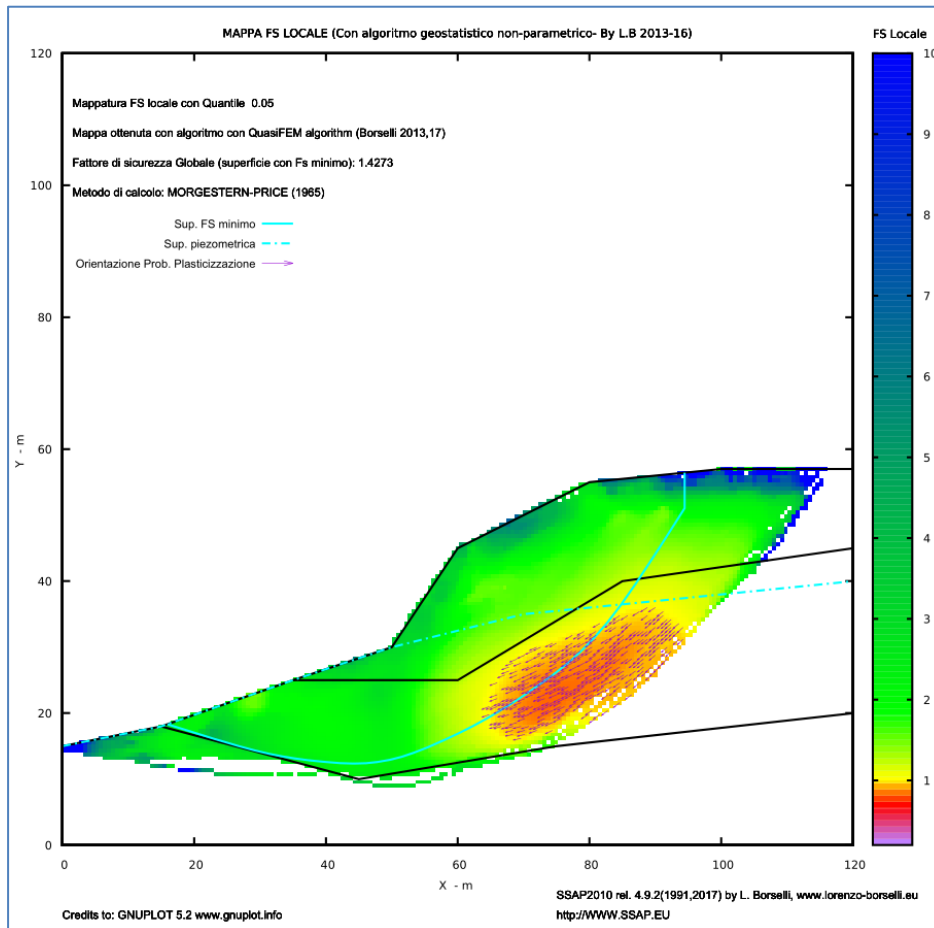


Figura 7.3

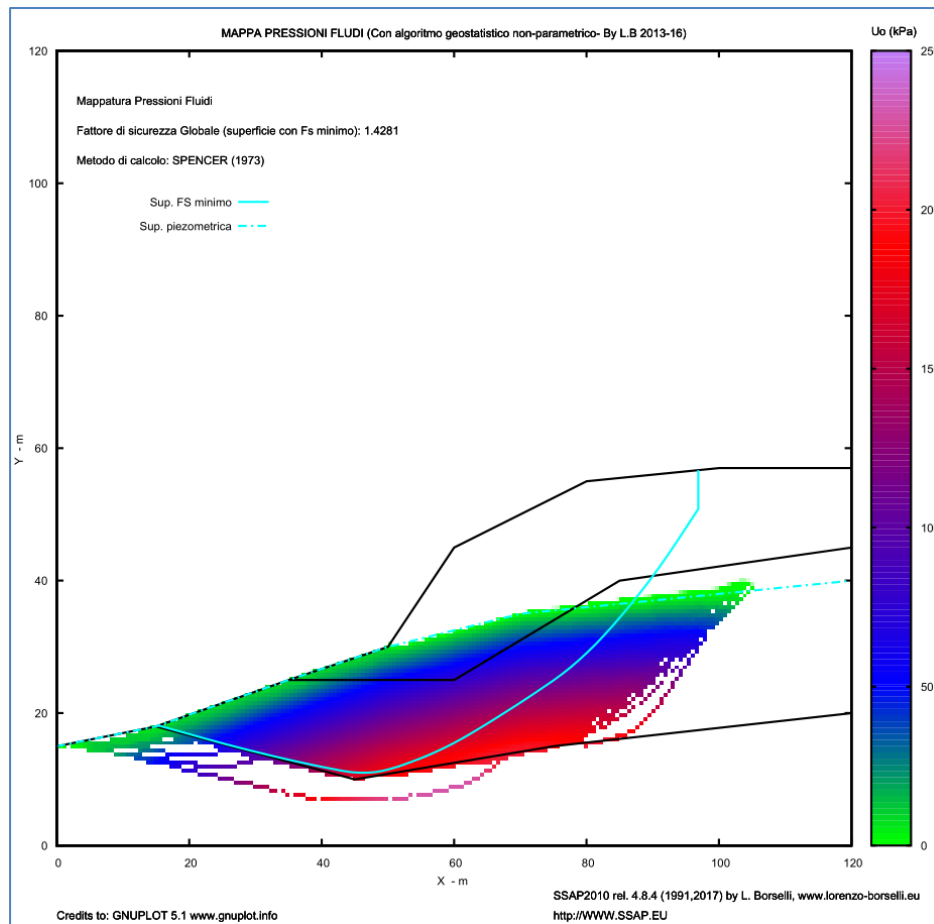


Figura 7.4

## **7.4 SALVATAGGIO E STAMPA DEI GRAFICI IN ALTA QUALITA'**

Alla fine di una fase di verifica risulta sempre necessario salvare i risultati ottenuti e incorporarli in una relazione tecnica.

Di seguito vengono fornite alcune linee guida relative a procedure ben sperimentate che permettono di generare grafici in formato raster (immagine) o di tipo Vettoriale PDF in alta qualità, alternativi al formato DXF originale generato automaticamente. Per tutti questi formati alternativi si fa riferimento in questo manuale alle procedure che si possono realizzare per mezzo del software QCAD. Queste procedure garantiscono una eccellente qualità e flessibilità di impiego.

### **7.4.1 Formati immagine**

Ogni grafico DXF Plottato dal programma ausiliare di Cad. (QCAD in questo caso) può essere salvato anche in altri formati grafici RASTER (BMP, JPG, PNG, TIF). Se si desiderano formati di esportazione come immagine per esperienza si consiglia di utilizzare la procedura di esportazione prevista da QCAD per il Formato **TIF**. Nel menu **FILE** di QCAD. Per una conveniente esportazione in formato TIF si consiglia di non superare le dimensioni in Pixel di 3000x2000 pixels. (la figura 7.1 è un esempio di grafico DXF esportato in formato TIF e successivamente incollato nel testo di questo manuale. In alternativa si può usare un formato BMP che risulta non compresso. Le immagini prodotte possono essere successivamente copiate e incollate in una relazione tecnica (ad esempio in un testo di Microsoft WORD, o in una presentazione di Microsoft POWERPOINT).

### 7.4.2 Formato PDF

Il formato PDF è uno standard di documento che può essere facilmente utilizzato da ogni tipo di utente. Inoltre ha specifiche proprietà che ne garantiscono la portabilità per visualizzazione, stampa e *storage* nel tempo.

Inoltre la conversione dal formato DXF al formato PDF presenta alcuni vantaggi come ad esempio la formattazione del grafico per essere incluso in una pagina di formato A4 o, ad esempio di formato lettera, A3,A2,A1,A0, con uno specifico rapporto di scala, per essere inclusa in documenti o stampata con stampanti a colori o plotter o essere facilmente inviata a collaboratori per e-mail e successivamente visualizzata senza perdita di informazioni anche senza la necessità di un programma di CAD.

**Per produrre un file in formato PDF con le informazioni del disegno mantenute in altissima qualità** (che possono essere zoomati fino a quanto si vuole senza perdita di informazioni) e formattato per uno specifico formato di pagina si devono seguire i seguenti passi (utilizzando il software **QCAD** , versione 3.27.9 (2023)):

#### **METODO SPEDITIVO-SEMI-AUTOMATICO**

- 1- editare a piacere il file DXF generato da SSAP, per inserire informazioni aggiuntive oppure lasciarlo invariato.
- 2- aprire il file DXF in QCAD (FIG. 7.5)
- 3 -andare su menu **File/esporta PDF (fig. 7.6) e cliccare sul bottone che consente di *adattare automaticamente il disegno al formato alla pagina (in questo caso una pagina A4 preimpostata) (fig. 7.7)***
- 4-Nella nuova finestra appare su sfondo bianco il disegno adattato alla pagina preimpostata e una finestra emergente che richiede di indicare il nome del file .PDF da generare (fig. 7.8). è possibile salvare in questo modo direttamente il File .PDF nella ubicazione desiderata.
- 5- aprire il file PDF generato con un programma di visualizzazione di files PDF (es. acrobat reader o sumatraPDF) (fig. 7.9)
- 6- zommare a piacere grafico del file PDF e si vedrà che non si perdono mai dettagli di disegno, essendo il formato PDF generato totalmente vettoriale (fig. 7.10)
- 7-Il file PDF può essere, stampato, formattato a differenti formati da A0 a A5 con lo stesso programma per visualizzare il formato PDF. Porzioni di disegno possono essere zoomate e copiate e incollate direttamente in un documento di WORD, POWERPOINT o EXCEL. (fig. 7.11)

Nella figura 7.11 viene riportato la immagine copiata direttamente dal file PDF, prodotto usando la procedura indicata in precedenza, e incollata in questo manuale. Si ricorda che un file vettoriale PDF non perde di risoluzione effettuando uno ZOOM. Di conseguenza la immagine può essere zoomata e successivamente copiata ad alta risoluzione come un BITMAP e successivamente incollata in un documento di WINWORD senza perdita di risoluzione.

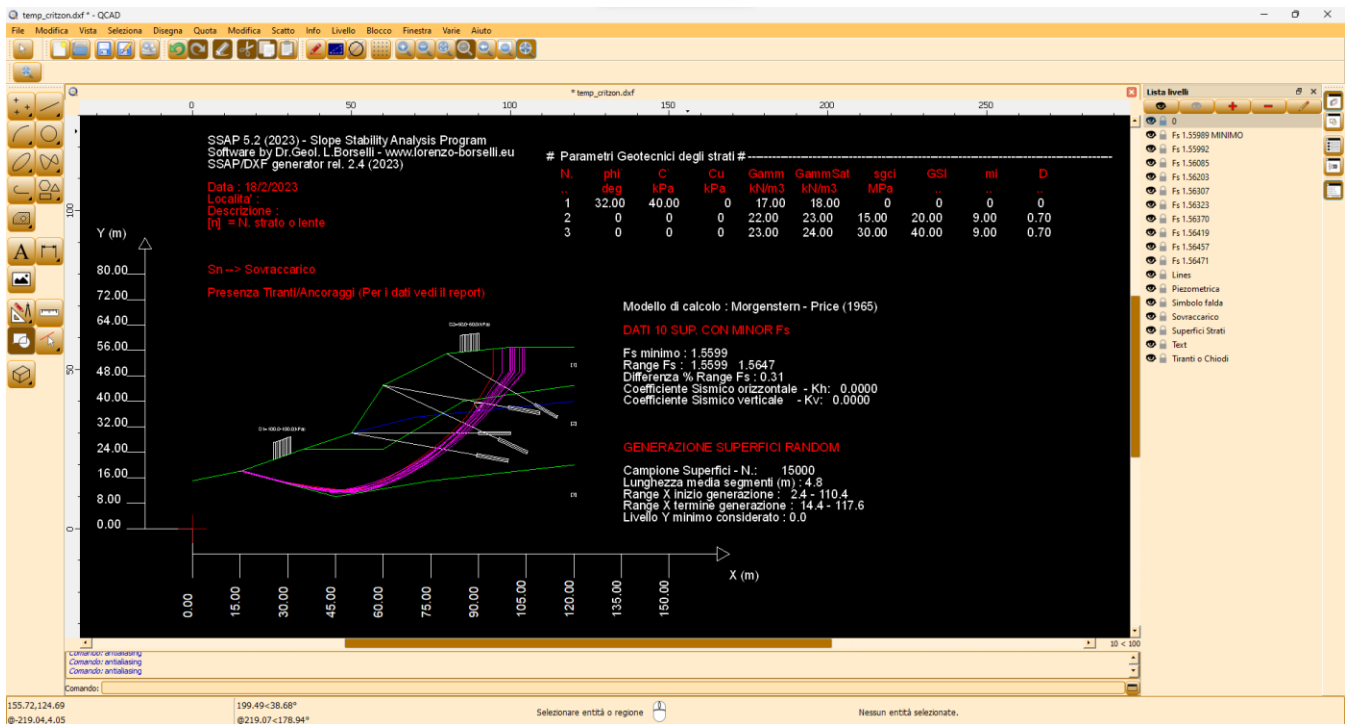


Figura 7.5

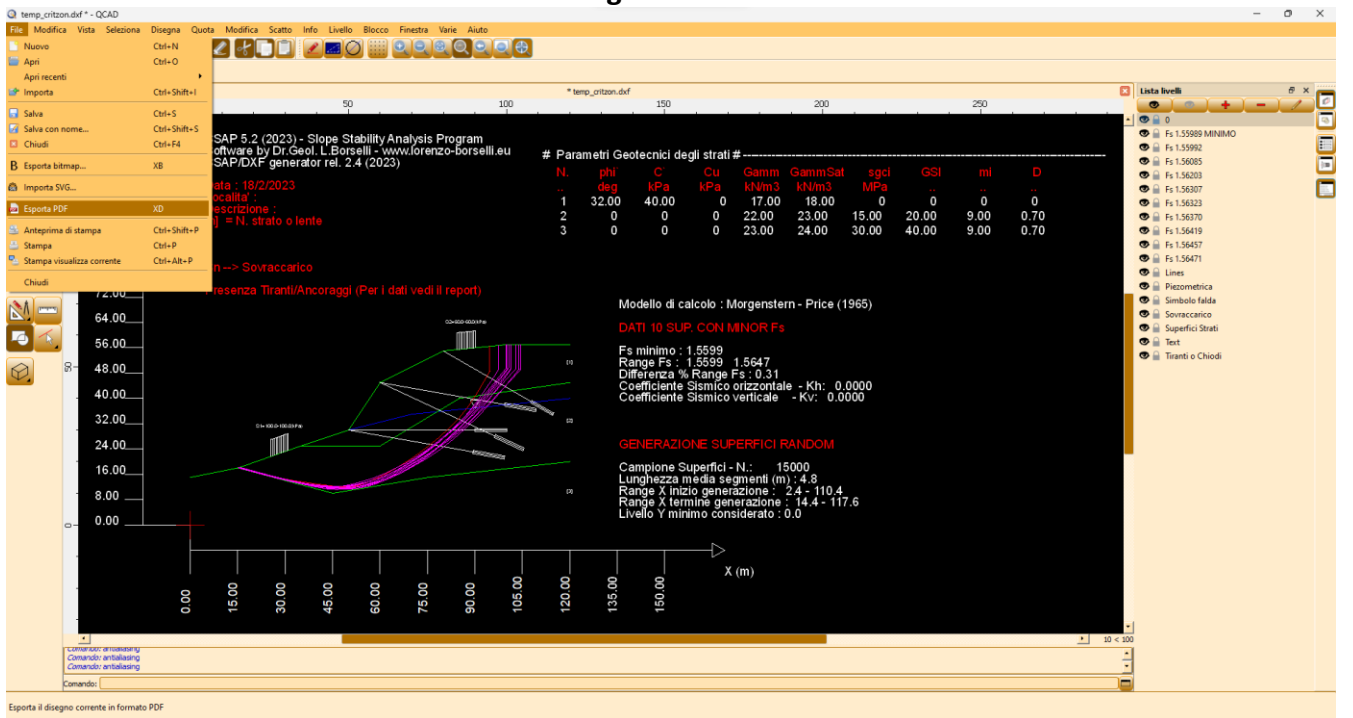


Figura 7.6

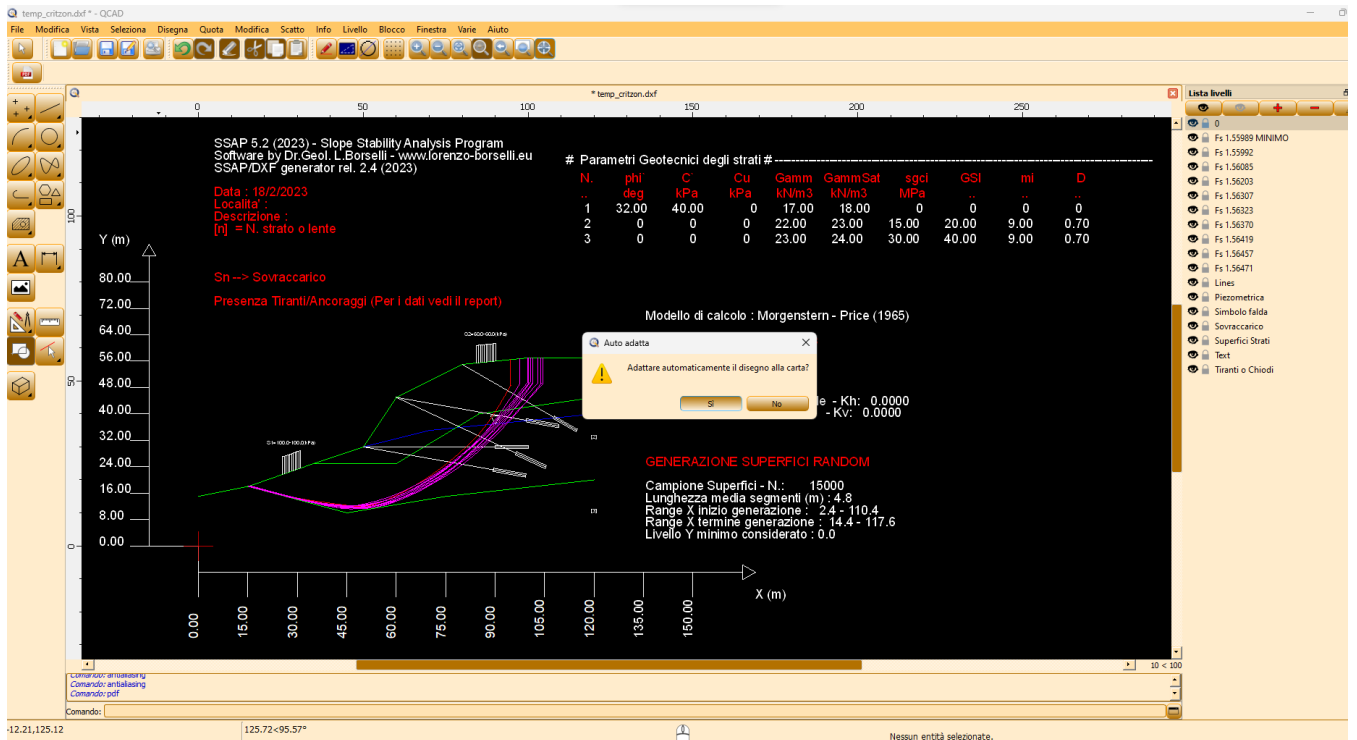


Figura 7.5

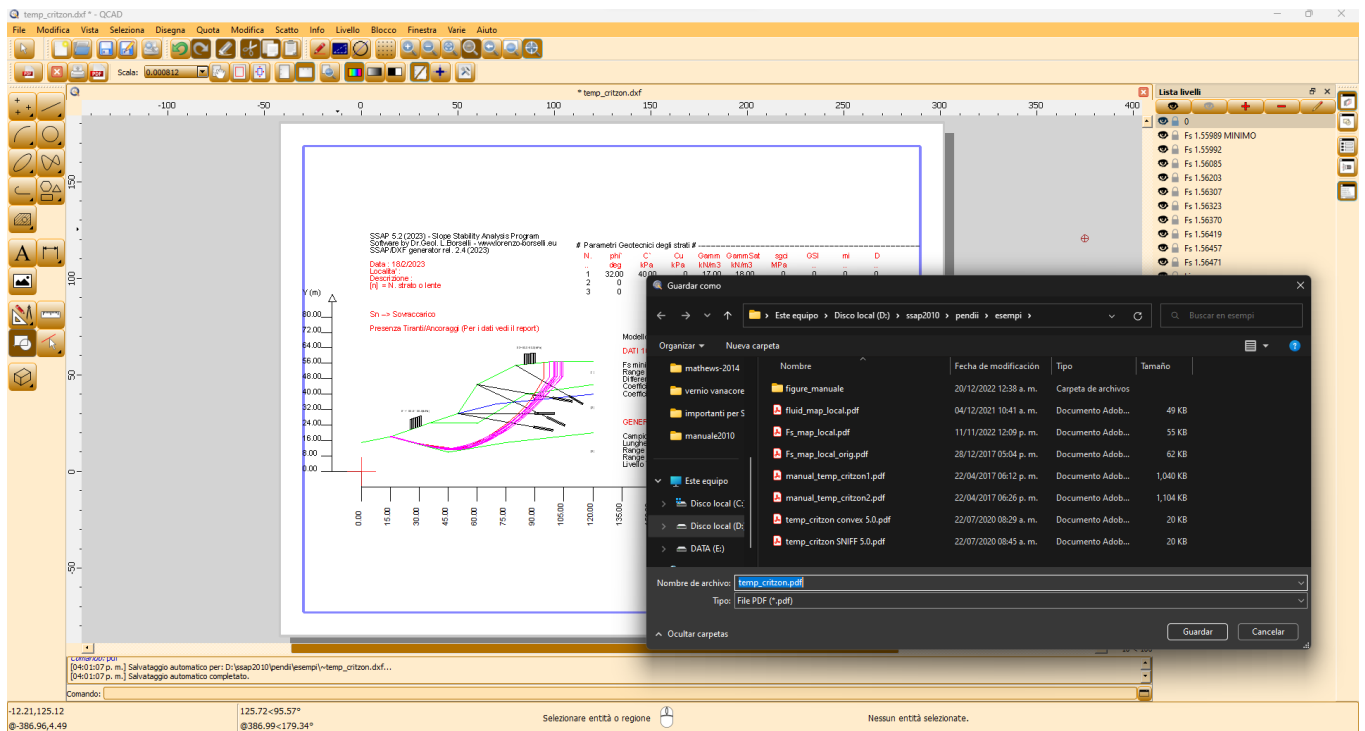


Figura 7.8



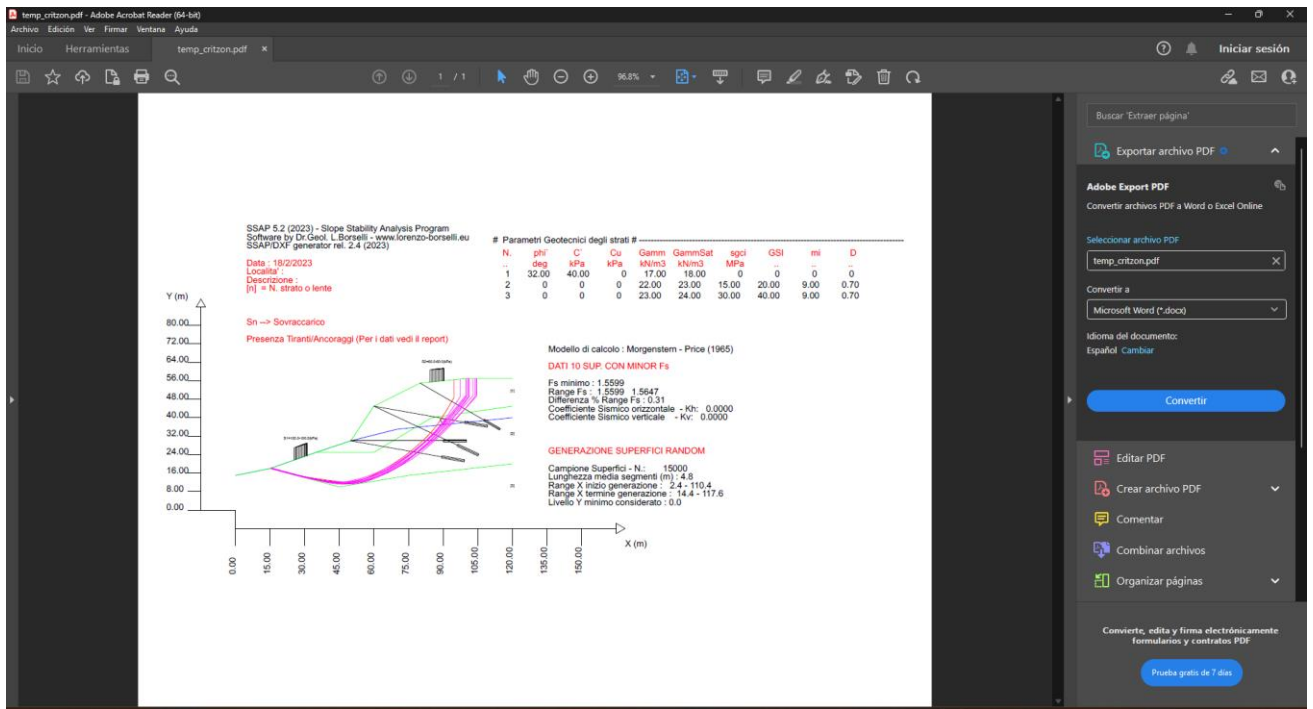


Figura 7.9

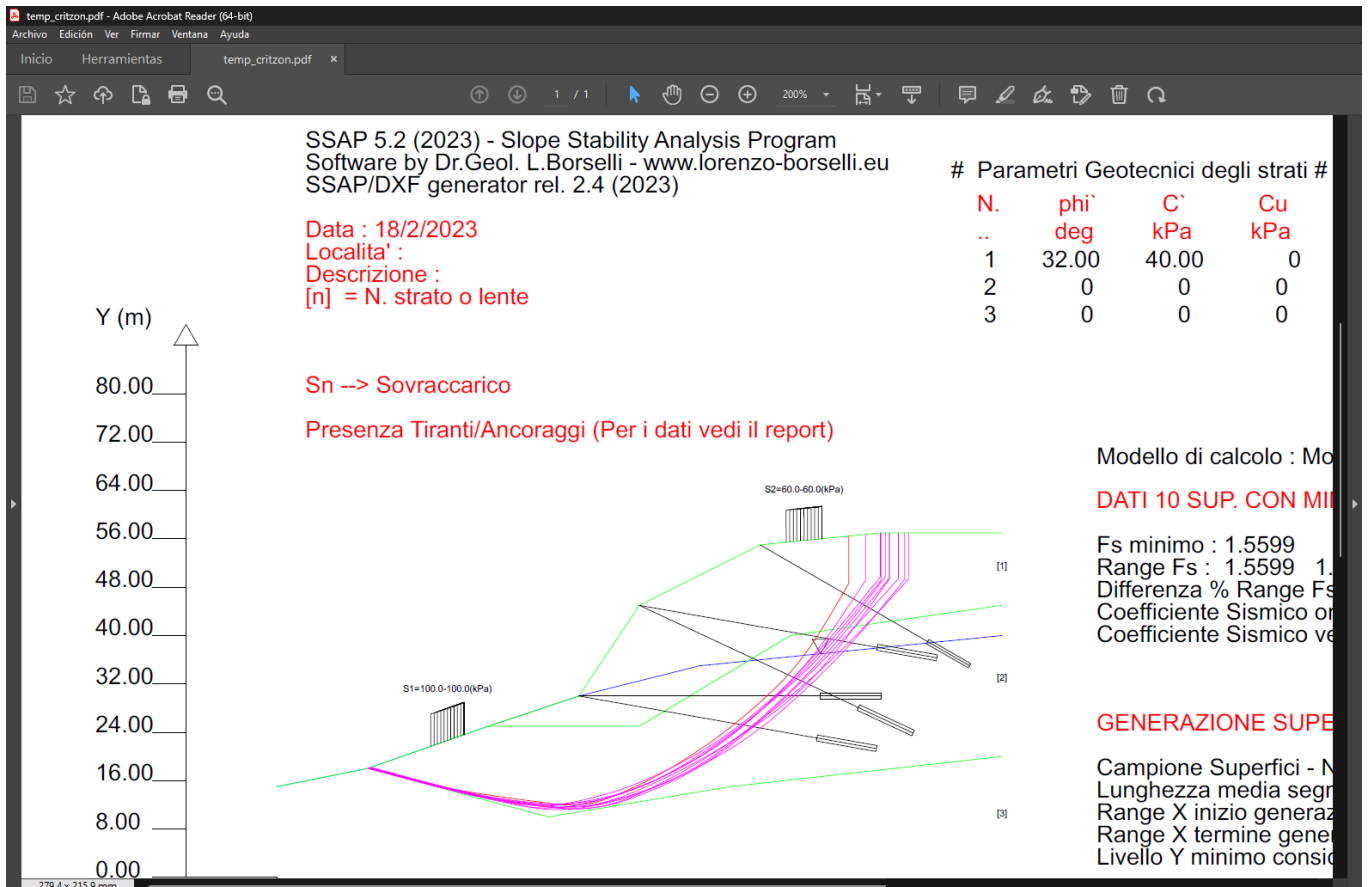


Figura 7.10



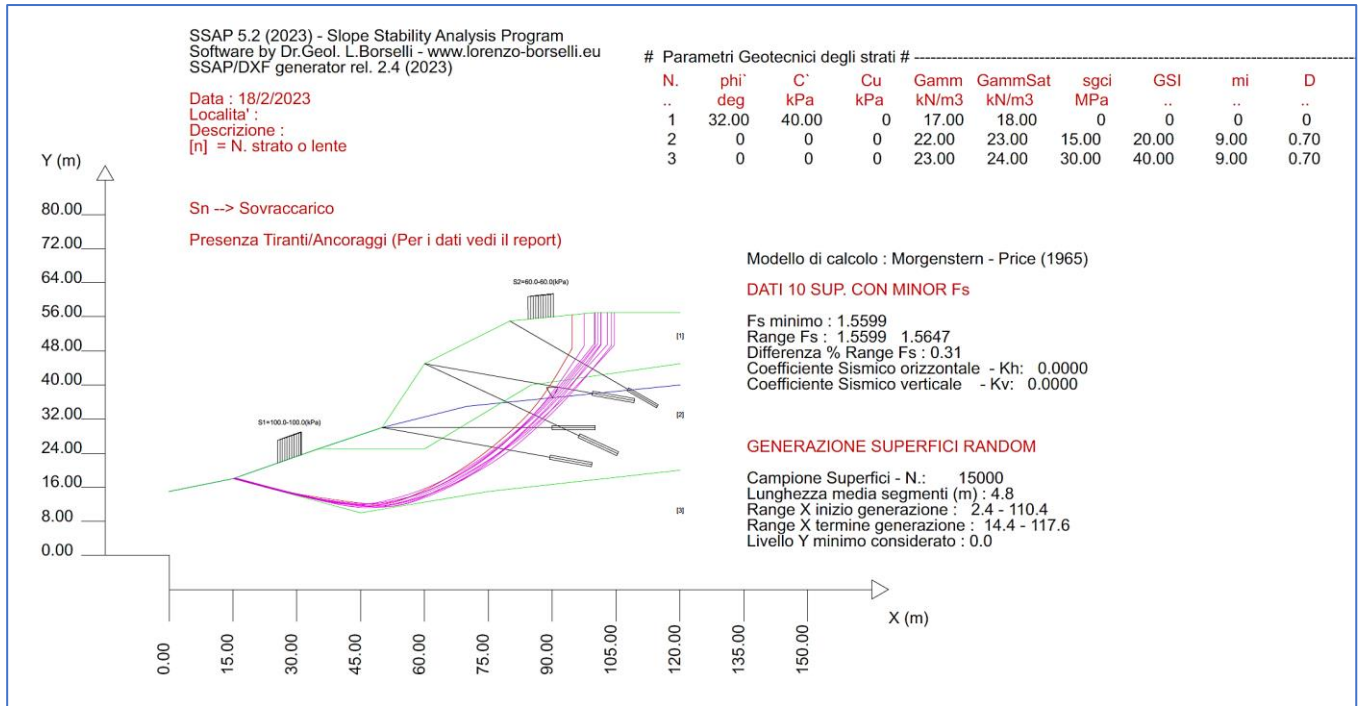


Figura 7.11

## CAPITOLO 8 - NOTE CONCLUSIVE

Il software SSAP presenta molte originalità e peculiarità rispetto a numerosi software commerciali ed il fatto che sia uno strumento gratuito, e di uso libero, non è certamente la principale tra queste.

Tali peculiarità sono infatti intrinsecamente legate al cuore di calcolo del programma, ovvero all'insieme degli algoritmi impiegati per risolvere problemi di verifiche di stabilità all'equilibrio Limite (metodi LEM avanzati) nella configurazione più complessa e rigorosa. Un cuore di calcolo che è concreto, affidabile, veloce e rigoroso.

Ricordiamo che i metodi all'equilibrio limite sono una metodologia che si è andata evolvendo negli ultimi 90 anni. Pensati in origine per svolgere calcoli semplificati e veloci, questi metodi si sono evoluti negli ultimi decenni per essere impiegati su calcolatori sempre più potenti, per svolgere verifiche su modelli di pendio sempre più complessi. Tuttavia mentre la capacità di elaborazione è cresciuta nei decenni con ritmi esponenziali, la maggior parte dei software, commerciali e non, è rimasta ancorata a metodologie che, anche se tecnicamente corrette, sono da considerarsi oramai obsolete, come quella di verificare superfici esclusivamente di forma circolare. I passi in avanti della ricerca su questo specifico aspetto, realizzati negli anni 80 e 90 del XX secolo, come la possibilità di generare campioni rappresentativi di superfici di forma generica per testare la stabilità globale di un pendio, sono stati implementati in alcuni software ben conosciuti. Tuttavia questo non ha, in pratica, fino ad oggi realizzato un rilevante mutamento nella metodologia impiegata nelle verifiche di stabilità dei pendii. Probabilmente anche perché a livello didattico, nella maggior parte delle università, ancora oggi si prediligono percorsi didattici che sono ancora ancorati a metodologie certamente ben collaudate ma ancorate a tecniche di oltre 40 anni fa. Gli strumenti per fare un passo oltre in questa direzione ora esistono, e alcuni sono pure gratuiti.

Il SSAP vuol essere, a tal proposito, **un passo oltre** in questa direzione. Infatti implementa una articolata serie di strumenti molto avanzati che permettono di esplorare un pendio generando una serie di **superfici di forma generica** (e quindi **non vincolata a forme predefinite come la circolare**) fino a identificare non solo la superficie più critica in assoluto (fattore FS più basso) ma anche fasce e zone con maggiore criticità' del pendio. Un elemento ulteriormente innovativo sono i motori di generazione e ricerca RANDOM di SSAP, ovvero una serie di algoritmi che sono come un secondo cuore di calcolo. Alcuni di questi algoritmi come lo SNIFF RANDOM SEARCH sono uno strumento totalmente originale. Il calcolo del fattore di sicurezza (FS) associato a un pendio viene svolto poi non solo usando esclusivamente metodi di calcolo rigorosi riconosciuti tra i più affidabili già da 40 anni, ma implementando una serie numerosa di strategie computazionali e algoritmi che incrementano la affidabilità dei risultati eliminando o mitigando alcuni delle più conosciute problematiche nel calcolo di FS su pendii complessi, con e senza opere di rinforzo. Dalla versione 4.7.2 di SSAP è anche presente un nuovo modello di calcolo LEM rigoroso, sviluppato dall'autore e illustrato integralmente nella Appendice I.

La interfaccia grafica amichevole di SSAP, nonché una serie di strumenti software ausiliari già preinstallati e di uso libero, completano le possibilità operative del programma a cui è associato un manuale di oltre 500 pagine, con teoria, esempi di applicazione e video didattici disponibili su un **canale Youtube** dedicato.

SSAP2010 è il frutto della Ricerca Italiana, effettuata in Italia e in Messico, e può oggi essere liberamente, senza costi, utilizzato a da tutti e a beneficio della Comunità tecnico scientifica e della Società nel suo complesso. Il codice SSAP di fatto non ha un unico autore. Molti utenti negli ultimi 25 anni hanno infatti contribuito con le loro osservazioni e

suggerimenti, incentivando così il suo sviluppo. Questo costante e crescente coinvolgimento ha prodotto molte idee nuove che sono state testate e alla fine impiegate. Associato a SSAP esiste da alcuni anni uno sperimentato modello di didattica e divulgazione no-profit. Infatti un risultato della ricerca non serve a niente se non coesistono iniziative pratiche per divulgarlo. Senza queste azioni sinergiche, il progresso infatti non si può realizzare. A questo proposito si veda la pagina web al seguente link: <https://www.ssap.eu/corsi.html> .

Ad oggi, a livello mondiale, non esiste un altro software equivalente al SSAP, con questo grado di innovazione, di uso totalmente libero, documentato e disponibile per tutti gratuitamente.

## 8.1 WEB Links utili

- **Sito ufficiale software SSAP:** <https://www.ssap.eu>
- **Manuale SSAP2010 (formato PDF):** <https://www.ssap.eu/manuaelssap2010.pdf>
- **Licenza d'uso freeware :** <https://www.ssap.eu/ssap2010licence.pdf>
- **Progetto No Profit per didattica e divulgazione SSAP:**  
<https://www.ssap.eu/corsi.html>
- **Esempi di applicazione (da siti ufficiali PP.AA.) del software SSAP disponibili sul WEB:** <https://www.ssap.eu/onweb.html>
- **Canale WEB dedicato su YOUTUBE con video didattici (canale: Lorenzo Borselli):**  
<https://www.youtube.com/@lorenzoborselli>
- **Sito personale autore SSAP:** <https://www.lorenzo-borselli.eu>

## CAPITOLO 9 - RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

### 9.1 ELENCO DI TESTI A CARATTERE GENERALE

- ABRAMSON L.W. et al. (2001). *Slope stability and stabilization methods*. John Wiley and Son, New York.
- AIRÒ FARULLA, C. (2001). *Analisi di stabilità dei pendii. I metodi dell'equilibrio limite*. Hevelius Edizioni, Benevento.
- BROMHEAD E.N. (1986). *The stability of slopes*. Blakie & son Ltd.
- CLAYTON, C. R., WOODS, R. I., BOND, A. J., & MILITITSKY, J. (2014). *Earth pressure and earth-retaining structures*. CRC Press. ISBN 13: 978-1-4822-0661-6
- CHOWDHURY R., FLENTJE P., BHATTACHARYA G. (2009). *Geotechnical Slope Analysis*. CRC-Press ISBN: 978-0-415-46974-6, pp 762
- DUNCAN, J. M., WRIGHT, S. G., & BRANDON, T. L. (2014). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.
- HUANG, Y. H. (2012). *Stability analysis of earth slopes*. Springer Science & Business Media.

### 9.2 ELENCO DI LAVORI A CARATTERE PIU' SPECIALISTICO.

- AASHTO (1998). *Standard specifications for highway bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC*.
- AMERATUNGA, J., SIVAKUGAN, N., & DAS, B. M. (2016). *Correlations of soil and rock properties in geotechnical engineering* (pp. 236). Springer. ISBN 978-81-322-2629-1
- ARAI, K., and TAGYO, K. (1985). "Determination of noncircular slip surfaces giving the minimum factor of safety in slope stability analysis," *Soils Found.* 21, 43–51.
- ARDIACA, D. H. (2009). *Mohr-Coulomb parameters for modelling of concrete structures*. *Plaxis Bulletin*, 25, 12-15. (<https://www.plaxis.com/content/uploads/2017/12/Plaxis-Bulletin-25.pdf>)
- AYDAN, Ö. (2018). *Rock reinforcement and rock support*. CRC Press. ISBN: 978-1-315-10420-1
- BAKER, R. (2003). "Sufficient conditions for existence of physically significant solutions in limiting equilibrium slope stability analysis." *Int. J. Solids Struct.*, 40:13–14, 3717–3735.
- BANDINI, V., BIONDI, G., CASCONI, E., & RAMPELLO, S. (2015). *A GLE-based model for seismic displacement analysis of slopes including strength degradation and geometry rearrangement*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 71, 128-142.
- BARDET J.P. & KAPUSKAR M.N. (1989) *A simplex analysis of slope stability*. *Computers and Geotechnics* 8 ,pp 329-348.
- BARTON, N. (2013). *Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions*. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(4), 249-261.
- BARTON.N.R..(2014). *Shear strength of rock, rock joints and rock masses – Problems and some solutions*. In *Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses – Alejano, Peruchó, Olalla & Jiménez (Eds)* © 2014 Taylor & Francis Group, London, 978-1-138-00149-7.
- BERG, R. R., CHRISTOPHER, B. R., SAMTANI, N. C., & BERG, R. R. (2009). *Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes–Volume I (No. FHWA-NHI-10-024)*. United States. Federal Highway Administration.
- BERILGEN, M. M. (2007). *Investigation of stability of slopes under drawdown conditions*. *Computers and Geotechnics*, 34(2), 81-91.
- BIONDI, G., CASCONI, E., & RAMPELLO, S. 2011. *Valutazione del comportamento dei pendii in condizioni sismiche*. *Rivista italiana di geotecnica*, 45(1), 9-32.
- BISHOP A.W. (1955) *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. *Geotechnique*, 5, pp 7-17.
- BORSELLI L., CAPRA L., SAROCCHI D., De La CRUZ-REYNA S. 2011. *Flank collapse scenarios at Volcán de Colima, Mexico: a relative instability analysis*. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*. 208:51–65. DOI: 10.1016/j.jvolgeores.2011.08.004
- BOULANGER, R. W.; IDRIS, I. M. 2014. *CPT and SPT based liquefaction triggering procedures*. Report No. UCD/CGM.-14, vol. 1. Center for Geotechnical Modeling, University of California At Davis
- BOUTRUP E. & LOVELL C.W.(1980) *Searching techniques in slope stability analysis*. *Engineering Geology* 16, pp 51-61.
- BOYLES J.E. (1991). *Fondazioni. Progetto e analisi*. McGraw-Hill Education, pp.1152.
- BYRNE RJ, COTTON D, PORTERFIELD J, WOLSCHLAG C, UEBLACKER G. (1999). *Manual for design and construction of soil nail walls, FHWA-SA-96-069R*. Federal Highway Administration (FHWA), Washington, DC, USA.
- CAI, M., KAISER, P. K., TASAKA, Y., & MINAMI, M. (2007). *Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2), 247-265.

- CARTER R.K. (1971) *Computer oriented slope stability analysis by methods of slices*. Thesis, Purdue University, ind. 120 pp.
- CARTER, T. G., & V. MARINOS.(2014). "Use of GSI for rock engineering design." *Proceedings 1st international conference on applied empirical design methods in mining*. Lima, Peru. 2014.
- CELESTINO T.B. & DUNCAN J.M. (1981) *Simplified search for non-circular slip surfaces*. *Proc. of Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Eng.*, Stockholm 1981.
- CETIN, K. O., SEED, R. B., KAYEN, R. E., MOSS, R. E., BILGE, H. T., ILGAC, M., & CHOWDHURY, K. (2018). *SPT-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction triggering hazard*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 698-709.
- CETIN, K. O., SEED, R. B., KAYEN, R. E., MOSS, R. E., BILGE, H. T., ILGAC, M., & CHOWDHURY, K. (2018). *The use of the SPT-based seismic soil liquefaction triggering evaluation methodology in engineering hazard assessments*. *MethodsX*, 5, 1556-1575.
- CHEN Z.Y. (1992) . *Random trials used in determining global minimum factors of safety of slopes*. *Can.Geotech. J.* 29 pp 225-233.
- CHEN, Z. Y., & MORGENSTERN, N. R. (1983). *Extensions to the generalized method of slices for stability analysis*. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1), 104-119.
- CHEUNG R. AND HO K. (2021). *Soil Nailing A Practical Guide*. CRC press. ISBN: 978-0-367-81626-1
- CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) *Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices*. *Can.Geotech. J.* 20 pp 661-672.
- CHOWDHURY R.N. & ZHANG S. (1990) *Convergence aspect of limit equilibrium methods for slopes*. *Can. Geotech. J.* 27 pp 145-151.
- CORREIA, R. M. (1988). "A Limit Equilibrium Method of Slope Stability Analysis." *Proc. 5th Int. Symp. Landslides. Lausanne*, .1:595-598.
- D.M. LL.PP. 11 marzo 1988 . *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per per la progettazione , l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*. Pubblicato sul *Suppl. Ord. alla G.U. n.127 del 1 giugno 1988*.
- DU, W. (2018). *Effects of directionality and vertical component of ground motions on seismic slope displacements in Newmark sliding-block analysis*. *Engineering Geology*, 239, 13-21.
- DUNCAN J. M.,(1996). *State of the art : Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes*. *Journal of geotechnical engineering*. 122(7): 577-596.
- DUNCAN J.M. & WRIGHT S.G. (1980).. *The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis*. *Engineering Geology*, vol. 16 , pp 5-17.
- DUNCAN J.M., WRIGTH S.G., WONG K.S. (1990). *Slope stability during rapid drawdown*. In: *Proceedings of the H. Bolton seed memorial symposium*,Vol. 2; May 1990. p. 253–72.
- EHE-98, COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN (1998). *Instrucción del Hormigón Estructural*. Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, Madrid
- ELIAS, V. , CHRISTOPHER, B.R., Berg R.R. 2001 .*Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines*. Report FHWA-NHI-00-043. FHWA, Washington, DC, pp.394
- ESPINOZA R.D, BOURDEAU P.L., MUHUNTHAN B., (1994). *Unified formulation for analysis of slopes with general slip surface*. *J. Of Geotechnical Eng.* Vo. 120(7):1185-1204.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. (2004). "Eurocode 2—Design of Concrete Structures—Part 1: General Rules and Rules for Buildings," *European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004*, 225 pp
- FARIAS, M. M., and NAYLOR, D. J. 1998. *Safety analysis using finite elements,, Computer and Geotechnics*, 22(2): 165-181.
- FARICHAH, H. 2019. *A comparative study of deterministic approach for assessing liquefaction potential*. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 669, No. 1, p. 012041). IOP Publishing.
- FREDLUND D.G., KRAHN J., PUF AHL D.E. (1981) *The stability methods*.*Proc.of Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Eng.*,Stockholm 1981.
- FROLDI P. (2016). *La progettazione geotecnica della fondazione dei tiranti di ancoraggio nei terreni e nelle rocce*. *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee n. 120: 33-40*
- FURUYA, T. (2004). *Review and comparison of limit equilibrium methods of slices for slope stability analysis: Revised equation of moment equilibrium and buoyancy under steady seepage flow condition*. *Bulletin of the National Research Institute of Agricultural Engineering (Japan)*. Bull. n. 43:1-22
- GIANI, G.P. (1992). *Rock slope stability analysis*. Taylor & Francis,Balkema,.Rotterdam . pp.361 .
- GREENWOOD J.R. (1990). *Theory of slopes: design approach for slope repairs and embankments widening*. In "Reinforced Embankments: teory and pratice" , D.A. Shercliff , editor. Thomas Telford , London.
- GRIFFITHS, D.V. and LANE, P.A., 1999. *Slope stability analysis by finite elements*. *Geotechnique*, 49(3), pp.387-403.

- HASSIOTIS S., CHAMEAU J.L., GUNARATNE M. (1997). *Design method for stabilization of slopes with piles*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 123(4):314-323.
- HOEK E., BRAY J.W. (1981). *Rock slope engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London . Revised third edition.
- HOEK, E. & BROWN, E.T. 1997. *Practical estimates of rock mass strength*. *International J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*. 34(8), 1165-1186.
- HOEK, E. (2012). *Blast damage factor D*. Technical note for RocNews. February 2, winter 2102 issue <https://www.rocscience.com/documents/pdfs/rocnews/winter2012/Blast-Damage-Factor-D-Hoek.pdf>
- HOEK, E., & DIEDERICHS, M. S. (2006). *Empirical estimation of rock mass modulus*. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 43(2), 203-215.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C. and CORKUM, B., 2002. *Hoek-Brown failure criterion-2002 edition*. *Proceedings of NARMS-Tac*, 1, pp.267-273.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C., & CORKUM, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion-2002 edition*. *Proceedings of NARMS-Tac*, 1, 267-273.
- HOEK, E., CARTER, T. G., & DIEDERICHS, M. S. (2013, January). *Quantification of the geological strength index chart*. In 47th US rock mechanics/geomechanics symposium. American Rock Mechanics Association.
- HUANG Y.H. & CRAIG M.A.(1976) *Stability of slopes by logarithmic-spiral method*. *Journal of Geotech. Eng.* Vol 102, No.1 pp 41-49.
- IDRISS I. M. and BOULANGER R. W. 2008. *Monograph MNO-12: Soil liquefaction during earthquakes*. EERI, Oakland, California.
- IDRISS I. M. and BOULANGER R. W. 2010. *SPT-based liquefaction triggering procedures*. Rep. UCD/CGM-10, 2010, vol. 2, p. 4-13. Department of Civil Construction and Environmental Engineering, University of California at Davis.
- ITO T., MATSUI T. & HONG W.P. (1982). *Extended design method for multi-row stabilizing piles against landslide*. *Soils and foundations*, 22(1): 1-13. [https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1972/22/1/22\\_1\\_1/pdf/-char/ja](https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1972/22/1/22_1_1/pdf/-char/ja)
- ITO T., MATSUI T. (1975). *Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles*. *Soil and Foundation*. 15(4): 43-59. [https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1972/15/4/15\\_4\\_43/pdf/-char/ja](https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1972/15/4/15_4_43/pdf/-char/ja)
- ITO, T., MATSUI, T., & HONG, W. P. (1981). *Design method for stabilizing piles against landslide: One row of piles*. *Soils and Foundations*, 21(1): 21-37. [https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1972/21/1/21\\_1\\_21/pdf/-char/ja](https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1972/21/1/21_1_21/pdf/-char/ja)
- JAMIOLKOWSKI M., LADD C., GERMAINE J., AND LANCELLOTTA R. (1985). *New developments in field and laboratory testing of soils*. *Proceedings, 1 lth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1*, pp. 57- 153.
- JANBU N. (1954) *Application of composite slip surfaces for stability analysis*. *Proc. of European Conf. on stability of earth slopes, Stockholm Vol.3* pp 43-49.
- JANBU N. (1973) *Slope stability computations*. *The embankment dam Engineering Casagrande Volume*. John Willey e Sons pp 47-86.
- JEWELL R.A. (1990). *Theory of reinforced walls: revised design charts for steep reinforced slopes*. In "Reinforced Embankments: teory and pratice", D.A. Shercliff , editor. Thomas Telford , London.
- JEWELL R.A. (1991). *Application of revised design charts for steep reinforced slopes*. *Geotextiles and Geomembranes*. Vol. 10(3). Pp 203-233.
- JEWELL, R. A. (1990). *Reinforcement bond capacity*. *Geotechnique*, 40(3), 513-518.
- JEWELL, R. A. (1996). *Soil reinforcement with geotextiles*. *Construction Industry Research and Information Association*. CIRIA Special Pubblicaion 123. pp. 363.
- KAYEN, R.E., and BARNHARDT, W.A., 2007, *Seismic stability of the Duwamish River delta, Seattle, Washington: U.S. Geological Survey Professional Paper 1661-E*, 11 p. [<http://pubs.usgs.gov/pp/pp1661e/>]
- KING, G. J. W. (1989). *Revision of effective-stress method of slices*. *Geotechnique*, vol. 39, no. 3, p. 497-502.
- KRAHN, J. (2003). "The 2001 R.M. Hardy lecture; the limits of limit equilibrium analysis." *Can. Geotech. J.*, 40(3), 643-660.
- LADD C.C. (1991) *Stability evaluation during staged construction*. *Journal of Geotech. Eng.* Vol 117 No. 4 pp 540-615.
- LADD, C. C., & DEGROOT, D. J. (2003). *Recommended practice for soft ground site characterization: Arthur Casagrande Lecture*. In 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Vol. 1, pp. 1-57).
- LADD, C.C. 1991. *Stability evaluation during staged construction*. *Terzaghi Lecture, ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 117 (4): 540-615

- LAZARTE, C. A., ROBINSON, H., GOMEZ, J. E., BAXTER, A., CADDEN, A., & BERG, R. R. (2015). *Geotechnical engineering circular No. 7 soil nail walls-reference manual (No. FHWA-NHI-14-007)*. National Highway Institute (US). [https://rosap.nhl.bts.gov/view/dot/40556/dot\\_40556\\_DS1.pdf](https://rosap.nhl.bts.gov/view/dot/40556/dot_40556_DS1.pdf)
- LAZARTE, C. A., ROBINSON, H., GÓMEZ, J. E., BAXTER, A., CADDEN, A., & BERG, R. (2015). *Soil Nail Walls Reference Manual (No. FHWA-NHI-14-007)*
- LESHCHINSKY D. 2002. *Stability of Geosynthetic Reinforced Soil Structures*. ADAMA Eng. Inc. Newark, DA. USA
- LESHCHINSKY D., Han J. 2004. *Geosynthetic Reinforced Multitiered Walls*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 12, December 1, 2004.
- LESHCHINSKY, D., LESHCHINSKY, O., ZELENKO, B., & HORNE, J. (2016). *Limit Equilibrium Design Framework for MSE Structures with Extensible Reinforcement (No. FHWA-HIF-17-004)*.
- LI, L., & LIANG, R. Y. (2014). *Limit equilibrium-based design approach for slope stabilization using multiple rows of drilled shafts*. *Computers and Geotechnics*, 59, 67-74.
- LIANG, R. Y., JOORABCHI, A. E., & LI, L. (2014). *Analysis and design method for slope stabilization using a row of drilled shafts*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(5), 04014001.
- LIU, C. N., HO, Y. H., & HUANG, J. W. (2009). *Large scale direct shear tests of soil/PET-yarn geogrid interfaces*. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(1), 19-30.
- LUO, G. J., & FU, W. X. (2012). *Quantitative Assessment of the Disturbance Factor in Hoek–Brown Formulas*. In *Advanced Materials Research (Vol. 368, pp. 2819-2823)*. Trans Tech Publications.
- LU, N., SENER, B., WAYLLACE, A., GODT, J.W., 2012. *Analysis of rainfall-induced slope instability using a field of local factor of safety*. *Water Resour. Res.* 48, W09524. <http://dx.doi.org/10.1029/2012WR011830>.
- MARCUSON, W. F., III, HYNES, M. E., and FRANKLIN, A. G., 1990, *Seismic Design and Analysis of Embankment Dams: The State of Practice*. The Donald M. Burmister Lecture Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics Columbia University. <http://www.civil.columbia.edu/~ling/seminar>
- MARCUSON, W. F., III, HYNES, M. E., and FRANKLIN, A. G., 1990. , *Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments*,. *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 3, pp. 529 – 572
- MARINOS P. V.. (2010). *New proposed GSI classification charts for weak or complex rock masses*. *Bulletin of Geological society of Greece*. 43(3), 1248-1258.
- MARINOS, P., HOEK, E. (2001). *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch*. *Bull. Eng. Geol. Environ.* 60, 85–92.
- MARINOS, P., MARINOS V., & E. HOEK. (2007). "Geological Strength Index (GSI). A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses." *Underground works under special conditions*. Taylor and Francis, Lisbon (2007): 13-21.
- MARINOS, V. (2017). *A revised, geotechnical classification GSI system for tectonically disturbed heterogeneous rock masses, such as flysch*. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 1-14.
- MARINOS, V. I., MARINOS, P., & HOEK, E. (2005). *The geological strength index: applications and limitations*. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64(1), 55-65.
- MARINOS, P. AND HOEK, E. (2001) - *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch*, *Bull. Engg. Geol. Env.* 60, 85-92. Hoek, E., Marinos, P.G., Marinos, V.P., 2005. *Characterisation and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses*. *Int. J. Rock Mech. Mining Sci.* 42 (2005), 277–285.
- MATSUI, T., SAN, K.C., NABESAHIRNA, Y., ARNII, U.N., 1996. *Bearing mechanism of steel reinforcement in pull-out test*. In: *Proceedings of the International Symposium: Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan*. Balkema Publisher, pp. 101–105
- MAYNE, P. W. (2006). *In-situ test calibrations for evaluating soil parameters*. In *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils—Proceedings of the Second International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils: Taylor & Francis (pp. 1601-1652)*.
- MILES S.B., KEEFER D.K. 2001 – *Seismic landslides hazard for the cities of Oakland and Piedmont, California*. U.S. Geological Survey *Miscellaneous field Studies, Map MF-2379, California*.
- MORACI N., GIOFFRÈ, D. (2006). *A simple method to evaluate the pullout resistance of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil*. *Geotextiles and Geomembranes, Volume 24, Issue 2, April 2006, Pages 116-128*
- MORACI, N., CARDILE, G., GIOFFRÈ, D., MANDAGLIO, M. C., CALVARANO, L. S., & CARBONE, L. (2014). *Soil geosynthetic interaction: design parameters from experimental and theoretical analysis*. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 1(2), 165-227.
- MORELLI, G. L. (2015). *Variability of the GSI index estimated from different quantitative methods*. *Geotechnical and Geological Engineering*, 33(4), 983-995.
- MORGESTERN N.R. & PRICE V.E. (1965) *The analysis of the stability of general slip surfaces*. *Geotechnique*, 15, pp 70-93.

- NAVFAC (1982). *Soil mechanics – design manual 7.1*, Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command (NAVFAC), U.S. Government Printing Office, Washington, DC
- NGUYEN V.U. (1985) Determination of critical slope failure surfaces. *Journal of Geotechnical Eng.* Vol. 111 No.2 pp 238- 250.
- OLSON, S. M. (2001) *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*. PH.D: Thesis. University of Illinois at Urbana-Champaign.PP. 564
- OLSON, S. M., and STARK, T. D., (2002), "Liquefied Strength Ratio from Liquefaction Flow Failure Case Histories." *Canadian Geotechnical Journal*, 39.
- OLSON, S. M., and STARK, T. D., (2003), "Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE v. 129, Issue 8.
- PALMSTROM A (1996b) Characterizing rock masses by the R<sub>Mi</sub> for use in practical rock engineering. Part 2: some practical applications of the rock mass index (R<sub>Mi</sub>). *Tunn Undergr. Space Tech* 11(3):287–303
- PALMSTROM A. (1996a) Characterizing rock masses by the R<sub>Mi</sub> for use in practical rock engineering. Part 1: the development of the rock mass index (R<sub>Mi</sub>). *Tunn Undergr. Space Tech* 11(2):175–188
- PRATER E.G. (1979) Yield acceleration for seismic stability of slopes. *Journal of Geotechnical Eng.* Vol. 105 No.5 pp 682- 687.
- QA SPECIFICATION R57. 2001. *Roads and Traffic Authority of New South Wales*, Australia . pp.73.
- RACCOMANDAZIONI ISRM (1993) - *Raccomandazioni per l'esecuzione di prove su tiranti in roccia*. Rivista
- READ J., STACEY P. (2009). *Guidelines for Open Pit Slope Design*, CSIRO Publishing, Collingwood
- ROBERTI R. (1990). *La stabilità interna delle opere in terra rinforzata*. Le Strade. Anno XCII, n. 1264, febbraio.
- RUSSO, G. (2009). A new rational method for calculating the GSI. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(1), 103-111.
- SABATINI, P. J., PASS, D. G., & BACHUS, R. C. (1999). *Ground anchors and anchored systems* (No. FHWA-IF-99-015). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.
- SARMA S.K. (1979). *Stability analysis of embankments and slopes*. *Journal of Geotech. Eng.* Vol. 105(2):1511-1524.
- SARMA, S. K. (1973). *Stability analysis of embankments and slopes*. *Geotechnique* 23, No. 3, 423–433
- SARMA, S. K., and Tan, D. (2006). "Determination of critical slip surface in slope analysis." *Geotechnique*, 568, 539–550.
- SCHOFIELD, A., and P. WROTH.(1968). *Critical state soil mechanics*.
- SEED, R.B., CETIN, K.O., MOSS, R.E.S., KAMMERER, A., Wu, J., PESTANA, J. and RIEMER, M., SANCIO, R.B., BRAY, J.D., KAYEN, R.E., and FARIS, A. (2003). *Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework*. EERC-2003–06, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Calif.
- SHEN J ,PRIEST S.D., KARAKUS M. (2012).Determination of Mohr–Coulomb shear strength Parameters from Generalized Hoek–Brown criterion for slope stability analysis. *RockMechanicsandRockEngineering*2012; 45:123–9.
- SIEGEL R.A., KOVACS W.D.,LOVELL C.W. (1981) *Random surface generation in stability analysis*. *Journal of Geotech. Eng.* Vol. 107 No. 7 pp 996-1002.
- SPENCER, E. (1967). *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces*. *Géotechnique*, 17(1): 11–26.
- STARK, T. D., JAFARI, N. H., LEOPOLD, A. L., & BRANDON, T. L. (2014). *Soil compressibility in transient unsaturated seepage analyses*. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(8), 858-868.
- STIANSON, J. R., CHAN, D., & FREDLUND, D. G. (2015). *Role of admissibility criteria in limit equilibrium slope stability methods based on finite element stresses*. *Computers and Geotechnics*, 66, 113-125.
- SUN, G., LIN, S., JIANG, W., & YANNG, Y. (2018). *A Simplified Solution for Calculating the Phreatic Line and Slope Stability during a Sudden Drawdown of the Reservoir Water Level*. *Geofluids*. Vol 2018:1-14.
- TAVENAS F., TRAK B., LEROUEL S. (1980) *Remarks on the validity of stability analyses*. *Can. Geotech. J.* 17, pp 61-73.
- THAKUR V. (2016) *A procedure for the assessment of the undrained shear strength profile of soft clays*. *Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting Challenges in Nordic Geotechnic 25th – 28th of May*. Pp: 533-546
- THOMAS H.R. & WU K.O. (1985) *Slope stability analyses on a low-cost microcomputer*. *Computers & Geosciences*, Vol. 11 No. 5 pp 547-552.
- TING J.M. (1984) *Geometric concerns in slope stability analyses*. *Journal of Geotechnical Eng.* Vol. 109 No.11 pp 1487-1491.
- XANTHAKOS, P. P. (1991). *Ground anchors and anchored structures*. John Wiley & Sons.
- ZHANG S., CHOWDHURY R.N., (1995). *Interslice shear forces in slope stability analyses - a new approach - . Soils and Foundations*. Vol. 35(1):65-74.
- ZHU D.Y., LEE C.F., QIAN Q.H., and CHEN G.R.. 2005. *A concise algorithm for computing the factor of safety using the Morgen-stern–Price method*. *Can. Geotech. J.* 42: 272–278



- ZHU, D. Y. , LEE , C.F. , JIANG, H.D. (2003). *Generalised framework of limit equilibrium methods for slope stability analysis*. *Géotechnique*. 53(4):377-395.
- ZORNBERG, J. G., SITAR, N., and MITCHELL, J. K. 1998. *Limit equilibrium as basis for design of geosynthetic-reinforced slopes*. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 124~8!, 684–698.

## APPENDICE A - CONVERSIONE UNITA' DI MISURA

Le seguenti tabelle sono state preparate per facilitare il lavoro agli utenti che non sono pratici delle unità di misura del Sistema Internazionale (SI) che vengono utilizzate nel programma SSAP.

Nelle tabelle sono presentati i coefficienti moltiplicativi per la conversione dalle unità ibride, non SI.

### FORZA(forza peso)

Da	Coefficienti moltiplicativi	Per ottenere
UNITA' non SI		UNITA' SI
kg	9.81	N
T	9.81	kN

esempio:  $2 \text{ T} = 2 \times 9.81 = 19.62 \text{ kN}$  (kilo Newton)

### PRESSIONE

Da	Coefficienti moltiplicativi	Per ottenere
UNITA' non SI		UNITA' SI
kg/cm <sup>2</sup>	98.1	kPa
T/m <sup>2</sup>	9.81	kPa

esempio:  $2 \text{ kg/cm}^2 = 2 \times 98.1 = 196.2 \text{ kPa}$  (kiloPascal o kiloNewton/metro<sup>2</sup>)

### PESO DI VOLUME Unitario

Da	Coefficienti moltiplicativi	Per ottenere
UNITA' non SI		UNITA' SI
Mg/m <sup>3</sup> , g/cm <sup>3</sup>	9.81	kN/m <sup>3</sup>
T/m <sup>3</sup>	9.81	kN/m <sup>3</sup>

esempio :  $2 \text{ T/m}^3 = 2 \times 9.81 = 19.62 \text{ kN/m}^3$  (kiloNewton/metro<sup>3</sup>)

Collegamenti utili verso siti web per facile accesso a strumenti di conversione gratuiti o tabelle con fattori di conversione:

Forza: <https://www.unitconverters.net/force-converter.html>

Pressione: <https://www.unitconverters.net/pressure-converter.html>

Densità: <https://www.unitconverters.net/density-converter.html>

Peso di volume unitario (*unit weigh* o *specific weigh*):

[https://en.wikipedia.org/wiki/Specific\\_weight](https://en.wikipedia.org/wiki/Specific_weight)

[https://civteam.files.wordpress.com/2012/03/unit\\_conversion\\_factors.pdf](https://civteam.files.wordpress.com/2012/03/unit_conversion_factors.pdf)

<https://decode-bd.com/unit-weight-of-soil-different-types-of-it/>

Unità di misura convenzionali in geotecnica:

<https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/9781118280492.app1>

## APPENDICE B –SEGNALAZIONE ANOMALIE e MESSAGGI di ERRORE

### B.1-Tipologie Di Anomalie

Una serie di anomalie possono verificarsi nelle varie fasi di lavoro. Esse sono di diverse tipologie e possono verificarsi sia nella fase di lancio del programma, sia in quella di caricamento dei dati sia in quella di generazione delle superfici sia in quella di calcolo. Le varie tipologie di anomalie sono di seguito descritte:

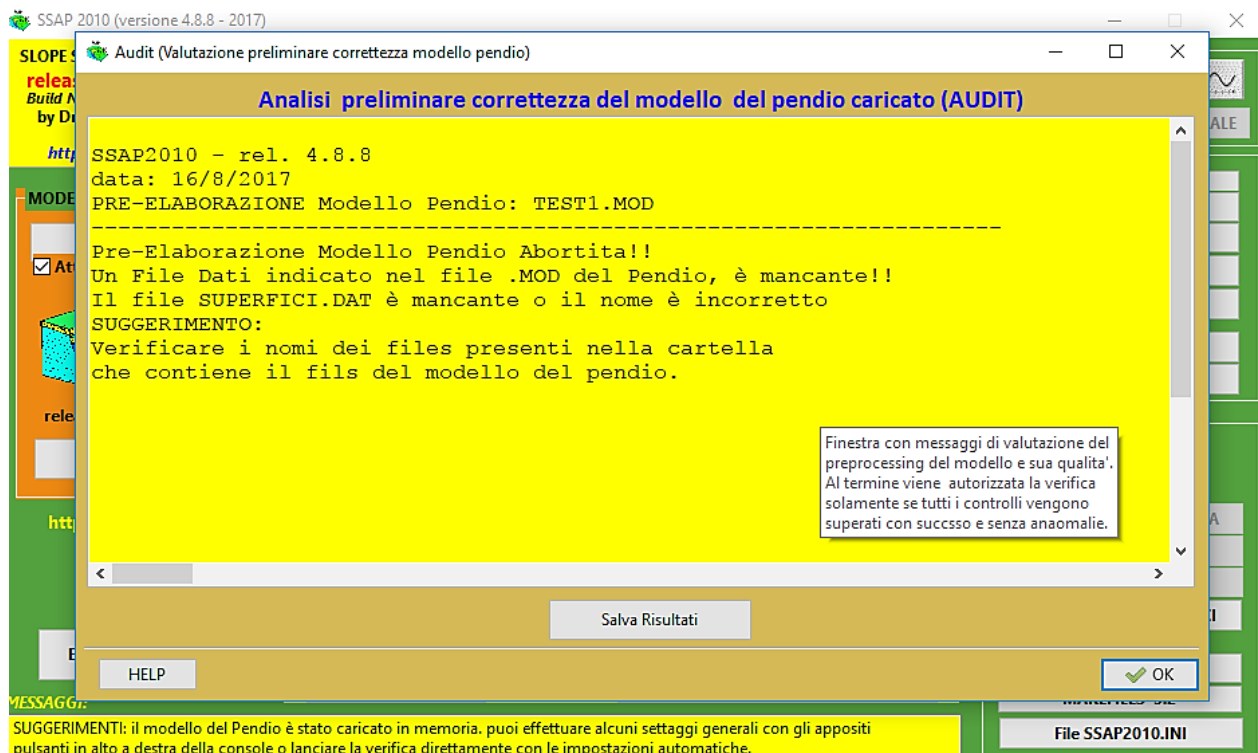
- **ANOMALIE AL CARICAMENTO DEL MODELLO PENDIO.** Al momento di caricare un modello del pendio e tutti i files del quale si compone viene effettuata una analisi preliminare (preprocessing) del modello stesso. Se si verificano anomalie gravi nella struttura dei dati il caricamento del modello viene interrotto e la anomalia viene segnalata insieme alle sue più probabili cause.
- **ANOMALIE DI RUNTIME.** Durante la esecuzione del programma possono saltuariamente verificarsi degli errori che vengono segnalati con messaggi. In alcuni casi, successivamente al rilevamento di alcuni errore di tipo critico, la esecuzione del programma verrà interrotta segnalando la tipologia di cause che la possono aver determinata. Questa limitazione è stata imposta per evitare la effettuazione di ulteriori verifiche di stabilità in presenza di alcune situazioni critiche. Il blocco di sicurezza impedisce che possano venire utilizzati risultati di verifiche di stabilità non completamente affidabili. In alcuni casi con minor criticità le anomalie riscontrate sono segnalate alla fine della verifica (quindi il processo di calcolo non viene interrotto), segnalando il punto dove si sono verificate e le possibili cause.
- **ANOMALIE POST VERIFICA.** Posteriormente alla verifica possono essere segnalate eventuali anomalie prodotte dalla mancata identificazione locale della stratificazione presente. si tratta di anomalie generalmente dovute al mancato rispetto delle convenzioni di SSAP nella definizione e assemblaggio del modello del pendio. Questo tipo di anomalie sono segnalate perché sussiste la necessita di controllare meglio il modello del pendio dato che la procedura di preprocessing non è riuscita a identificare preliminarmente potenziali errori.

### B.2- Messaggi di errore per Tipologia di Anomalia

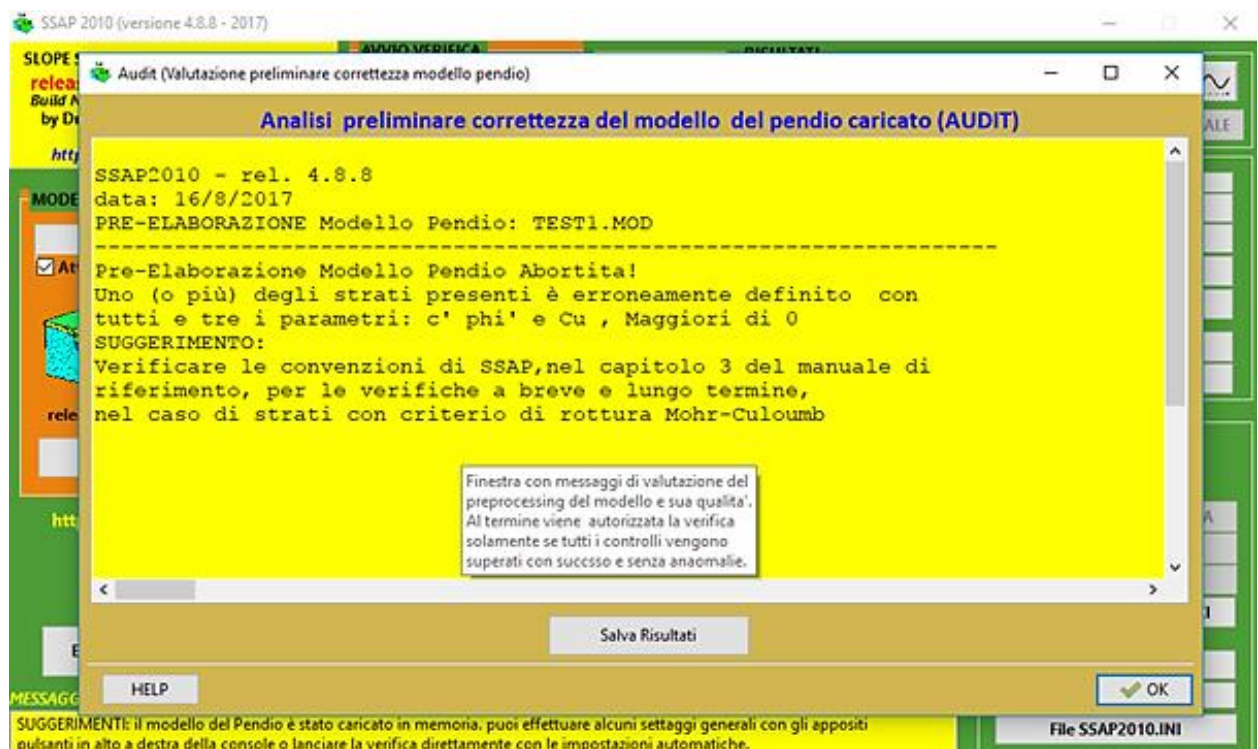
#### B2.1 -ANOMALIE AL CARICAMENTO DEL MODELLO PENDIO

Al momento del caricamento del modello del pendio viene lanciata una procedura di analisi preliminare del contenuto del modello. La procedura è suddivisa in due fasi distinte. Nella FASE 1 viene eseguita una verifica della possibile presenza di errori gravi che non permettono di definire correttamente il modello stesso. In caso della presenza di questi errori il caricamento del modello viene abortito e non si potrà procedere con la verifica. In ogni caso l'errore viene segnalato in una finestra di testo e viene dato un suggerimento per la correzione (figure B.1 e B.2). È sempre possibile salvare su un file di testo il risultato del preprocessing.

Di seguito alcuni dei messaggi di errore successivi alla FASE1 del preprocessing del modello del pendio (la lista di esempi dei messaggi non è qui completa per evitare di consumare troppo spazio) :



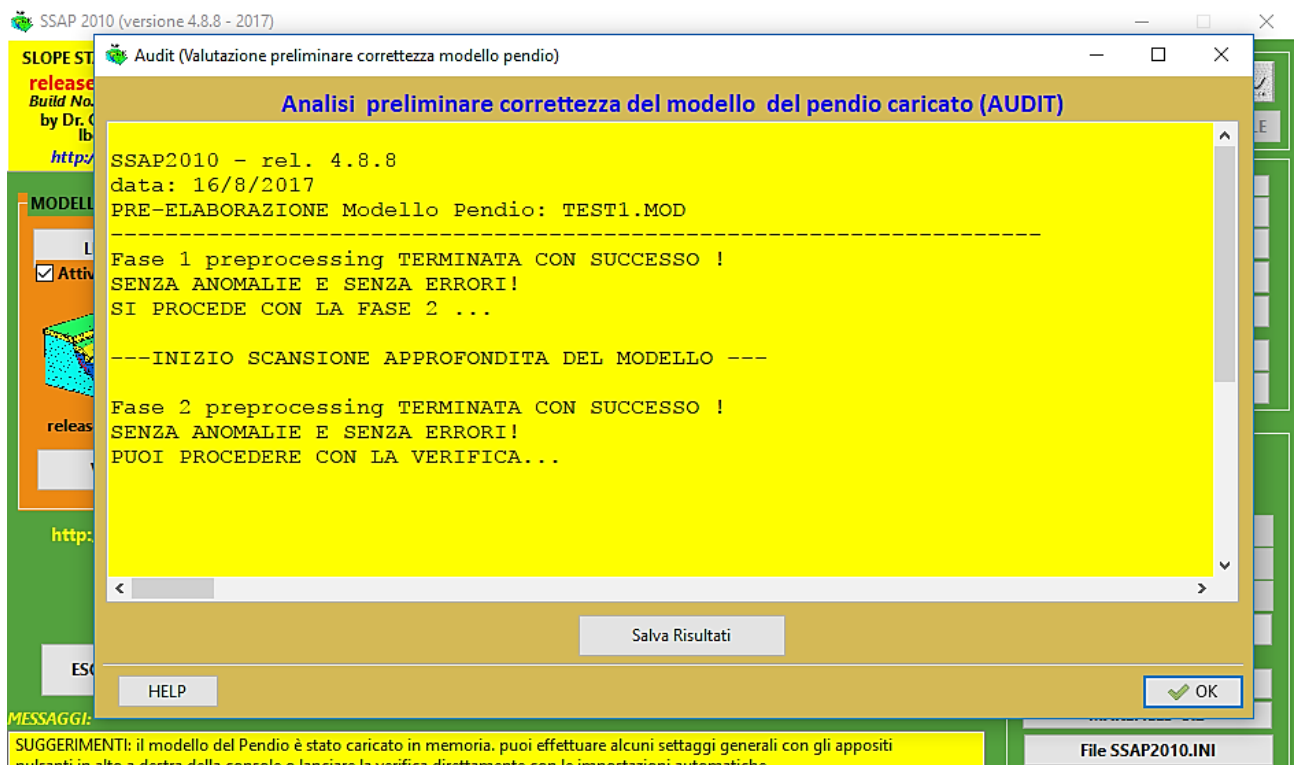
**Fig. B.1- esempio di errore riscontrato al caricamento di un modello del pendio**



**Fig. B.2- esempio di errore riscontrato al caricamento di un modello del pendio: anomalie sui parametri di resistenza al taglio**

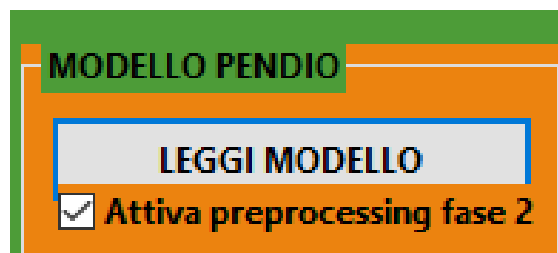
Se la FASE1 del preprocessing viene passata con successo si procede quindi con la FASE 2 dove viene eseguita una verifica della possibile presenza di altri errori che potrebbero portare a anomalie o errori di calcolo durante la verifica. Se al momento del caricamento del modello del pendio entrambe le due fasi del preprocessing vengono passate senza errori si potrà procedere alla verifica di stabilità (figura B.3.). Invece in

caso della presenza di questi errori il caricamento del modello viene abortito e non si potrà procedere con la verifica. In ogni caso l'errore viene segnalato in una finestra di testo e viene dato un suggerimento per la correzione (figure B.5 e B.6). È sempre possibile salvare su un file di testo il risultato del preprocessing.



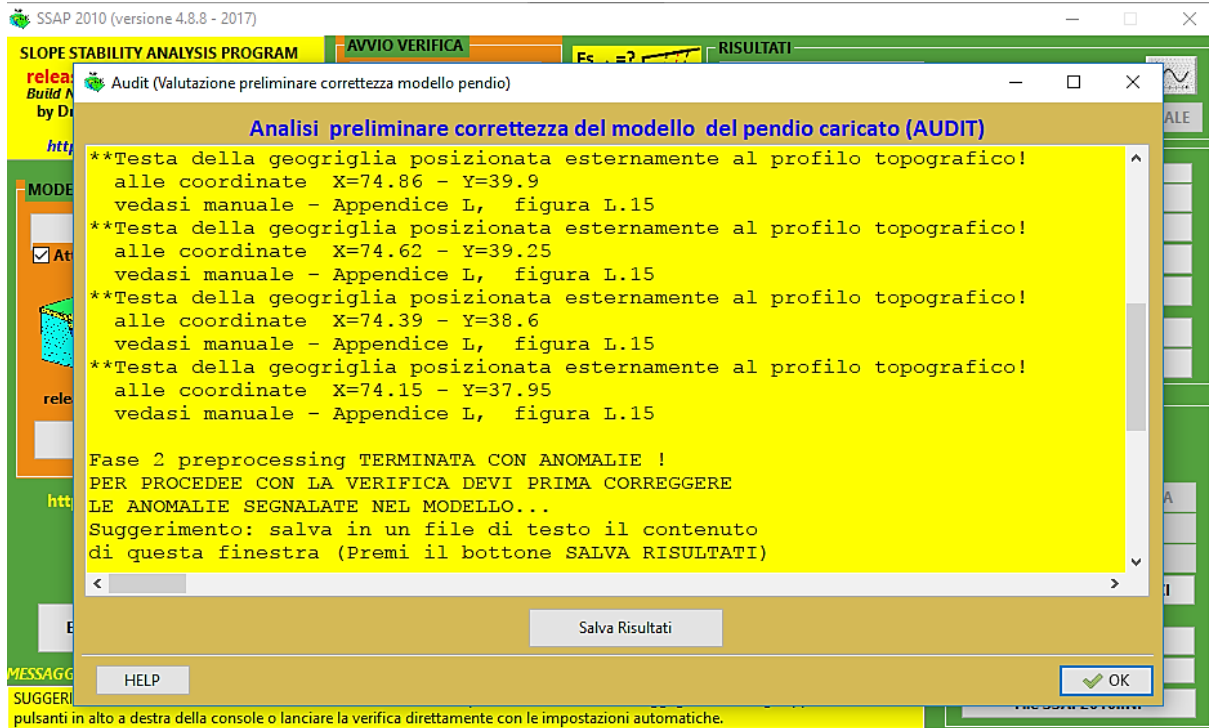
**Fig. B.3- messaggio che la procedura di preprocessing: FASE1 e FASE 2 è stata completata con successo.**

La FASE2 può essere disattivata de-spuntando la opzione sotto il bottone LEGGI MODELLO nella figura B.4. In questo caso il preprocessing viene limitato alla sola FASE1. Tuttavia non è consigliabile farlo se e non per poter visualizzare il modello del pendio dopo la FASE1.

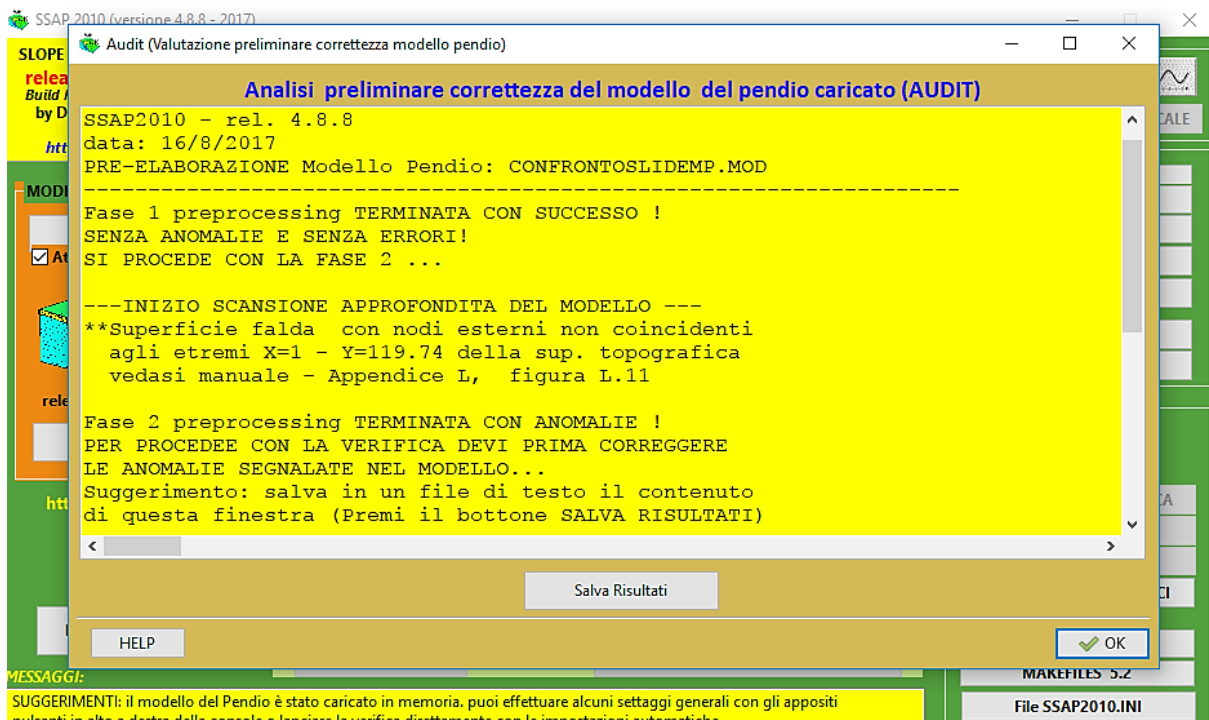


**Fig. B.4- Attivazione /disattivazione FASE 2 del preprocessing**

Di seguito alcuni dei messaggi di errore successivi alla FASE2 del preprocessing del modello del pendio (la lista di esempi dei messaggi non è qui completa per evitare di consumare troppo spazio):



**Fig. B.5- messaggio di errore – caso di anomalie nella geometria delle geogriglie**



**Fig. B.6- messaggio di errore: caso di anomalia nella geometria della falda acquifera**

## B2.2 -ANOMALIE DI RUNTIME

### Al caricamento di una superficie singola e prima della sua verifica

----- ATTENZIONE !! -----  
 Pendenza locale della superficie troppo elevata rispetto ai limiti imposti del criterio di rottura Mohr-Coulomb.  
 La procedura di verifica su la singola superficie verrà abortita.  
 -IMPORTANTE -  
 La violazione del criterio di rottura per eccesso di pendenza è individuata a destra della progressiva: X=....  
 Eventuali tratti verticali non sono presi in considerazione essendo tension Cracks.'  
 -SOLUZIONE-  
 Per effettuare con successo la verifica è quindi necessario modificare la pendenza dei singoli tratti a destra della progressiva indicata (NON I VERTICALI), dato che la geometria assunta per la superficie non è compatibile con i parametri geomeccanici assegnati agli strati che la sup. attraversa.  
 PER MAGGIORI DETTAGLI VAI AL CAPITOLO 2 DEL MANUALE DI RIFERIMENTO DI SSAP2010

### Al momento della verifica di una superficie singola

----- ATTENZIONE -----  
 PROBLEMI DI CONVERGENZA NEL CALCOLO  $F_s$  DELLA SUPERFICIE SINGOLA

\*\* Ciò può essere dovuto a una, o più, CAUSE:

- 1) Attivazione, o disattivazione, tension crack in testa non idonea per questa superficie singola;
- 2) Parametro di tolleranza  $RHO > 1.0$  troppo ristretto nel caso di strati con caratteristiche geotecniche molto scadenti;
- 3) Tolleranza a stress normali negativi troppo bassa (vale per superficie poco profonde e sature);
- 4) Un ECCESSO di FORZA STABILIZZANTE indotta da palificate, tiranti, geogriglie (piuttosto frequente);
- 5) Possibili errori nel non rispetto delle convenzioni nella costruzione del modello del pendio;

\*\* ALCUNE POSSIBILI SOLUZIONI POSSONO ESSERE :

- 1) Provare a Disattivare o Attivare effetto tension crack in testa (finestra OPZIONI)
- 2) Impostare una maggiore tolleranza % per il parametro  $RHO > 1.0$  (fino al 100%);
- 3) Impostare una maggiore tolleranza % per stress normali negativi (fino al 100%);
- 4) Ridurre la tensione di tiranti e resistenza delle geogriglie;
- 5) Applicare un fattore riduttivo  $> 2$  alla forza stabilizzante delle palificate;
- 6) Provare a attivare (o disattivare) effetto Tension cracks in testa al pendio;
- 7) Controllare la geometria del modello del pendio e il rispetto convenzioni di SSAP;

Provare a fare i cambiamenti suggeriti dopo aver cliccato su OPZIONI e/o PARAMETRI..  
 Per ulteriori dettagli vedasi il manuale di riferimento di SSAP2010.

### Al momento della verifica di una superficie singola

Coefficiente Sismico Critico Per ( $F_s=1$ ) --> NON calcolabile!  
 $F_s$  a in condizioni statiche eccessivo:  $F_s \geq 50!$

### Al momento della verifica di una superficie singola

Coefficiente Sismico Critico Per ( $F_s=1$ ) --> NON individuato!  
 Condizioni di convergenza non incontrate - provare altro metodo di Calcolo!

### Al momento della Verifica Globale durante la generazione delle superfici

-- ATENZIONE --  
 PROBLEMI nella GENERAZIONE di SUPERFICIE

\*\* Ciò può essere dovuto a una, o più, serie di CAUSE tra cui:

- 1) Impostazione parametri geometrici di ricerca superficie troppo stretti (intervalli di ricerca, presenza ostacolo interno come zona di esclusione);
- 2) Impostazione della lunghezza dei segmenti (segmenti troppo lunghi o troppo corti);
- 3) Impostazione di un numero massimo di superfici da generare troppo basso es. inferiore a 1000;

\*\* ALCUNE POSSIBILI SOLUZIONI POSSONO ESSERE:

- 1) Impostare parametri geometrici più ampi per la ricerca delle superfici e/o eliminare la presenza di ostacoli interni;'
- 2) Impostare un a diversa lunghezza dei segmenti (più lunghi o più corti);
- 3) Impostazione impostare un numero maggiore di superfici da generare;
- 4) Controllare la geometria del modello del pendio e il rispetto delle convenzioni di SSAP;

Provare a fare i cambiamenti suggeriti dopo aver cliccato su OPZIONI e/o PARAMETRI..  
 Per ulteriori dettagli vedasi il manuale di riferimento di SSAP2010').



**Al momento della Verifica Globale durante la generazione delle superfici**

-- ATTENZIONE --

PROBLEMI di ECCESSIVO RALLENTAMENTO nella GENERAZIONE di SUPERFICI

\*\* Ciò può essere dovuto a una, o più, serie di CAUSE tra cui:

- 1) Impostazione parametri geometrici di ricerca superficie troppo stretti (intervalli, di ricerca, presenza ostacolo interno come zona di esclusione, ecc.);
- 2) Impostazione della lunghezza dei segmenti (segmenti troppo lunghi o troppo corti);
- 3) Possibili errori nel non rispetto delle convenzioni nella costruzione del modello del pendio.

\*\* ALCUNE POSSIBILI SOLUZIONI POSSONO ESSERE: '+#13#10+

- 1) Impostare parametri geometrici più ampi per la ricerca delle superfici e/o eliminare ...la presenza di ostacoli interni;
- 2) Impostare un a diversa lunghezza dei segmenti (più lunghi o più corti);
- 3) Cambiare motore di generazione superfici;
- 4) Controllare la geometria del modello del pendio e il rispetto delle convenzioni di SSAP;

Provare a fare i cambiamenti suggeriti dopo aver cliccato su OPZIONI e/o PARAMETRI..  
Per ulteriori dettagli vedasi il manuale di riferimento di SSAP2010.

**Al momento della Verifica Globale durante la verifica delle superfici**

-- ATTENZIONE --

PROBLEMI di SCARSA CONVERGENZA NEL CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA  $F_s$

\*\* Ciò può essere dovuto a una, o più, serie di CAUSE tra cui:

- 1) Un parametro di tolleranza  $RHO > 1.0$  troppo ristretto nel caso di strati con caratteristiche geotecniche molto scadenti;
- 2) Tolleranza a stress normali negativi troppo bassa (vale per superficie poco profonde e sature);
- 3) Un ECCESSO di FORZA STABILIZZANTE indotta da palificate, tiranti, geogriglie (piuttosto frequente);
- 4) Possibili errori nel non rispetto delle convenzioni nella costruzione del modello del pendio.
- 5) Attivazione o disattivazione effetto tension crack in testa non idoneo per il tipo di modello del pendio;

\*\* ALCUNE POSSIBILI SOLUZIONI POSSONO ESSERE:

- 1) Impostare una maggiore tolleranza % per il parametro  $RHO > 1.0$  (si può arrivare fino al 100%);
- 2) Impostare una maggiore tolleranza % per stress normali negativi (si può arrivare fino al 50%);
- 3) Ridurre la tensione di tiranti e resistenza delle geogriglie;
- 4) Applicare un fattore riduttivo  $> 2$  alla forza stabilizzante delle palificate;
- 5) Provare a attivare (o disattivare) effetto Tension cracks in testa al pendio;
- 6) Controllare la geometria del modello del pendio e il rispetto delle convenzioni di SSAP;

Provare a fare i cambiamenti suggeriti dopo aver cliccato su OPZIONI e/o PARAMETRI..  
Per ulteriori dettagli vedasi il manuale di riferimento di SSAP2010.

**B2.3-ANOMALIE POST VERIFICA.****Dopo la verifica globale**

N. 10 anomalie incontrate.  
Premere OK per aprire il file ANOMALY.LOG nella directory contenente il modello del pendio , per visualizzare tutti i dettagli..

**Dopo la verifica globale**

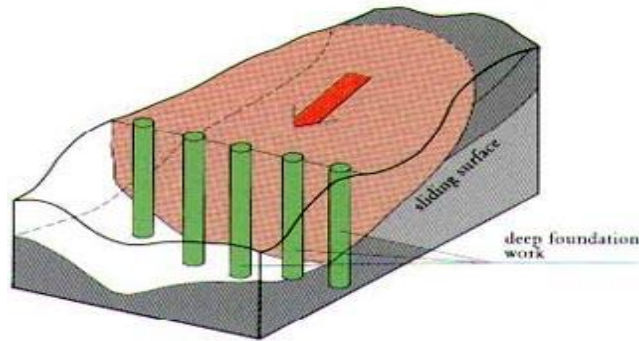
SSAP 4.8.4 (2017) -----  
ANOMALIE DI CALCOLO RISCONTRATE DURANTE LA VERIFICA:  
Attenzione questa lista di anomalie si riferisce a superfici che non sono state utilizzate per calcolare FS durante la verifica di stabilità'. La presenza di queste anomalie non ha permesso di completare il calcolo di  $F_s$  per le superfici dove si è verificata la anomalia.  
Queste informazioni vengono riportate perché le anomalie il più delle volte sono prodotte da errori localizzati nella geometria delle superfici che definiscono il modello del pendio. Eliminando queste anomalie è possibile migliorare la attendibilità generale della verifica di stabilità complessiva.  
-----

N.B: 1) Il numero di anomalie indicate è' pari al numero di superfici effettive per le quali il valore di  $F_s$  non è' stato calcolato.  
2) Un numero di anomalie ridotto è' comunque spesso associato al processo di smussatura delle superfici (con opzione smussatura superfici attivata) se la smussatura delle superfici risultava attivata... non deve preoccupare  
-----



## APPENDICE C -VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOMECCANICI DI UNA LENTE-STRATO PALIFICATA INSERITA IN UN PENDIO

By Lorenzo Borselli (revisione 2.0 –dicembre 2017)



**AVVERTENZA!!** Il contenuto di questo documento si riferisce ad un uso esclusivo nell'ambito del codice SSAP e non costituisce in alcun modo un supporto tecnico certificato ma solo una opinione personale dell'autore e un suggerimento per operare nell'ambito del programma SSAP. L'autore non si assume alcuna responsabilità derivante dall'uso delle indicazioni contenute in questo documento.

### C.1 Determinazione dei parametri geomeccanici equivalenti di una lente-strato palificata

Quando una palificata è inserita in un pendio costituisce un elemento di disomogeneità rispetto alle antecedenti proprietà fisico meccaniche, data la differenza, talvolta molto rilevante, di quelle costituenti la palificata rispetto a quelle del terreno/roccia originale. È quindi auspicabile che la palificata (che ha una massa propria e che occupa un volume, sostituendosi in parte al terreno originale) sia inserita come una lente-strato con propri valori di resistenza al taglio, o di peso unitario.

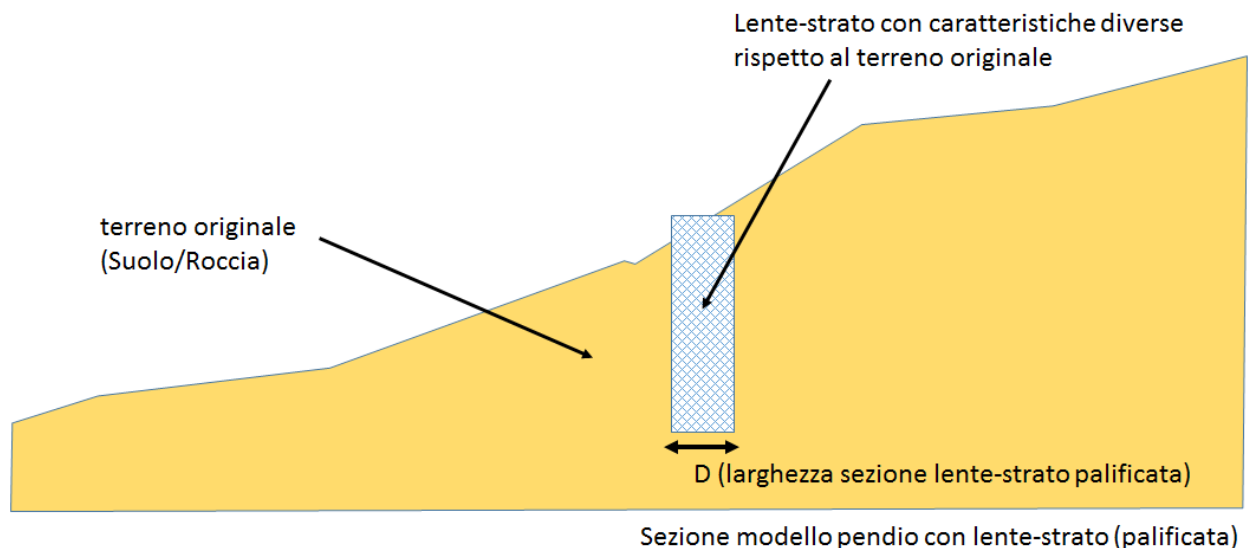


Fig. C.1

In figura C1 è presentata una sezione 2D di pendio con l'inserimento di una lente-strato nella posizione di una palificata in sezione. La nuova lente strato avrà caratteristiche geomeccaniche diverse dal terreno originale. La determinazione corretta dei parametri geomeccanici della

nuova lente-strato dipende dalle caratteristiche geometriche di base della palificata e dai rispettivi valori geomeccanici del materiale costituente il palo e del terreno originale.

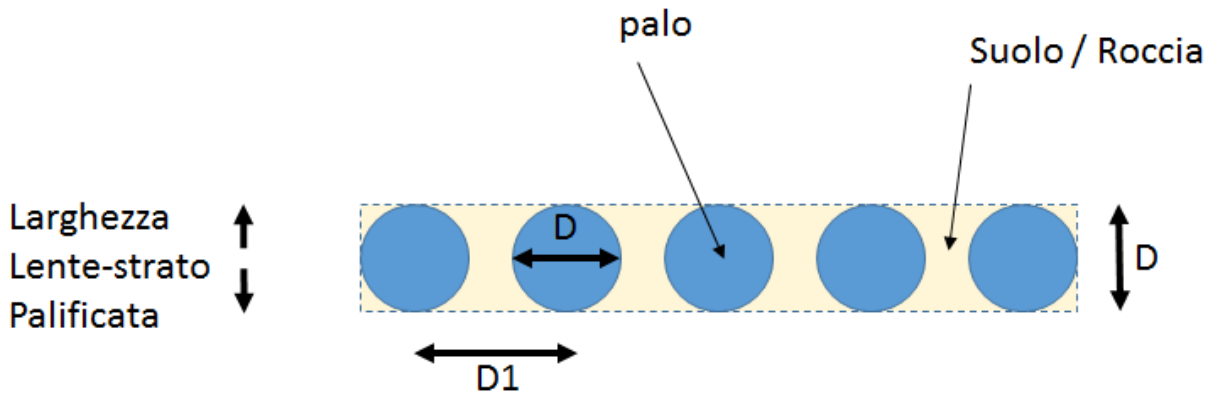


Fig. C.2

La figura C.2 presenta una sezione orizzontale della palificata immersa in un terreno preesistente. Abbiamo che  $D_1$  = interasse minimo tra i pali (m) e  $D$  = diametro dei pali (m).  $D$  è anche equivalente alla larghezza della nuova lente strato della figura C.1.

Se  $\Omega_{pal}$  è il nuovo parametro geomeccanico generico da utilizzare per la palificata, esso è

calcolabile come media ponderata dei rispettivi parametri geomeccanici assegnati al palo  $\Omega_p$

e del suolo/roccia originale  $\Omega_s$ . Ovvero:

$$\Omega_{pal} = \varepsilon \Omega_p + (1 - \varepsilon) \Omega_s \quad C.1$$

Dove  $\varepsilon$  è la frazione di volume occupata dai pali entro la lente-strato.  $\varepsilon$  è un coefficiente adimensionale che può essere calcolato con la seguente espressione e dipende dalla geometria della palificata:

$$\varepsilon = \frac{\pi D}{4D_1} \quad C.2$$

dove

$D_1$  = interasse tra i pali (m)

$D$  = diametro dei pali (m)

$\varepsilon$  assume sempre un valore variabile tra 0 (pali infinitamente distanti) e 0.7854 ( $D=D_1$  pali a contatto).

Esiste il caso di palificate disposte in file parallele e a contatto, ma sfalsate (come in figura C.3). In questo caso a scopo cautelativo si consiglia di calcolare  $\varepsilon$  con la formula C.2 per la singola palificata e assumere, successivamente, una larghezza in sezione della nuova lente strato superiore a quella  $D$  della palificata singola (vedasi fig. C.3).

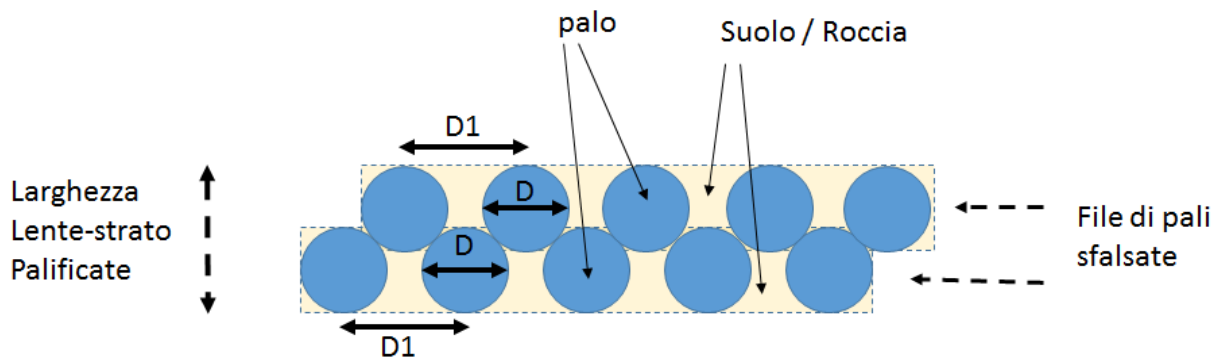


Fig. C.3

### C.1.1 Esempi di applicazione

Consideriamo il caso di una palificata con i seguenti parametri:

$$D=0.60 \text{ (m)}$$

$$D1= 1.8 \text{ (m)}$$

Determiniamo il valore di resistenza al taglio non drenata equivalente ( $Cu$ ) da applicare alla palificata inserita come lente entro il pendio secondo le convenzioni del programma SSAP considerando che:

$$Cu_s = 25 \text{ (kPa)} \text{ (Resistenza al taglio non drenata del suolo originale)}$$

$$Cu_p = 1000 \text{ (kPa)} \text{ (Resistenza al taglio assunta per il calcestruzzo armato del palo)}$$

Quindi utilizzando la equazione C.2 avremo che  $\mathcal{E} = 0.26$ . Successivamente, utilizzando la equazione C.1, avremo per la lente palificata equivalente:

$$Cu_{pal} = 278.5 \text{ (kPa)}.$$

Determiniamo il valore del peso unitario equivalente da applicare alla palificata inserita come lente entro il pendio secondo le convenzioni del programma SSAP considerando che:

$$\gamma_s = 19 \text{ (kN/m}^3\text{)} \text{ (peso unitario o di volume del suolo originale)}$$

$$\gamma_p = 25 \text{ (kN/m}^3\text{)} \text{ (peso unitario o di volume del calcestruzzo del palo)}$$

Utilizzando la equazione C.1, avremo per la lente palificata equivalente:

$$\gamma_{pal} = 20.56 \text{ (kN/m}^3\text{)}.$$

**Nota Importante:** La modifica dell'interasse o del diametro dei pali modificherà i valori corrispondenti di  $\mathcal{E}$  e quindi è necessario ricalcolare opportunamente i valori dei nuovi parametri geomeccanici equivalenti della lente-strato palificata. È importante considerare il caso di palificate che attraversano più di uno strato. Un approccio rigoroso consiglia di considerare diverse lenti-strato palificate in corrispondenza di ogni strato del pendio

attraversato. Nell'esempio in figura C.4 è riportato un pendio con una palificata che attraversa due strati. La porzione della palificata è attraversata da due lenti strato che avranno caratteristiche diverse in virtù della differenza di parametri geomeccanici esistenti tra gli strati 1 e 2.

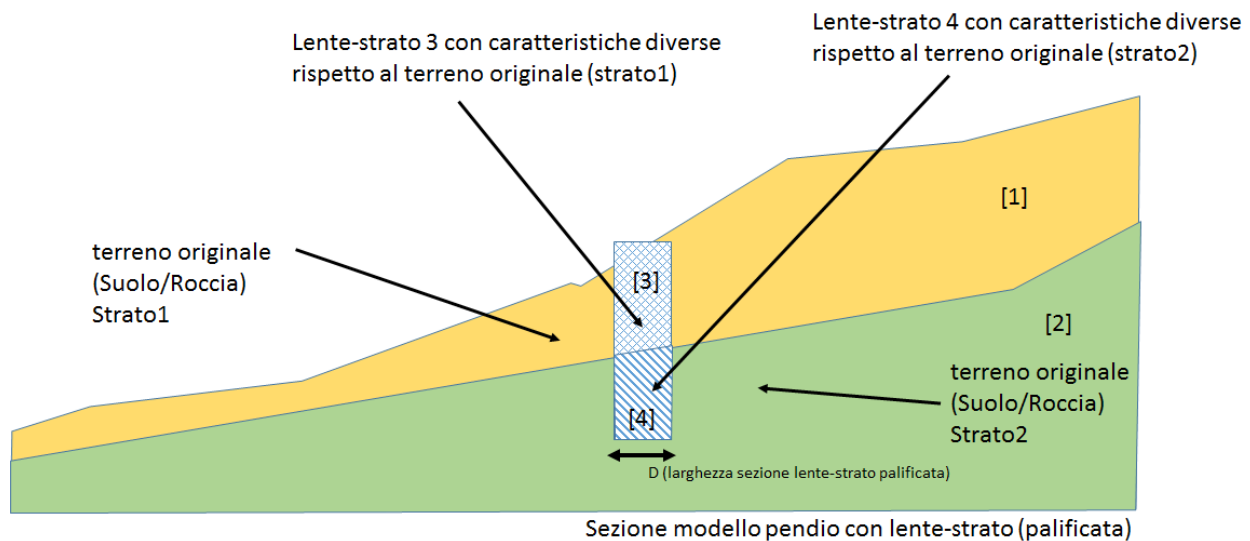


Fig. C.4

### C.2 Parametri di resistenza al taglio (Mohr-Coulomb) per il conglomerato cementizio.

Nella precedente trattazione risultava necessario assumere dei valori per i parametri di resistenza al taglio da associare alla struttura del palo. Normalmente questa struttura è costituita da conglomerato cementizio e una armatura. In molti casi però i parametri di resistenza al taglio assunti per queste strutture sono associati alle proprietà della sola massa di conglomerato cementizio, dopo 28 giorni, in buone condizioni senza fratture e giunti.

Nella tabella C.1 sono indicati i valori di coesione ( $c'$ ) e angolo di frizione interna ( $\phi'$ ), in termini di resistenza al taglio, per **condizioni drenate**, di due tipologie standard di conglomerato cementizio caratterizzati da due diversi valori di resistenza nominale alla compressione uniassiale.

Tabella C.1

Fonte	Tipo di calcestruzzo	Resistenza nominale alla compressione e uniassiale (MPa)	Angolo frizione interna $\phi'$ (°)	Coesione $C'$ (kPa)	Resistenza a trazione (kPa)
EHE-98	HM-15	15	35	365	1216
	HM-25	25	35	513	1710
EC-2	HM-15	15	9	387	1216
	HM-25	25	9	500	1710
Ardiaca,(2009)	HM-15	15	35	365	450
	HM-25	25	35	513	750

Una possibilità alternativa è una parametrizzazione semplificata dove una resistenza al taglio in **condizioni non drenate** ( $C_u$  equivalente) è ottenuta applicando un fattore riduttivo,

compreso tra 0.25 e 0.5, al valore della resistenza a trazione del calcestruzzo (cfr. valori tabella C.1). In questo modo utilizzando i valori di resistenza a trazione medi proposti da EC-2 e un coefficiente correttivo di 0.3 possiamo ottenere valori di **Cu** (equivalenti) compresi tra 350 e 500 (kPa), Questa possibilità alternativa è chiaramente più cautelativa della precedente (per equivalenti condizioni drenate dato che non considera l'effetto di frizione interna.

È necessario poi ricordare che in presenza di strutture con danneggiamenti preesistenti (fessurazione), invecchiamento e effetti di fluidi aggressivi, i valori indicati nella tabella C.1 dovrebbero essere opportunamente ridotti.

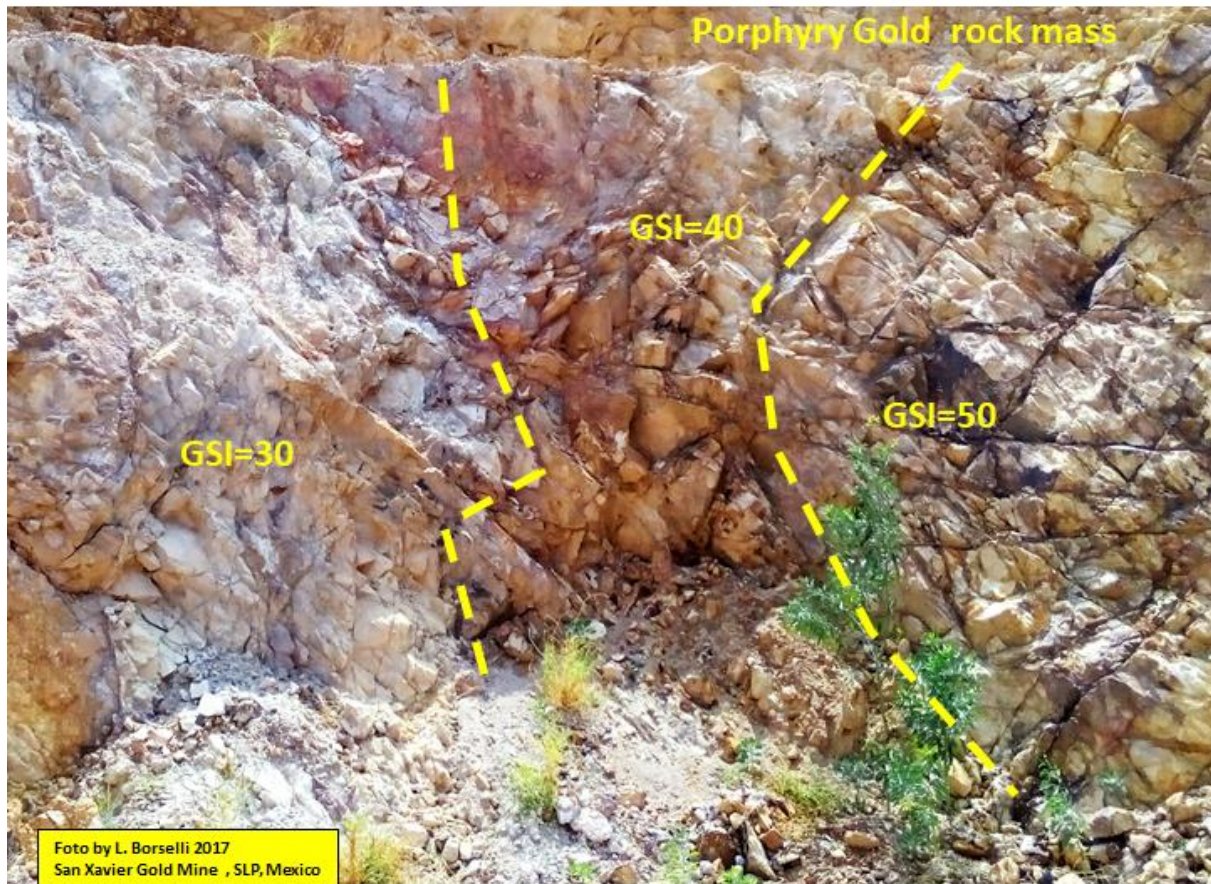
### **C3.Bibliografia**

- Ardiaca, D. H. (2009). Mohr-Coulomb parameters for modelling of concrete structures. Plaxis Bulletin, 25, 12-15. ( <https://www.plaxis.com/content/uploads/2017/12/Plaxis-Bulletin-25.pdf> )*
- European Committee for Standardization. (2004). "Eurocode 2—Design of Concrete Structures—Part 1: General Rules and Rules for Buildings," European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp*
- EHE-98, Comisión Permanente del Hormigón (1998). Instrucción del Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, Madrid*



## APPENDICE D - APPLICAZIONE DEL CRITERIO DI ROTTURA GSI, Hoek et al. (2002,2006) e Barton (JRC) NEL CODICE SSAP

By Lorenzo Borselli (Revisione 3.2, 2023)



### D.1 INTRODUZIONE

Nella versione 2.9 del codice SSAP è stato introdotto il criterio di rottura pubblicato da Hoek et al. (2002) per la caratterizzazione della resistenza al taglio degli ammassi rocciosi fratturati. Questo criterio di rottura estende quello tradizionalmente utilizzato per i terreni sciolti (Mohr-Coulomb) e permette di utilizzare il metodo di verifica della stabilità mediante l'equilibrio limite anche in presenza di ammassi rocciosi fratturati, dove è necessario una metodologia che permetta di definire la resistenza al taglio dell'ammasso in termini dei parametri  $\phi'$  e  $C'$ . La metodologia di Hoek che si è evoluta in oltre 25 anni di studi di meccanica e ingegneria delle rocce (Hoek & Bray, 1997; Marinos & Hoek, 2001, Hoek et al.; 2002) permette attraverso una caratterizzazione delle qualità meccaniche e strutturali dell'ammasso un percorso non ambiguo che porta alla valutazione dei parametri necessari per effettuare una verifica di stabilità dei pendii.

Il campo di applicazione della metodologia è limitato ai pendii in roccia dove non sono presenti instabilità e distacchi di natura strutturale (fig. D.1): (cunei o poliedri di roccia, toppling /ribaltamenti, e caduta di massi). Tuttavia il metodo presenta una capacità di generalizzazione molto ampia, potendo spaziare dagli ammassi rocciosi in rocce consistenti, alle rocce deboli fino alle rocce tenere e agli ammassi in formazioni in facies di flysch (Marinos & Hoek; 2001, Marinos, 2017).

Uno dei principi base della meccanica delle rocce è che la resistenza meccanica di un ammasso roccioso nel suo insieme è generalmente più bassa rispetto a quello degli elementi di roccia intatta che lo compongono.

La resistenza meccanica complessiva è infatti funzione della resistenza meccanica degli elementi di roccia intatta e di una serie di caratteristiche dell'ammasso: presenza e distribuzione di fessure e giunti; effetti di disturbo esterni quali scavi, trivellazione e uso di esplosivi; variabilità delle caratteristiche dell'ammasso alla scala dell'affioramento, indotta da discontinuità litologiche e strutturali: bande di alterazione e fasce milonitiche/cataclastiche, sistemi di faglie, alternanze con litologie diverse in formazioni in facies di flysch.

In figura D.2, tratta da Sonmez et al. (1998), è rappresentato il concetto di scala, necessario per la definizione della applicabilità dei parametri di resistenza meccanica derivati dal metodo di Hoek.




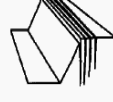

STRUCTURE	TYPICAL PROBLEMS	CRITICAL PARAMETERS	ANALYSIS METHODS	ACCEPTABILITY CRITERIA
 Landslides.	Complex failure along a circular or near circular failure surface involving sliding on faults and other structural features as well as failure of intact materials.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Presence of regional faults.</li> <li>• Shear strength of materials along failure surface.</li> <li>• Groundwater distribution in slope, particularly in response to rainfall or to submergence of slope toe.</li> <li>• Potential earthquake loading.</li> </ul>	Limit equilibrium methods which allow for non-circular failure surfaces can be used to estimate changes in factor of safety as a result of drainage or slope profile changes. Numerical methods such as finite element or discrete element analysis can be used to investigate failure mechanisms and history of slope displacement.	Absolute value of factor of safety has little meaning but rate of change of factor of safety can be used to judge effectiveness of remedial measures. Long term monitoring of surface and subsurface displacements in slope is the only practical means of evaluating slope behaviour and effectiveness of remedial action.
 Soil or heavily jointed rock slopes.	Circular failure along a spoon-shaped surface through soil or heavily jointed rock masses.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Height and angle of slope face.</li> <li>• Shear strength of materials along failure surface.</li> <li>• Groundwater distribution in slope.</li> <li>• Potential surcharge or earthquake loading.</li> </ul>	Two-dimensional limit equilibrium methods which include automatic searching for the critical failure surface are used for parametric studies of factor of safety. Probability analyses, three-dimensional limit equilibrium analyses or numerical stress analyses are occasionally used to investigate unusual slope problems.	Factor of safety > 1.3 for "temporary" slopes with minimal risk of damage. Factor of safety > 1.5 for "permanent" slopes with significant risk of damage. Where displacements are critical, numerical analyses of slope deformation may be required and higher factors of safety will generally apply in these cases.
 Jointed rock slopes.	Planar or wedge sliding on one structural feature or along the line of intersection of two structural features.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Slope height, angle and orientation.</li> <li>• Dip and strike of structural features.</li> <li>• Groundwater distribution in slope.</li> <li>• Potential earthquake loading.</li> <li>• Sequence of excavation and support installation.</li> </ul>	Limit equilibrium analyses which determine three-dimensional sliding modes are used for parametric studies on factor of safety. Failure probability analyses, based upon distribution of structural orientations and shear strengths, are useful for some applications.	Factor of safety > 1.3 for "temporary" slopes with minimal risk of damage. Factor of safety > 1.5 for "permanent" slopes with significant risk of damage. Probability of failure of 10 to 15% may be acceptable for open pit mine slopes where cost of clean up is less than cost of stabilization.
 Vertically jointed rock slopes.	Toppling of columns separated from the rock mass by steeply dipping structural features which are parallel or nearly parallel to the slope face.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Slope height, angle and orientation.</li> <li>• Dip and strike of structural features.</li> <li>• Groundwater distribution in slope.</li> <li>• Potential earthquake loading.</li> </ul>	Crude limit equilibrium analyses of simplified block models are useful for estimating potential for toppling and sliding. Discrete element models of simplified slope geometry can be used for exploring toppling failure mechanisms.	No generally acceptable criterion for toppling failure is available although potential for toppling is usually obvious. Monitoring of slope displacements is the only practical means of determining slope behaviour and effectiveness of remedial measures.
 Loose boulders on rock slopes.	Sliding, rolling, falling and bouncing of loose rocks and boulders on the slope.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Geometry of slope.</li> <li>• Presence of loose boulders.</li> <li>• Coefficients of restitution of materials forming slope.</li> <li>• Presence of structures to arrest falling and bouncing rocks.</li> </ul>	Calculation of trajectories of falling or bouncing rocks based upon velocity changes at each impact is generally adequate. Monte Carlo analyses of many trajectories based upon variation of slope geometry and surface properties give useful information on distribution of fallen rocks.	Location of fallen rock or distribution of a large number of fallen rocks will give an indication of the magnitude of the potential rockfall problem and of the effectiveness of remedial measures such as draped mesh, catch fences and ditches at the toe of the slope.

Fig. D1

Riferendoci alla figura D.2, si osserva come nei casi 2 e 3 siano possibili essenzialmente solo distacchi e superfici di scivolamento con una dominante strutturale. Nei casi 4 e 5 si passa progressivamente a potenziali superfici di instabilità per scivolamento rotazionale di forma circolare o più in generale sub-circolare. Infatti prendendo in esame una dimensione di ammasso maggiore le singole discontinuità diventano progressivamente meno importanti per la stabilità locale e diventano prevalenti la loro distribuzione e densità nell'indebolire le caratteristiche meccaniche generali. In questo caso eventuali superfici di scivolamento potranno realizzarsi parzialmente, e localmente, anche in modo parallelo a discontinuità presenti ma in generale tagliando eventuali ponti di roccia.

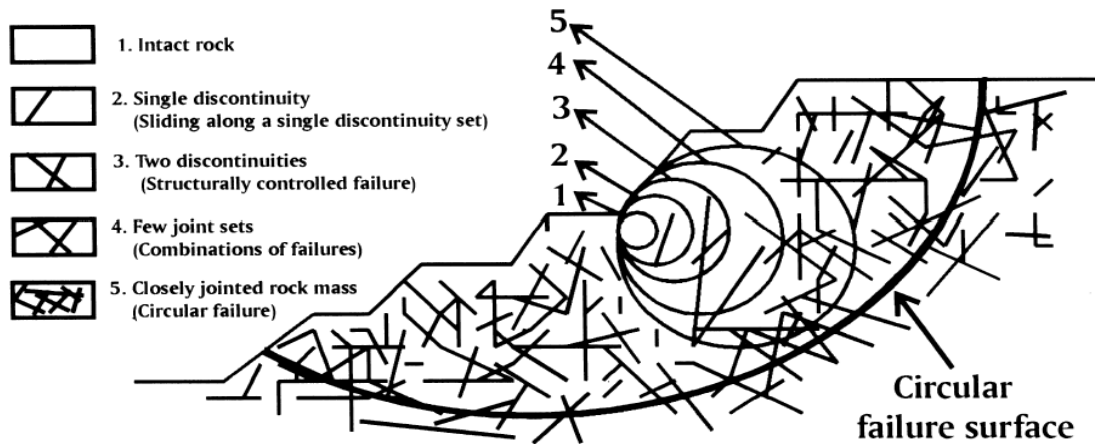


Fig. D2

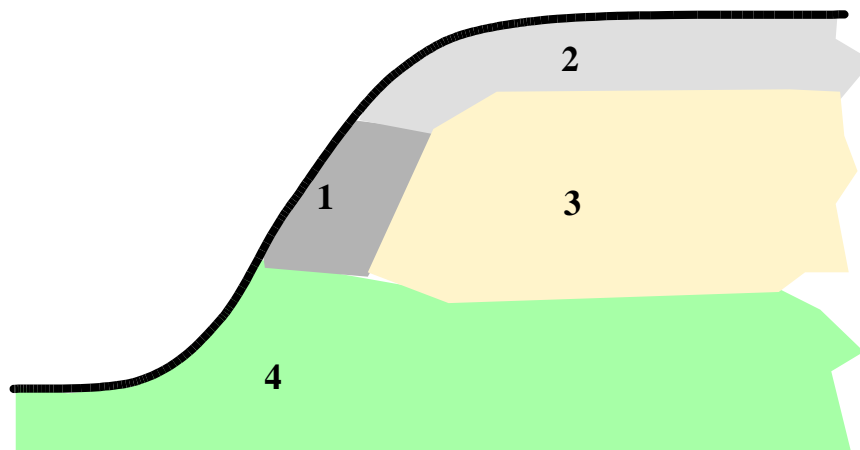


Fig. D.3

Con la caratterizzazione di un ammasso mediante il metodo di Hoek è implicito assumere che tale ammasso venga considerato un mezzo omogeneo e isotropo. Nella realtà in un ammasso, anche se è omogeneo dal punto di vista della litologia, possono esistere zone con caratteristiche di alterazione o caratterizzazione delle discontinuità diverse. In questo caso il metodo va applicato dopo aver suddiviso l'ammasso stesso in unità strutturali e meccaniche diverse che vengono poi, al loro interno assunte omogenee (Fig. D.3)

Una delle caratteristiche del criterio di rottura di Hoek è che esso definisce per l'ammasso nel suo insieme un involucro di rottura curvo all'interno del diagramma degli sforzi normali e tangenziali (fig. D.4).

In tal modo la definizione dei parametri  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti per l'ammasso passa attraverso la valutazione locale dello stato tensionale e successivamente definisce i parametri  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti attraverso la retta tangente l'involucro nel punto considerato.

In figura D.4 sono rappresentati i diversi livelli tensionali, entro un pendio in roccia, e la loro relativa localizzazione. La conseguenza più importante di questo modello è che all'interno del pendio avremo diversi valori di  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti al variare della posizione e profondità.

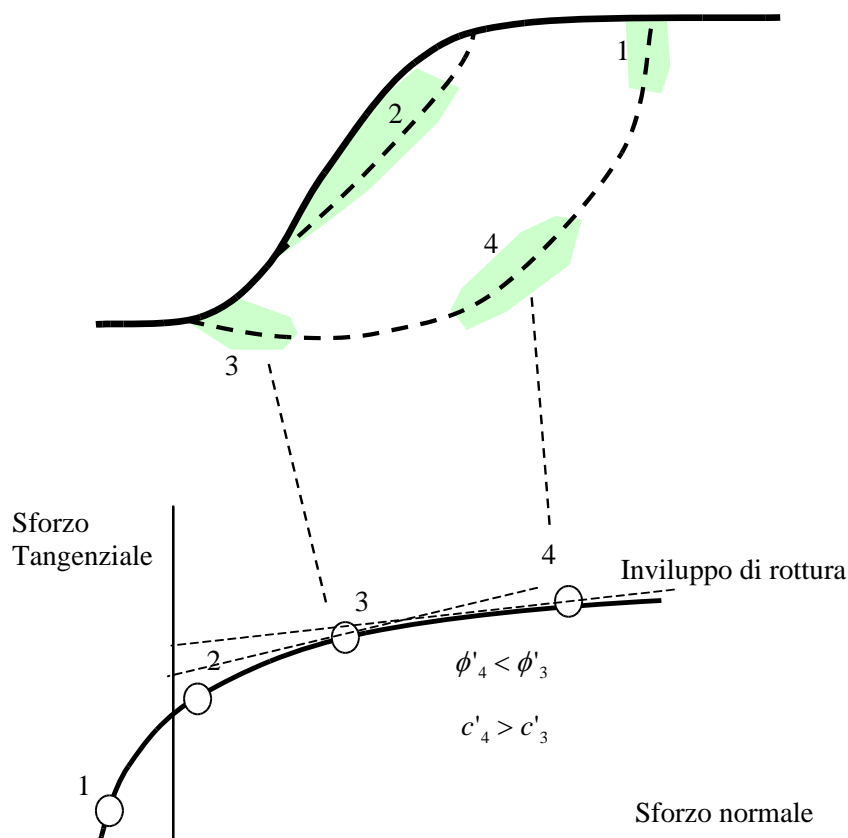


In generale avremo alti valori di  $\phi'$  e bassi  $c'$  equivalenti, per bassi livelli tensionali, mentre avremo bassi valori di  $\phi'$  e alti  $c'$ , per alti livelli di tensione normale. Questo aspetto risulta di fondamentale importanza nelle applicazioni per la stabilità dei pendii.

## D.2 DESCRIZIONE DEL CRITERIO DI ROTTURA PER LA DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI $\phi'$ E $c'$ EQUIVALENTI

Per l'applicazione del criterio di rottura di Hoek et al (2002), anche detto "sistema/metodo GSI", è necessario determinare o stimare per l'ammasso quattro parametri di base:

- 1) La resistenza a compressione uniassiale  $\sigma_{ci}$  (Mpa) degli elementi di roccia intatta, valutata solitamente mediante prove Point Load o assimilate.
- 2) L'indice geologico di resistenza **GSI** (adimensionale) che sintetizza le caratteristiche strutturali essenziali dell'ammasso.
- 3) La costante litologica  $m_i$  (adimensionale) che dipende dalla litologia dell'ammasso e stimabile da apposite tabelle o da misure di laboratorio.
- 4) Il fattore di disturbo **D** (adimensionale) che variando da 0 a 1 rappresenta il grado di disturbo indotto da operazioni di scavo meccanico o esplosivi.



**Fig. D.4**

Tutti questi parametri possono essere stimati con l'ausilio di grafici o tabelle, oltre che misurati direttamente come la resistenza alla compressione uniassiale. In questo caso un importante ausilio può essere trovato nella seguente pagina WEB:

<http://www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html>

Questo software Online sostituisce quasi completamente il software ROCKLAB 1.0 ([www.rockscience.com](http://www.rockscience.com)) che non è più possibile scaricare gratuitamente da internet dato che è stato sostituito da una versione a pagamento (ROCKDATA).

Il software **ORMAS 1.0**, invece **totalmente freeware**, è un importante strumento per la stima dei parametri del metodo partendo da informazioni di campagna e di laboratorio.

Noti i quattro parametri indicati precedentemente si calcolano le seguenti costanti ausiliarie:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (D.1)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (D.2)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (D.3)$$

Successivamente si determinano i parametri  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti con le seguenti espressioni:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (D.4)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[ (1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left( 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a)(2+a))}} \quad (D.5)$$

Dove:

$$\sigma_{3n}' = \sigma_{3\max}' / \sigma_{ci} \quad (D.6)$$

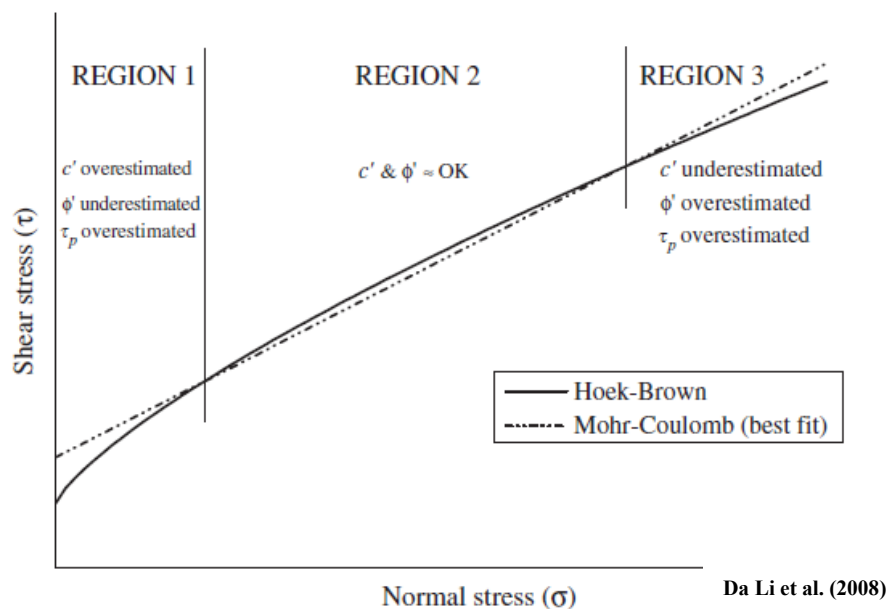
$$\frac{\sigma_{3\max}'}{\sigma_{cm}'} = 0.72 \left( \frac{\sigma_{cm}'}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (D.7)$$

$$\sigma_{cm}' = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (D.8)$$

Il parametro  $\sigma'_{cm}$  rappresenta la resistenza alla compressione uniassiale equivalente alla scala dell'ammasso (più bassa quindi di quella degli elementi di roccia intatta).

Da notare che nella eq. D.7 compare nel secondo membro il fattore  $\gamma^H$  rappresenta la stima pressione litostatica verticale, che si assume per determinare i parametri  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti locali. Si noti che i termini che hanno una dimensione di una pressione sono espressi in tutte le formule in MPa; è quindi necessario operare le necessarie conversioni se richiesto anche nei valori in output come  $c'$ .

**Va detto comunque che i parametri  $\phi'$  e  $c'$  ottenuti con le eq. D.4 e D.5 sono stime piuttosto imprecise della variazione continua che abbiamo lungo l'involuppo di rottura non-lineare del criterio dei Hoek et al (2002).** Infatti una applicazione delle stesse in maniera generalizzata a causa della linearizzazione che viene effettuata può portare localmente a una sovrastima o una sottostima dei vari parametri legati alla corretta valutazione della resistenza la taglio locale (vedasi fig. D.5).



**Fig. D.5**

Le equazioni D.4 e D.5 e la procedura classica di Hoek et al. (2002) venivano usate fino alla versione 4.9.2 di SSAP. Tuttavia i valori di  $\phi'$  e  $c'$  variabili in funzione delle condizioni di stress locale  $\sigma_1(\sigma_3)$  o  $\tau(\sigma_n)$  sono parametri di estrema importanza nel caso di verifiche di stabilità dei pendii nel caso sia di applicazione dei metodi LEM sia dei metodi FEM. La stima corretta dei valori  $\phi'$  e  $c'$ , che sono variabili lungo una qualunque superficie di scivolamento, qualora si usi come criterio di rottura il criterio di Hoek et al. (2002), rappresenta una difficoltà estrema e questa non può essere lasciata a metodi eccessivamente empirici e approssimati (Brown, 2008) come quello presentato nel lavoro originale di Hoek et al. (2002). Per questa ragione dato che per i casi con  $GSI < 100$  e  $a > 0.5$ , non esiste una rappresentazione analitica esatta (Carranza-Torres, 2004) per ottenere i valori delle funzioni  $\tau(\sigma_n)$ ,  $c'(\sigma_n)$ ,  $\phi'(\sigma_n)$ , diversi autori hanno sviluppato tecniche numeriche e semi-analitiche che consentono di

ottenere in modo molto efficiente i valori  $\phi'$  e  $c'$  necessari al processo di calcolo della verifica di stabilità rigorosa, attraverso la determinazione puntuale dei valori delle funzioni  $\tau(\sigma_n)$ ,  $c'(\sigma_n)$ ,  $\phi'(\sigma_n)$ , lungo l'involucro di rottura curvo come in figura D.6.

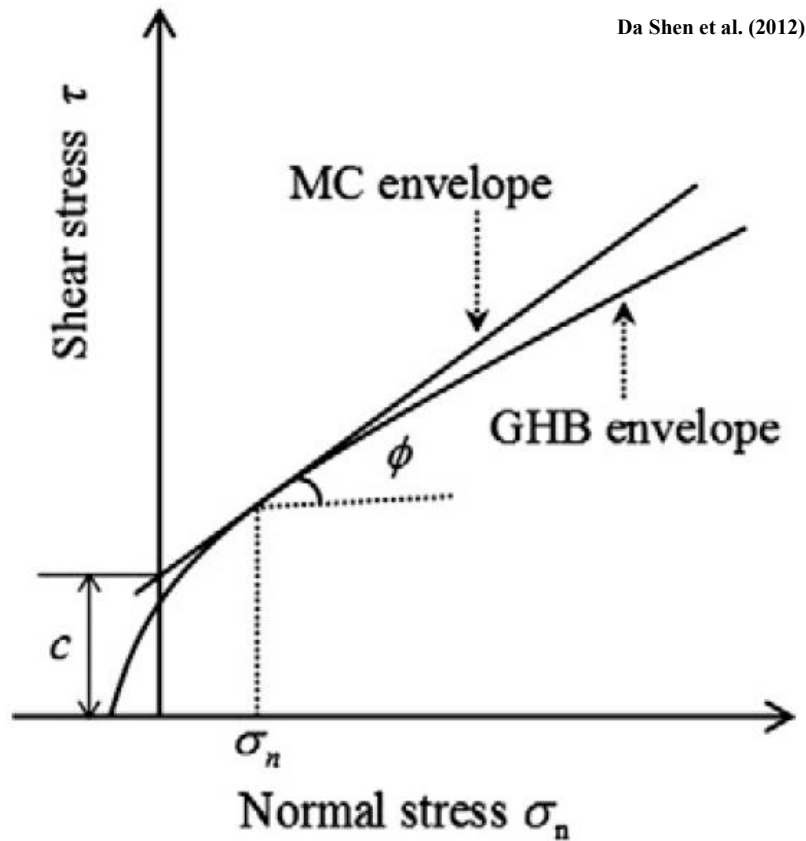


Fig. D.6

Dalla versione 4.9.4 di SSAP sono stati implementati vari metodi indicati nella tabella D.1 che garantiscono il calcolo dei valori locali di  $\phi'$  e  $c'$  ottenuti mediante una stima sull'involucro di rottura non lineare  $\tau = f(\sigma)$  del criterio di rottura di Hoek et al. (2002) generalizzato (Carranza-Torres, 2004). I tre metodi presentano una differenza tra loro inferiore al 0.5 %, ma tutti possono operare in un campo completo di valori  $0 < \text{GSI} < 100$ ,  $0 < D < 1.0$ , e  $a \geq 0.5$ . Il metodo (1) calcola in maniera esatta i valori  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti e istantanei che sono gli stessi ottenuti nel software Roclab (Rocscience). Bisogna osservare anche che il metodo (1) ha bisogno di un tempo di calcolo leggermente superiore al metodo (2). Il metodo (3) invece è il più rapido e la differenza con gli altri due è comunque inferiore al 0.5%. Nella pratica i tre metodi proposti danno risultati praticamente equivalenti anche se il metodo 1 è considerato storicamente quello di riferimento anche per il suo uso nel software proprietari della società ROSCIENCE (roclab, rocdata, slide phase2 etc.)

Una tabella con i diagrammi completi delle funzioni  $\tau(\sigma_n)$ ,  $c'(\sigma_n)$ ,  $\phi'(\sigma_n)$  associate a specifici valori di GSI,  $m_i$ ,  $\sigma_{ci}$  e D, fornite come input per gli strati ai quali viene assegnato il criterio di rottura di Hoek, vengono prodotti alla fine di ogni report di verifica.

Tabella D.1

N. Metodo	Nome	Tipo di metodo	Rif. bibliografico
1	Carranza-Torres	Numerico	Carranza-Torres(2004)
2	Lei et al.	Numerico	Lei et al.(2016)
3	Lee & Petruszczak	Semi-analitico	Lee & Petruszczak (2017)

### D.2.1 Stima del parametro $m_i$

La stima della costante litologica  $m_i$  può essere fatta mediante la figura D.7 e implementata nel software ORMAS 1.0 o ROCLAB, già citati che è presente nelle linee guida di Hoek et al (2002). Va detto che i valori  $m_i$ , che influenzano la curvatura dell'involuppo di rottura e resistenza al taglio dell'ammasso roccioso, influenzati dalla naura litologica e petrografica della roccia. In particolare le rocce con stuttura maggiormente cristallina hanno valori piu elevati (>25) mentre rocce con struttura sedimentaria e clastica valori inferiori (<15). Hoek e Brown (1980)] hanno suggerito che il valore di  $m_i$  dovrebbe essere determinato da numerosi test triassiali in campioni di rccia intatta, applicando diverse pressioni di confinamento  $\sigma_3$  comprese tra zero e 0.5UCS. Tuttavia queste prove sono realmente onerose e di difficile esecuzione. Per questo motivo molti tecnici si limitano a una valutazione per mezzo di tabelle di riferimento come quella in fig. D.7. Comunque esistono delle relazioni di stima di  $m_i$  abbastanza affidabili che si basano che  $m_i$  può essere calcolata utilizzando la seguente relazione, associata ai dati relativi alla resistenza alla compressione l'uniassiale  $\sigma_c$  e alla resistenza alla trazione  $\sigma_t$  della roccia intatta (Hoek & Brown, 1997; Cai, 2010; Davarpanahet al. 2022):

$$m_i = 1.235 \frac{\sigma_c}{|\sigma_t|} - 8.642 \quad \text{D.9}$$

Una rivalutazione di tutti i dati sperimentali disponibili in letteratura ance successivamente a quelli di Hoek & Brown (1997) hanno poi permesso a Davarpanahet al. (2022) di fornire una serie di correlazioni (vedasi tabella D.2) ottenute su una base sperimentale piu ampia della eq. D.9 e con un elevatissimo indice di correlazione che possono essere utilizzate per fini pratici boti i valori misurati di compressione l'uniassiale  $\sigma_c$  e alla resistenza alla trazione  $\sigma_t$  della roccia intatta.

Tabella D.2

Tipo di roccia	Equazione
Ignea	$m_i = \frac{\sigma_c}{ \sigma_t } - 0.179$
Sedimentaria	$m_i = \frac{\sigma_c}{ \sigma_t } - 0.188$
Metamorfica	$m_i = \frac{\sigma_c}{ \sigma_t } - 0.379$
Tutti i tipi	$m_i = \frac{\sigma_c}{ \sigma_t } - 0.21$

Le misure di resistenza alla compressione uniassiale  $\sigma_c$  possono essere eseguite con prove di laboratorio specifiche su campioni di roccia intatta così come le prove di resistenza alla trazione  $\sigma_t$ , Perras & Diederichs (2014).

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerate <sup>a</sup> (22 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstone (17 ± 4)	Siltstone (7 ± 2) Greywacke (18 ± 3)	Claystone (4 ± 2) Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
		Non-clastic	Organic	Chalks (7 ± 2)		
		Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestone (10 ± 2)	Micritic Limestone (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum (8 ± 2)	Anhydrite (12 ± 2)	
Metamorphic	Non-foliated		Marble (9 ± 3)	Homfels (19 ± 4) Metasandstone (26 ± 6)	Quartzites (20 ± 3)	
		Slightly foliated	Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites (26 ± 6)		
	Foliated <sup>b</sup>	Gneiss (28 ± 5)	Schists (12 ± 3)	Phyllites (7 ± 3)	Slates (7 ± 4)	
Igneous	Plutonic	Light	Granite (32 ± 2) Granodiorite (29 ± 3)	Diorite (25 ± 5)		
		Dark	Gabbro (27 ± 3) Norite (20 ± 5)	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite (25 ± 5)	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic		Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)

<sup>a</sup>Conglomerates and breccias may present a wide range of  $m_i$  values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation so that they may range from values similar to sandstone to values used for fine-grained sediments

<sup>b</sup>These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of  $m_i$  will be significantly different if the failure occurs along a weakness plane

Fig. D.7 (da Cai 2010)

### D.2.2 Stima del parametro GSI

Il parametro GSI deve essere stimato tramite i seguenti diagrammi che rappresentano la più recente evoluzione del metodo di Hoek. Le figure D.8 e D.9 tratte dal software ORMAS e RockLab, già citati, permettono una stima rapida.

La figura D.9 si applica alle formazioni in facies di flysch, ed una delle più importanti componenti del metodo.

Il metodo di classificazione GSI ha una difficoltà intrinseca, ovvero la incertezza associata alla determinazione del valore di GSI usando i diagrammi di Hoek et al. (2002) presentati in figura D.8 e D.9. Diversi autori hanno tentato successivamente di estendere la metodologia e presentare criteri meno soggettivi per la stima di GSI. Nella sezione D.6 verranno trattati i casi particolari per la valutazione del GSI in formazioni in facies di flysh e calcaree utilizzando le più recenti modifiche alla procedura, seguendo i lavori di Marinos (2010) e Marinos (2017)

Di seguito vengono comunque proposti **due metodi generali, e alternativi, per la stima di GSI**. Entrambi partono dalla stima del volume medio dei blocchi  $V_b(\text{cm}^3)$  e dal fattore **JC** che caratterizza le condizioni delle discontinuità dell'ammasso. I due metodi proposti sono fortemente consigliati perché permettono stime maggiormente attendibili e collegate a una quantificazione con parametri la cui misura è di fatto ripetibile. **Bisogna peraltro sottolineare**

che questo settore della meccanica delle rocce è in pieno sviluppo e quindi soggetto a continue ricerche che hanno la finalità di arrivare a un metodo di stima sempre più solido.

*D.2.2.1 Stima dei valori  $V_b$  e  $J_C$*

I valori del volume medio  $V_b$  dei blocchi e delle condizioni delle discontinuità presenti (parametro  $J_C$ ) sono necessari per la stima del parametro GSI dell'ammasso. Gli strumenti base di lavoro sono derivati dal **criterio di classificazione R<sub>Mi</sub>** di Palmstrom (1996) il cui criterio di stima prende spunto dal Metodo di classificazione Q Per gli ammassi rocciosi. Tuttavia il metodo R<sub>Mi</sub> non viene utilizzato integralmente in questa appendice. Del metodo R<sub>Mi</sub> vengono utilizzati solamente alcune parti come appunto quelle usate per la stima di  $V_b$  e  $J_C$  che sono funzionali alla successiva stima di GSI.


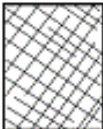




		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
<b>STRUCTURE</b>		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	<b>INTACT OR MASSIVE</b> - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	N/A	N/A
	<b>BLOCKY</b> - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60	50	40
	<b>VERY BLOCKY</b> - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	40	30
	<b>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY</b> - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	20
	<b>DISINTEGRATED</b> - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	10
	<b>LAMINATED/SHEARED</b> - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	10		

Fig. D.8








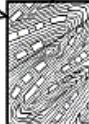
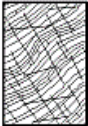

COMPOSITION AND STRUCTURE		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
	<b>A. Thick bedded, very blocky sandstone</b> The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.	70 60	A			
	<b>B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone</b>		B	C	D	E
	<b>C. Sandstone and siltstone in similar amounts</b>					
	<b>D. Siltstone or silty shale with sandstone layers</b>					
	<b>E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers</b>	50 40				
C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.						
	<b>F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure</b>			30		F
	<b>G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers</b>					
	<b>H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.</b>					H 10
→ : Means deformation after tectonic disturbance						

Fig. D.9

Secondo Palmstrom (1996) il volume medio dei blocchi  $V_b(\text{cm}^3)$  può essere ottenuto utilizzando una delle varie correlazioni reciproche presentate nella figura D.10. Tuttavia la funzione base per la stima di  $V_b$  è la seguente:

$$V_b = 10^6 \beta J_v^{-3} \tag{D.9}$$

Dove:

$V_b$ : Volume medio dei blocchi in  $(\text{cm}^3)^1$

$J_v$ : frequenza delle discontinuità (Joints/m3)

$\beta$  : fattore di forma dei blocchi (adimensionale).

Il valore di  $\beta$  dipende dalla forma prevalente dei blocchi e varia da un valore di 30 fino ad un valore di 100, con un valore medio più frequente di 36 (condizioni standard normali) Palmstrom (1996). Si consiglia per maggiori dettagli di consultare la ampia documentazione presente nel sito ([www.rockmass.net](http://www.rockmass.net)).

Per mezzo delle tabelle (figure D.11, D.12, D.13) fornite da Russo (2009), e tradotte in italiano, è possibile procedere alla stima del valore  $JC$  con le caratteristiche delle discontinuità dell'ammasso.

Il valore  $JC$  è dato dalla equazione D.10 (Palmstrom,1998, Russo 2009):

$$JC(\text{Palmstrom}) = JR \frac{JL}{JA} \tag{D.10}$$

dove:

JC: joint condition factor (adimensionale)

JR: Joint Roughness factor (fig. D.9)

JA: joint alteration factor (fig. D.10)

JL: joint size factor (fig. D.11)

1 Nel caso di una stima di  $V_b$ , in  $\text{m}^3$ , considerare la seguente versione della eq. D.9:  $V_b = \beta J_v^{-3}$



La valutazione dei parametri JR, JA e JL viene effettuata in funzione delle caratteristiche delle discontinuità e attraverso le tabelle nelle figure D.9, D.10, D.11.

*D.2.2.2 Stima del valore di GSI mediante metodo di Russo (2009)*

Come estensione del diagramma in figura D.6 in fig. D.12 è presentato il diagramma proposto da Russo (2009) che permette una stima più precisa in funzione delle caratteristiche medie delle discontinuità (parametro **JC**) e del volume medio dei blocchi **Vb**(cm<sup>3</sup>) ottenute come indicato nella sezione precedente.

Nella Figura D.14 è quindi possibile date le stime del volume medio dei blocchi e delle condizioni delle discontinuità una stima affidabile del valore di GSI e soprattutto una stima del valore di incertezza associato. La figura D.14 può essere utilizzata con dei simboli sovrapposti che rappresentano i valori di GSI associati a uno specifico affioramento (Russo,2009). Di seguito viene riportata la equazione che permette di calcolare direttamente il valore di GSI,

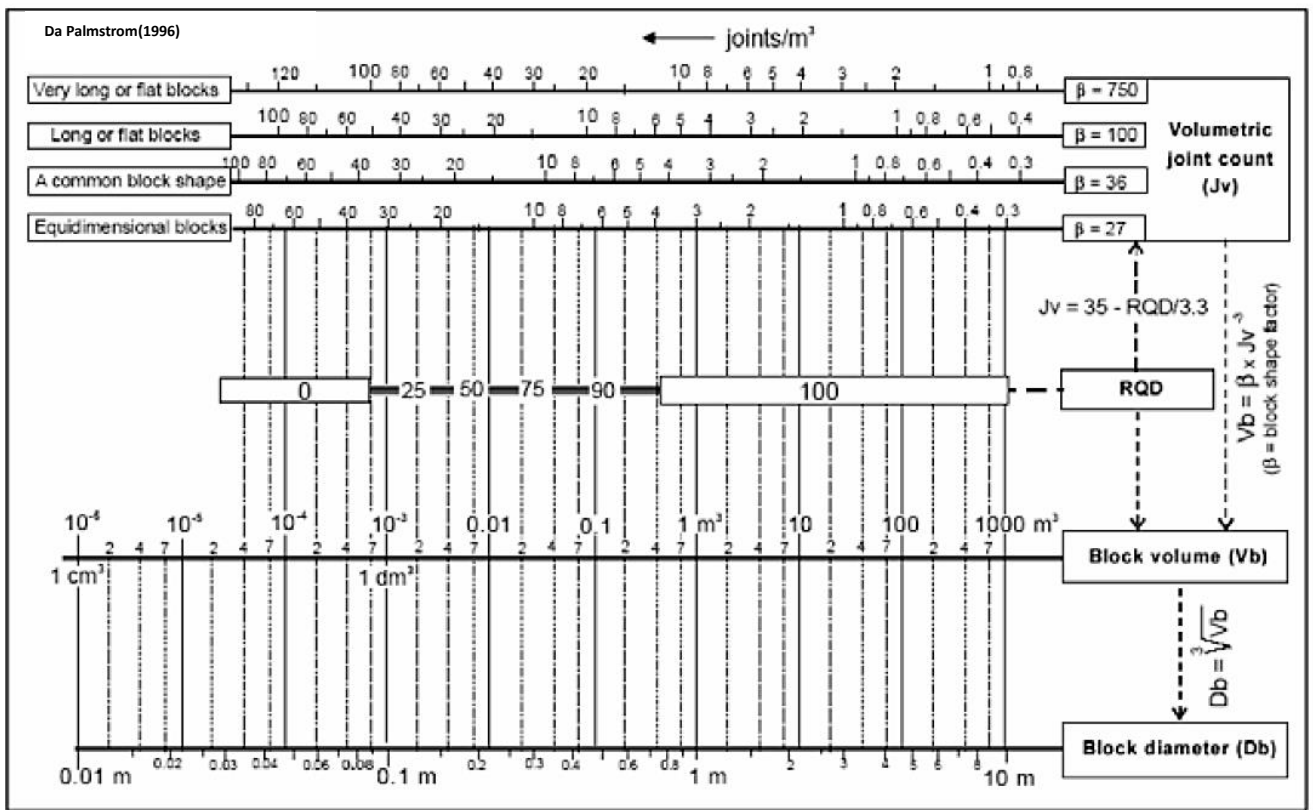


Fig. D.10

Tabella valutazione fattore JR (da Russo, 2009 modificato)				Punteggio JR	
Ondulazioni a grande scala della superficie di discontinuita'					
Grado di rugosità (a piccola scala)	planare	leggeremente ondulata	ondulata	fortemente ondulata	con scalini e a incastro (grande scala)
irregolare e con scalini	3	4.5	6	9	12
molto rugosa	2	3	4	6	8
rugosa	1.5	2	3	4.5	6
smussata	1	1.5	2	3	4
liscia o con strie di frizione	0.5-1	1	2	3	4
discontinuita' Riempite Jr=1.0					

Fig.D.11

Tabella valutazione fattore JA (da Russo, 2009 modificato)				
Parte A: pareti in contatto		Punteggio JA		
Caratteristiche pareti		Descrizione		
Discontinuita' pulite				
	Pareti saldate	Dure senza alterazione, impermeabile	0.75	
	Pareti non alterate	assenza di rivestimenti o riempimenti, eccetto macchie di ruggine	1	
	Pareti alterate	Un livello di alterazione maggiore della roccia interna	2	
		Due livelli di alterazione maggiori della roccia interna	4	
Discontinuita' rivestite o con riempimento sottile				
	tipo frizionale	materiale :sabbia , quarzo, limo con calcite (no argilla)	3	
	tipo coesivo	materiale : argilla clorite , talco	4	
Parte B: discontinuita' riempite con o senza contatto tra le pareti		Punteggio JA		
Tipo di riempimento	Descrizione	Pareti parzialmente in contatto	Pareti non in contatto	
		Riempimento sottile (<5 mm)	Riempimento di elevato spessore (>5mm)	
	tipo frizionale	sabbia, quarzo, limo con calcite (no argilla)	4	8
	materiale coesivo rigido	riempimento compatto di argilla, clorite, talco (etc.)	6	10
	materiale coesivo soffice	riempimento da di argilla, clorite, talco (etc.) mediamente o poco consolidato	8	12
	materiale coesivo espandibile	riempimento di argilla espandibile	8-12	12-20

Fig. D.12

Tabella valutazione fattore JL (da Russo, 2009 modificato)		Punteggio JL	
lunghezza discontinuita' (m)	Tipo	superficie continua	superficie discontinua
< 0.5	crepaccio	4	8
< 1.0	foliazione o base statro	3	6
0.1-1.0	discontinuita' (piccola)	2	4
1-10	discontinuita' (media)	1	2
10-30	discontinuita' (grande)	0.75	1.5
> 30	connessione o zona di shear	0.5	1

Fig. D. 13

Nella Figura D.14 è quindi possibile date le stime del volume medio dei blocchi e delle condizioni delle discontinuità una stima affidabile del valore di GSI e soprattutto una stima del valore di incertezza associato. La figura D.14 può essere utilizzata con dei simboli sovrapposti che rappresentano i valori di GSI associati a uno specifico affioramento (Russo,2009). Di seguito viene riportata la equazione D.11 che permette di calcolare il valore di GSI proposto da (Russo,2009):

$$GSI = 153 - \frac{165}{\left[1 + (1.0526JC^{0.5}Vb^d)^{0.44}\right]} \quad \text{D.11}$$

con:

$$d = 0.37JC^{-0.2} \quad \text{D.12}$$

e dove:

JC: joint condition factor (adimensionale)

V<sub>b</sub>: Volume medio dei blocchi in (m<sup>3</sup>)

Va detto che la equazione D.11 è valida in un ambito di valori di GSI compresi tra 95 e 5 e che nel caso fornisca valori fuori di questo intervallo il valore di GSI deve essere Da Russo (2009) nque nei limiti precedentemente indicati.

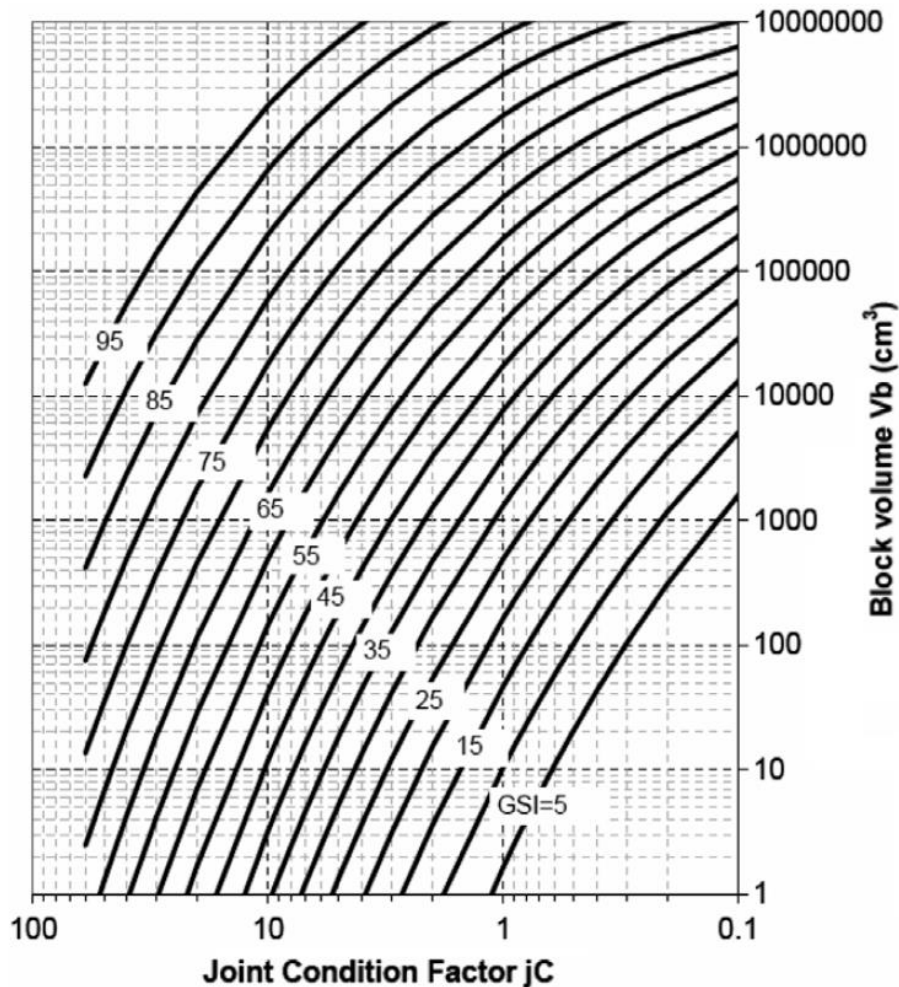


Fig. D.14

D.2.2.3 Stima del valore di GSI mediante metodo di Cai et al. (2007)

Cai et al. (2007) Presentano un modello per la stima del valore di GSI utilizzando gli stessi parametri di base del modello di Russo (2009). In figura D.15 è presentato un diagramma utile per il processo di stima semplificata nel quale è anche presente nell’asse a sinistra la dimensione media dei blocchi in modo analogo alla figura D.10 di Palmstrom (1996).

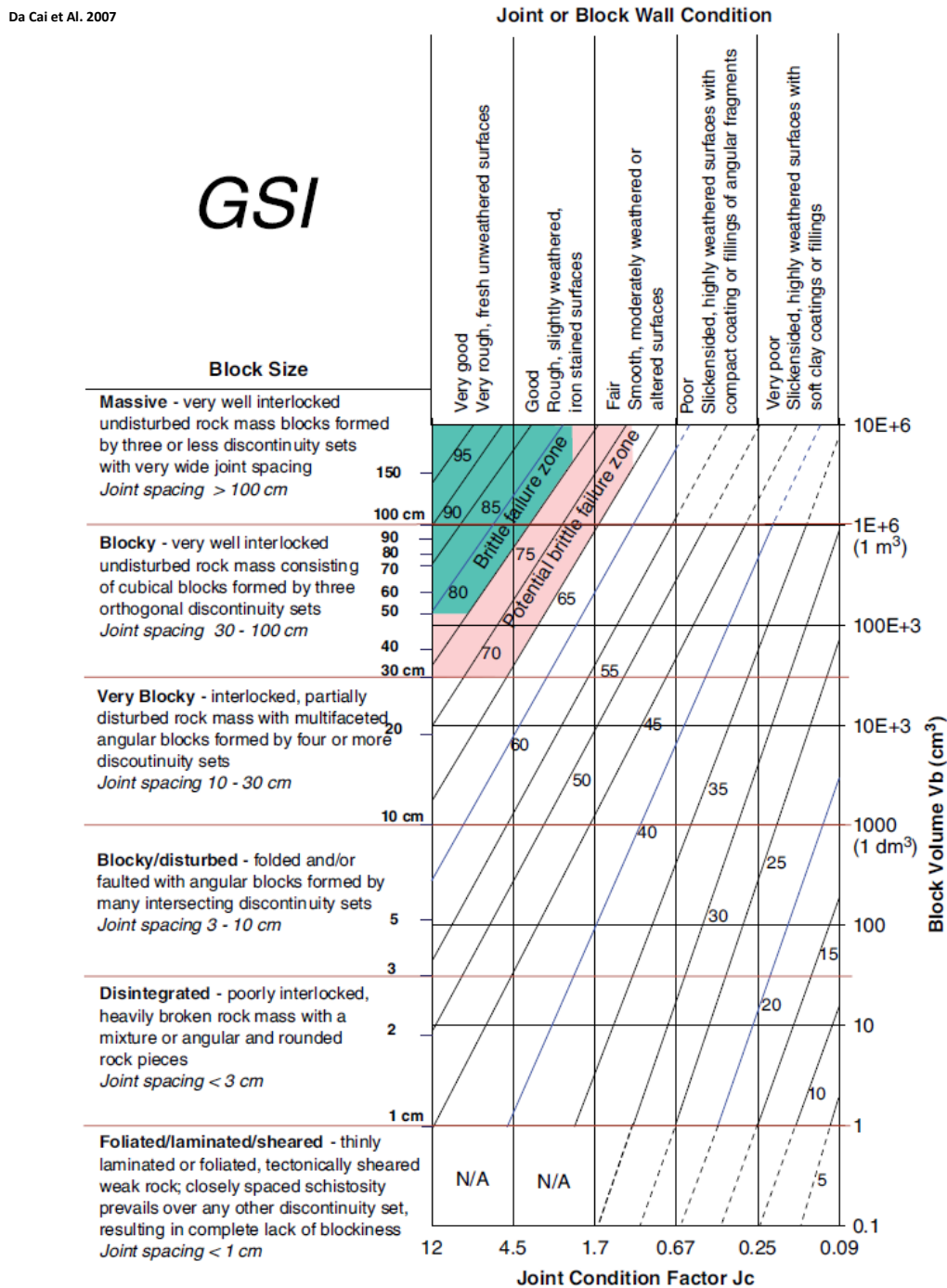


Fig. D.15

Cai et al. (2007) riportano anche una equazione generale per la stima del valore di GSI:

$$GSI(Vb, JC) = \frac{26.5 + 8.79 \ln JC + 0.9 \ln Vb}{1 + 0.01511 \ln JC - 0.0253 \ln Vb} \quad \mathbf{D.13}$$

dove:

JC: joint condition factor (adimensionale)

V<sub>b</sub>: Volume medio dei blocchi in (cm<sup>3</sup>)

Anche in questo caso la equazione D.13 è valida in un ambito di valori di GSI compresi tra 95 e 5 e nel caso fornisca valori fuori di questo intervallo il valore di GSI deve essere assunto comunque nei limiti precedentemente indicati.

Gli autori suggeriscono che la eq. D.13 possa essere utilizzata anche per valutare il parametro GSI in condizioni di resistenza residua, ovvero nel caso di un massiccio roccioso con una fascia di taglio e deformazione e fratturazione conseguenza un processo di taglio attivo. In questo caso i valori **JC** e **V<sub>b</sub>** sono da attribuirsi integralmente alla zona dell'ammasso dove abbiamo il processo di taglio attivo e dove in questo modo abbiamo dei valori di GSI conseguentemente bassi. In figura D.16 è presentato uno schema semplificato del concetto di resistenza residua per il modello GSI secondo quanto proposto da Cai et al. 2007.

Per la applicazione della eq. D.13 in condizioni di taglio residuo gli autori suggeriscono di non utilizzare un valore di **V<sub>b</sub>**<10 cm<sup>3</sup>.

Gli autori propongono anche un modello empirico per la stima diretta del **GSI<sub>r</sub>**, associato a condizioni residue partendo da condizioni di picco:

$$GSI_r = GSI e^{-0.0134GSI} \quad \mathbf{D.14}$$

dove:

**GSI<sub>r</sub>**= Parametro GSI in condizioni di taglio residuo.

#### *D.2.2.4 Considerazioni sui modelli di stima del valore di GSI*

I modelli di Russo (2009) e di Cai et al. (2007) per stima del valore di GSI di un ammasso roccioso presentano delle differenze. In questa sezione i modelli vengono comparati calcolando il valore di GSI per valori di **JC** variabili tra 0.5 e 25 e di **V<sub>b</sub>** variabile tra 0.00001 e 1 m<sup>3</sup>.

Il **metodo Monte Carlo** è in questo caso utilizzato per generare un campione di 500 coppie di valori (JC, V<sub>b</sub>) aleatori, entro gli intervalli precedentemente indicati di queste variabili. Successivamente il valore di GSI per ognuna delle copie di valori (JC, V<sub>b</sub>) generati è stato calcolato utilizzando le equazioni D.11 e D.13. I risultati comparativi sono mostrati nelle figure D.17, D.18, D.19.

È immediato notare in queste figure che:

- 1) Esistono differenze rilevanti tra i due metodi di stima.
- 2) Il metodo di Cai et al. (2007), fino a circa GSI=55 tende a fornire valori sensibilmente maggiori del metodo di Russo (2009) mentre questa differenza si attenua per valori di GSI>55 (figura D.17).
- 3) Il metodo di Russo (2009) fornisce valori di GSI più uniformemente distribuiti rispetto al metodo di Cai et al. (2007). Vedasi le figure D.16 e D.17. Questo spiega il comportamento mostrato nella figura D.15.
- 4) Il metodo di Russo (2009) pare più affidabile del metodo di Cai et al. (2007) dato che mostra una maggiore flessibilità nel generare un campione più ampio di valori di GSI, pur partendo da lo stesso campione di coppie di valori (**JC, V<sub>b</sub>**).

- 5) Conseguentemente il metodo di Russo (2009) è quello che viene consigliato agli utilizzatori di SSAP.
- 6) Il metodo di Russo (2009) pare quindi il più versatile e affidabile anche per la stima resistenza residua per mezzo del valore di GSI ridotto.

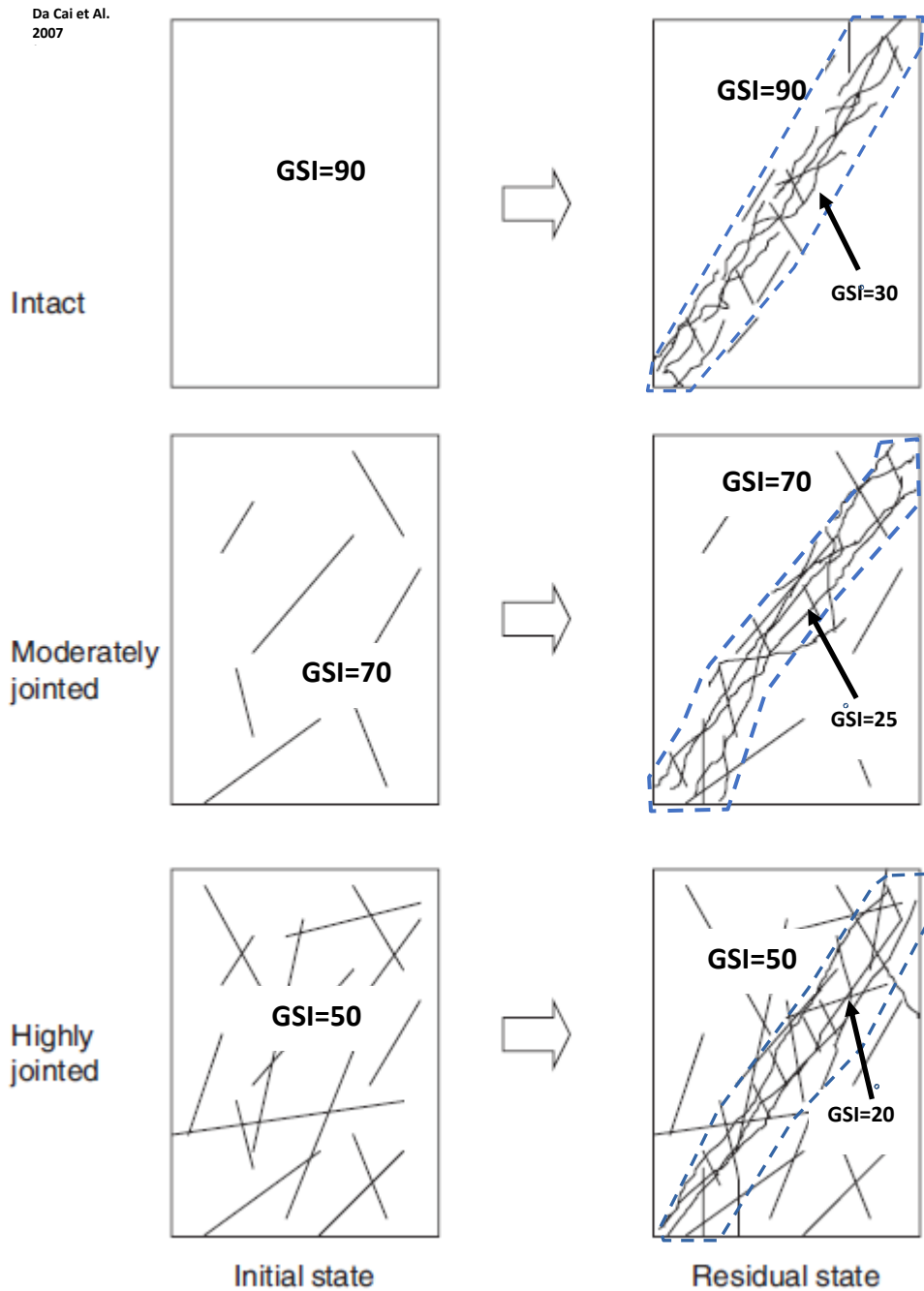


Fig. D.16

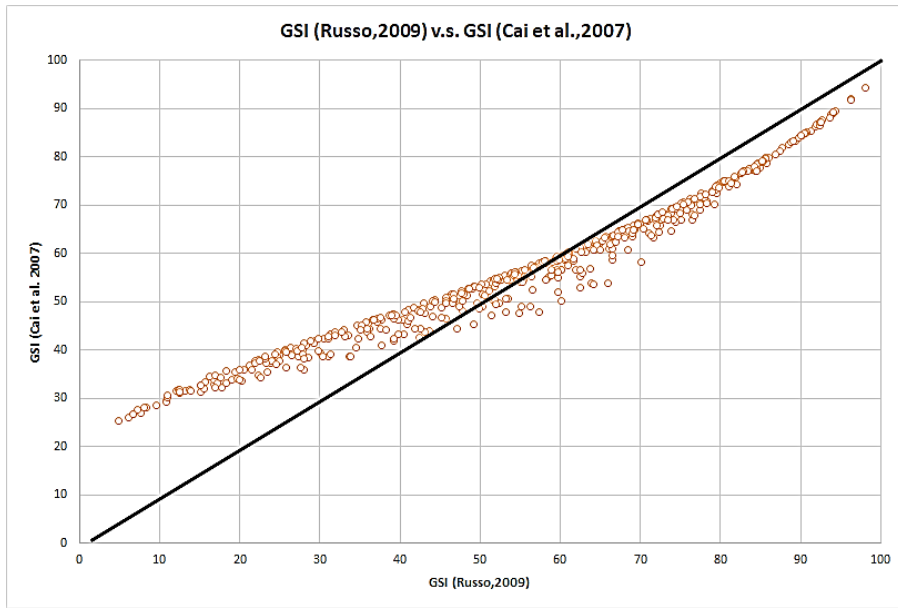


Fig. D.17

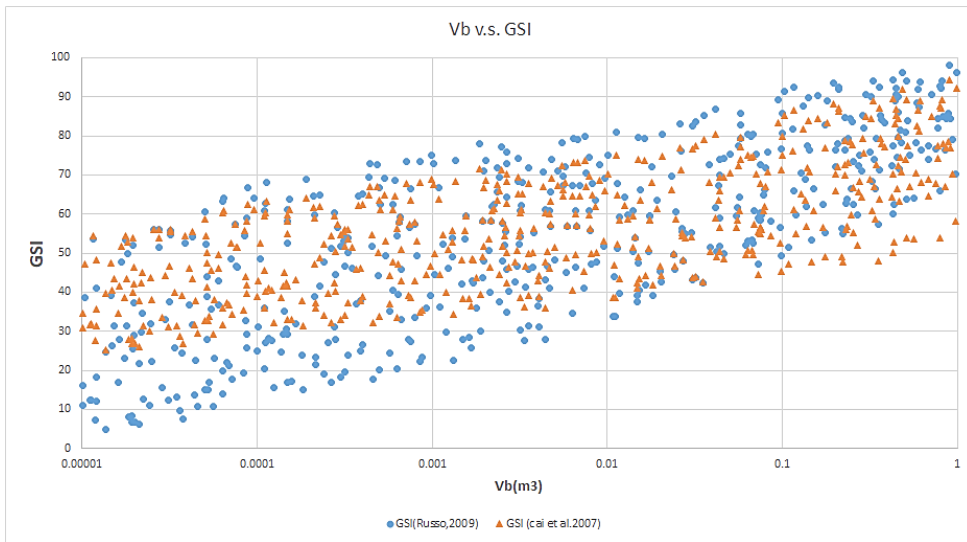


Fig. D.18

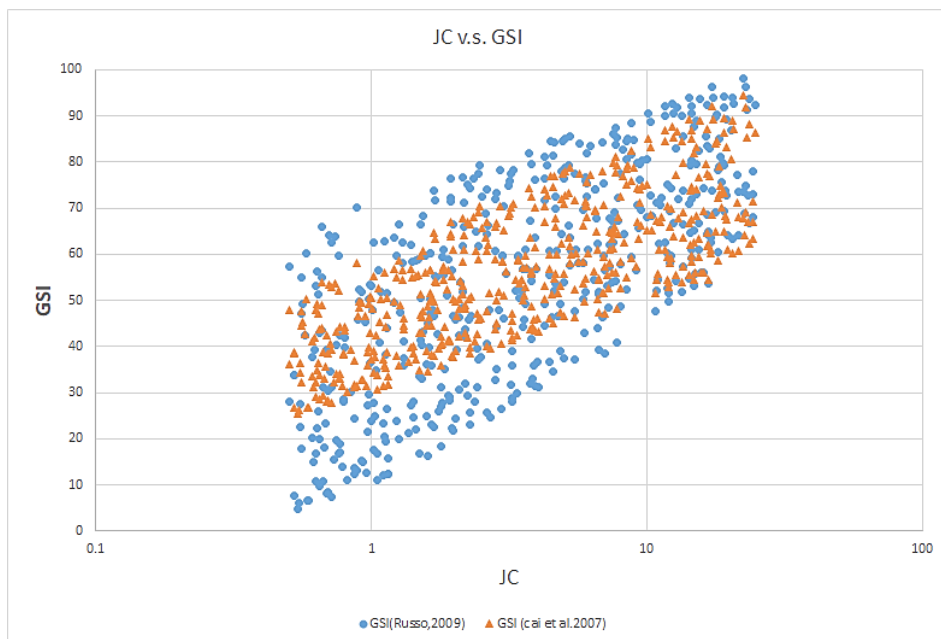


Fig. D.19

### D.2.3 Stima del parametro D

Il parametro **D** che esprime il processo di disturbo indotto nell'ammasso roccioso come prodotto di onde espansive da esplosivi, scavi meccanici e processi di rilascio tensionale in seguito a pareti di scavo lasciate senza sostegno, è uno dei più difficili da stimare correttamente. Hoek et al. (2002), Hoek & Dietrichs(2006) e Hoek (2012), Hoek & Brown(2019) forniscono delle indicazioni di massima per la scelta del valore di **D** più appropriato tuttavia permangono in questo processo di stima notevoli punti di incertezza e soggettività nonostante il calcolo dei parametri di resistenza al taglio locali dell'ammasso siano fortemente influenzati dal valore di **D** scelto. Nella tabella D.2 sono riportati i valori suggeriti da Hoek et al. (2002); Hoek (2012), Hoek & Brown (2019) con integrazioni dell'autore di questo manuale.

Nelle figure D. 20 e D.21 sono riportati con esempi grafici esplicativi i criteri elencati nella tabella D.3. Secondo Hoek (2012) il fattore di disturbo **D>0.0** deve essere applicato per una fascia di disturbo significativa, ma non per la intera profondità dell'ammasso dato che gli effetti di disturbo indotti hanno una estensione limitata e quindi in profondità è consigliato adottare valori di assenza di disturbo indotto, e quindi **D=0.0**. Si suggerisce una lettura di Hoek (2012) per maggiori dettagli. ( <https://www.rocsience.com/documents/pdfs/rocnews/winter2012/Blast-Damage-Factor-D-Hoek.pdf> )

Tabella D.3

Valore di D suggerito (Hoek et al. 2002; Hoek , 2012) (con integrazioni dell'autore di questo manuale)	Condizioni di applicazione
<b>D=0.0</b>	Pendii naturali senza effetti di rilascio tensionale (tension cracks)
<b>D=0.5</b>	Pendii con fenomeni di rilascio tensionale visibili (tension cracks)**
<b>D=0.7</b>	Pendio oggetto di scavo meccanico e/o uso ottimale di esplosivi (con possibili rilasci tensionali)
<b>D=1.0</b>	Uso non ottimale di esplosivi e scavi a cielo aperto molto profondi, e con possibile rilascio tensionale.

\*\* (integrazione dell'autore di questo manuale)

Esistono tuttavia delle procedure alternative basate su procedure di indagine geofisica con tomografia sismica o MASW.

Una prima interessante alternativa ai metodi di assegnazione di valori di D precedentemente descritti è il metodo quantitativo proposto da Luo & Fu (2012). Gli autori propongono di utilizzare una equazione dove il valore **D** viene ottenuto in funzione di quello

che indicano come *rapporto di integrità dell'ammasso*  $\left(\frac{V_{pm}}{V_{pr}}\right)$  che rappresenta la frazione di riduzione di velocità delle onde P, ottenute con metodi sismici, nel passaggio dagli strati più superficiali che risentono del disturbo e la velocità delle onde P nei livelli più profondi, che non risentono di alcun disturbo:

$$D = 1 - \left(\frac{V_{pm}}{V_{pr}}\right)^2 \quad (D.15)$$

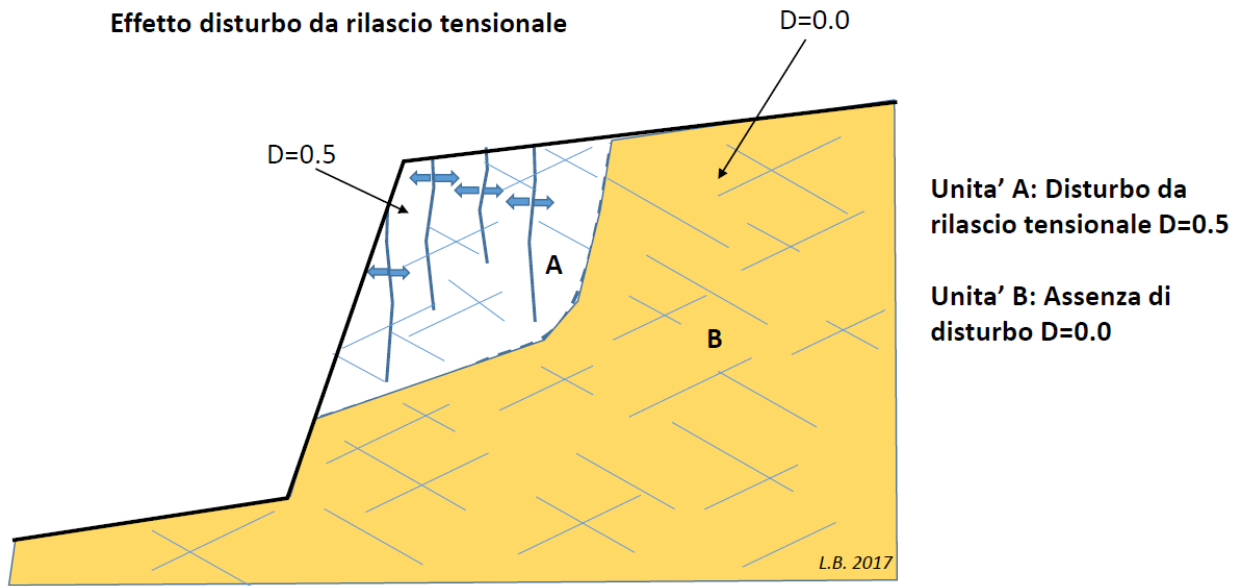
Dove :

$V_{pm}$ : velocità onde P (m/s) in una determinata porzione dell'ammasso roccioso.

$V_{pr}$ : velocità onde P (m/s) nella 'porzione più profonda dell'ammasso (velocità massima)

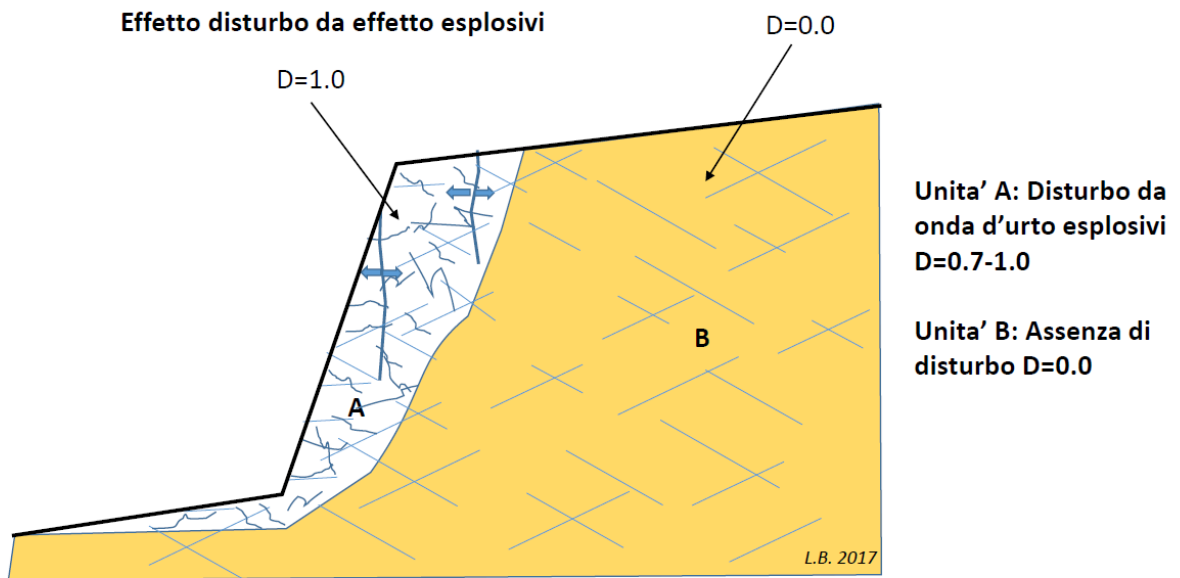
Il grafico della funzione D.15 è mostrato nella figura D.22.





Criterio di rottura Hoek et al. 2002, Hoek and Dietrichs(2006)  
criteri per assegnazione parametro D

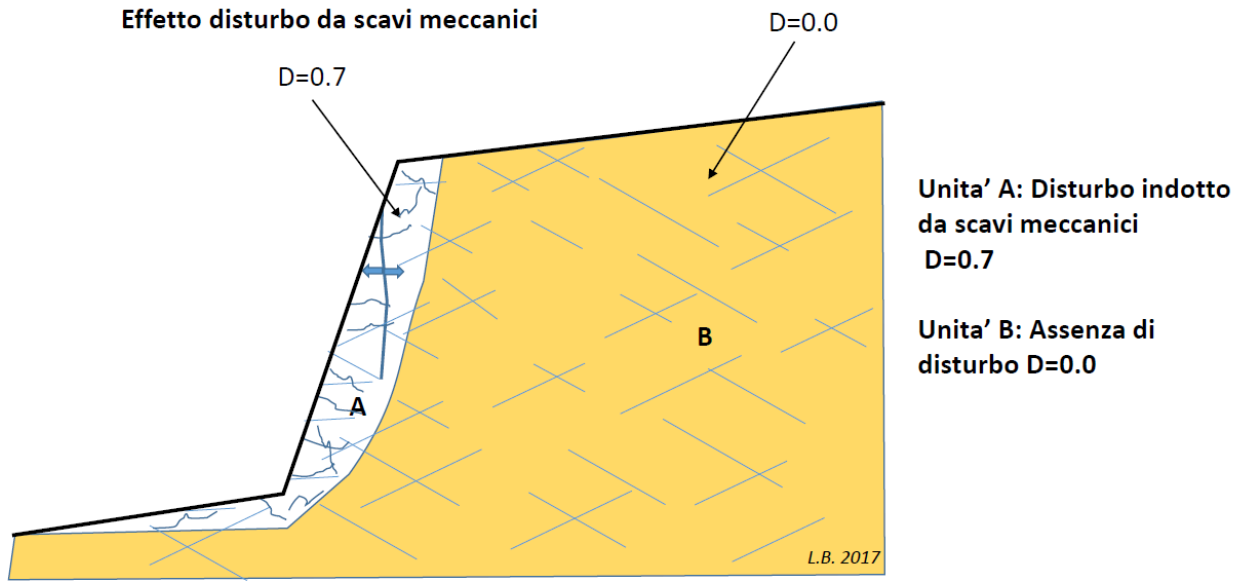
(a)



Criterio di rottura Hoek et al. 2002, Hoek and Dietrichs(2006)  
criteri per assegnazione parametro D

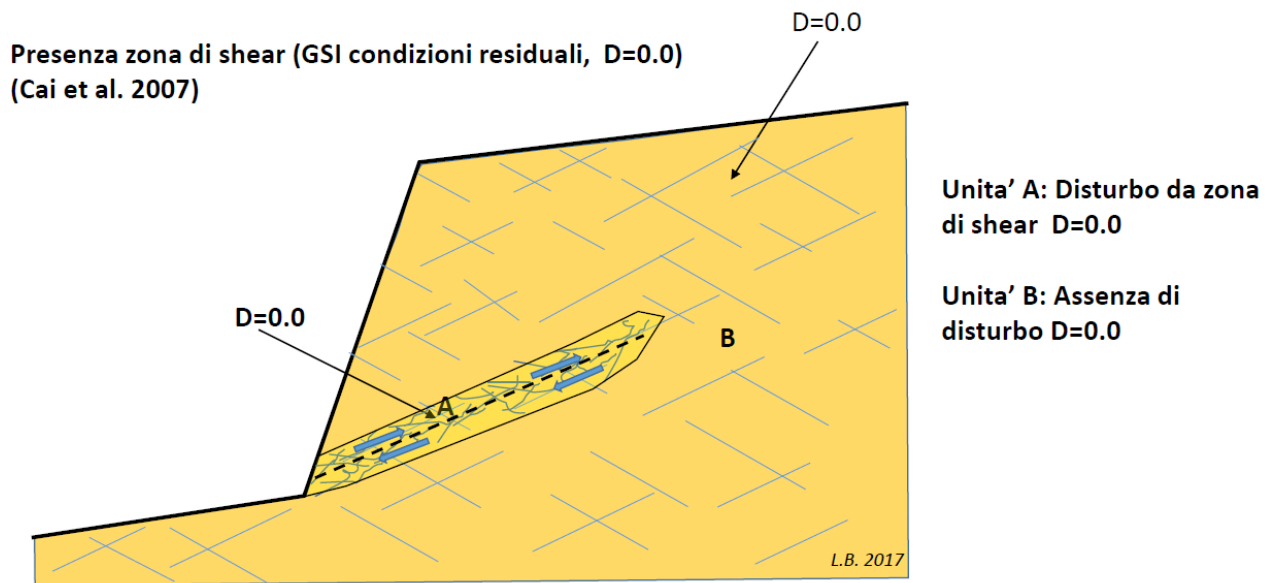
(b)

**Fig. D.20**



Criterio di rottura Hoek et al. 2002, Hoek and Dietrichs(2006)  
criteri per assegnazione parametro D

(a)



Criterio di rottura Hoek et al. 2002, Hoek and Dietrichs(2006)  
criteri per assegnazione parametro D

(b)

**Fig. D.21**

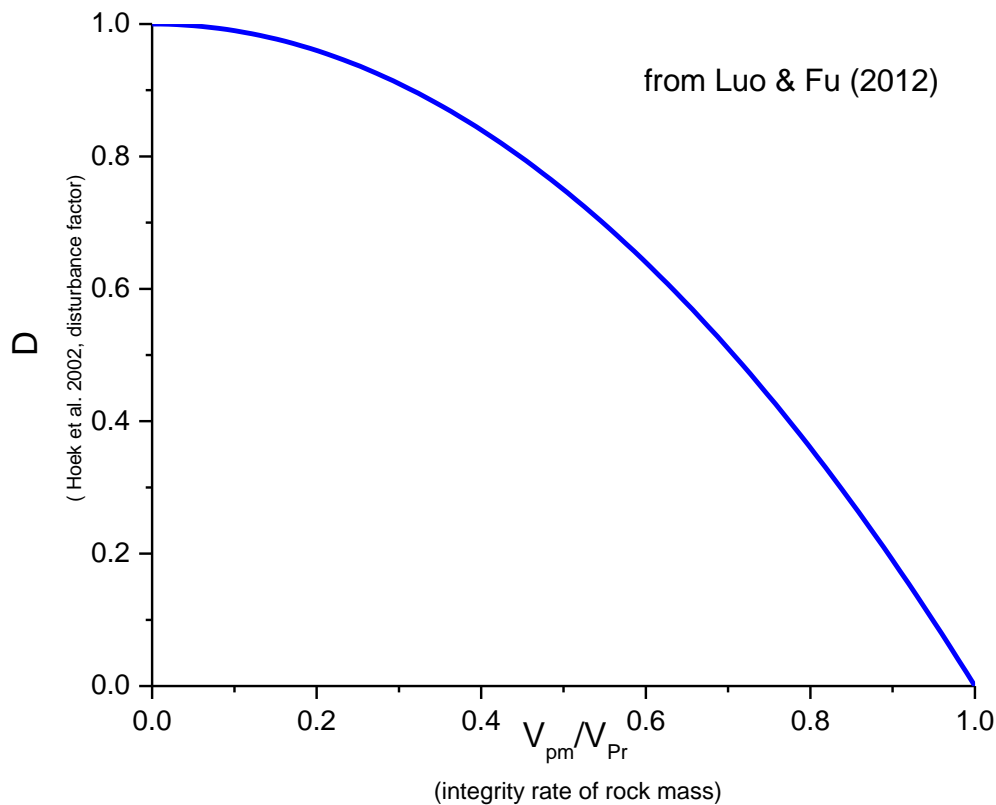


Fig. D.22

Tuttavia nell'ultimo decennio sono emersi anche alcune varianti alla metodologia precedentemente esposta che si basa su una relazione funzionale altrettanto semplice della eq. D.15 e utilizzata recentemente da vari autori

$$D = \min [1.0, 2(1 - \eta)] \quad \text{D.16}$$

Nella equazione D.16 il valore di  $D$  deve essere sempre preso nell'intervallo  $[0.0, 1.0]$  e il fattore  $\eta$ , fattore riduzione di resistenza, anch'esso compreso tra  $[0.0, 1.0]$ , può essere stimato secondo i diversi autori facendo riferimento alla riduzione della velocità delle onde simiche  $S$  o  $P$  nella porzione dove risulta evidente il disturbo (Tu et al. 2022), ottenute con metodi geofisici, oppure con valutazioni della riduzione oggettiva del valore di GSI (es. incremento del grado di fratturazione) nella zona di disturbo indotto (Xia et al. 2021). Nella tabella D.3 sono indicati le varie equazioni utilizzate per derivare il coefficiente di riduzione della resistenza  $\eta$ .

### D.3 RESISTENZA AL TAGLIO DI RIEMPIMENTI DI SUPERFICI STRUTTURALI

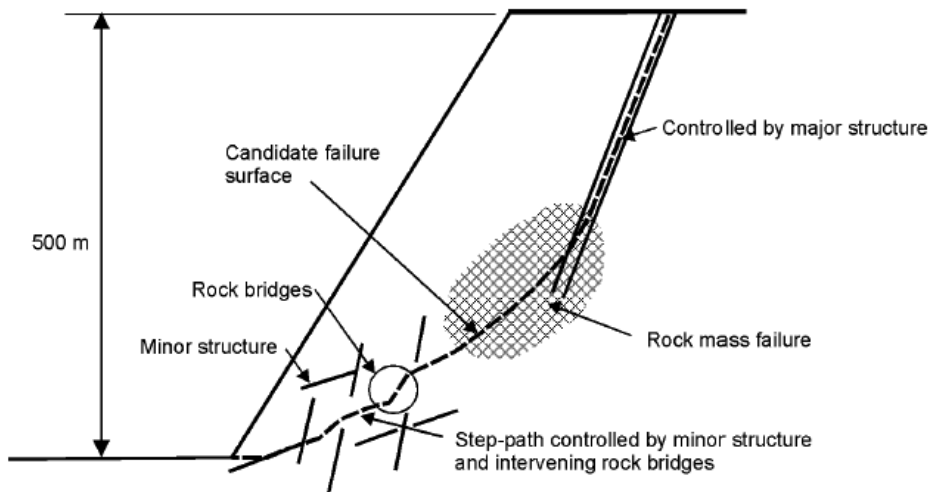
In alcuni ammassi rocciosi esistono superfici strutturali riempite di materiale che hanno caratteristiche di resistenza al taglio diverse da quelle del materiale circostante. Tali superfici possono avere una influenza importante nella verifica di stabilità (fig. D.23 e D.24).

Tali superfici strutturali riempite possono essere inserite in SSAP come lenti, con una appropriata caratterizzazione usando sia il criterio Mohr-Coulomb, sia quello di Hoek.

A titolo di riferimento viene presentata in figura D. 25 una tabella con dei valori di riferimento per i parametri di resistenza al taglio per i materiali di riempimento di superfici strutturali.

**Tabella D.4**

Autori	Funzione $\eta$	Note
Tu et al. (2022)	$\eta = \frac{V_S^2}{V_{S_0}^2}$ $\eta = \frac{V_P^2}{V_{P_0}^2}$	<p><math>V_S</math> è la velocità delle onde S nella porzione disturbata</p> <p><math>V_{S_0}</math> è la velocità delle onde S nella porzione <u>non disturbata</u></p> <p><math>V_P</math> è la velocità delle onde P nella porzione disturbata</p> <p><math>V_{P_0}</math> è la velocità delle onde P nella porzione <u>non disturbata</u></p>
Xia et al. (2021)	$\eta = 2 \left[ 1 - \left( \frac{GSI_d - 5}{GSI_{ud} - 5} \right)^3 \right]$	<p><math>GSI_d</math> è il valore di GSI attribuito alla porzione disturbata</p> <p><math>GSI_{ud}</math> è il valore di GSI attribuito alla porzione <u>non disturbata</u></p>



**Fig. D.23**

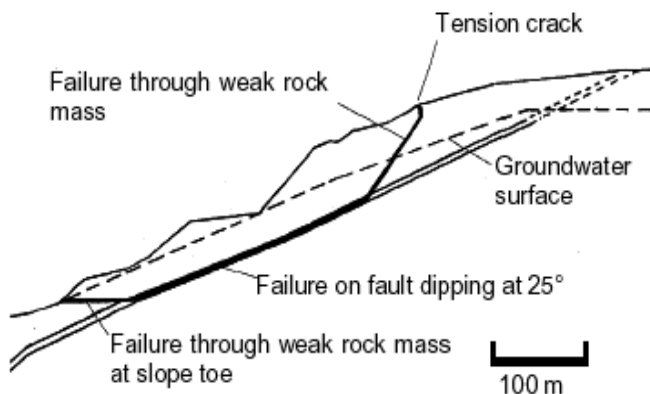


Figure 11.31: Complex slope failure controlled by an outward dipping basal fault and circular failure through the poor quality rock mass overlying the toe of the slope.

**Fig. D.24**

Rock	Description	Peak $c'$ (MPa)	Peak $\phi^p$	Residual $c'$ (MPa)	Residual $\phi^p$
Basalt	Clayey basaltic breccia, wide variation from clay to basalt content	0.24	42		
Bentonite	Bentonite seam in chalk	0.015	7.5		
	Thin layers	0.09-0.12	12-17		
	Triaxial tests	0.06-0.1	9-13		
Bentonitic shale	Triaxial tests	0-0.27	8.5-29		
	Direct shear tests			0.03	8.5
Clays	Over-consolidated, slips, joints and minor shears	0-0.18	12-18.5	0-0.003	10.5-16
Clay shale	Triaxial tests	0.06	32		
	Stratification surfaces			0	19-25
Coal measure rocks	Clay mylonite seams, 10 to 25 mm	0.012	16	0	11-11.5
Dolomite	Altered shale bed, $\pm$ 150 mm thick	0.04	14.5	0.02	17
Diorite, granodiorite and porphyry	Clay gouge (2% clay, PI = 17%)	0	26.5		
Granite	Clay filled faults	0-0.1	24-45		
	Sandy loam fault filling	0.05	40		
	Tectonic shear zone, schistose and broken granites, disintegrated rock and gouge	0.24	42		
Greywacke	1-2 mm clay in bedding planes			0	21
Limestone	6 mm clay layer			0	13
	10-20 mm clay fillings	0.1	13-14		
	<1 mm clay filling	0.05-0.2	17-21		
Limestone, marl and lignites	Interbedded lignite layers	0.08	38		
	Lignite/marl contact	0.1	10		
Limestone	Marlaceous joints, 20 mm thick	0	25	0	15-24
Lignite	Layer between lignite and clay	0.014-0.03	15-17.5		
Montmorillonite Bentonite clay	80 mm seams of bentonite (montmorillonite) clay in chalk	0.36	14	0.08	11
		0.016-0.02	7.5-11.5		
Schists, quartzites and siliceous schists	100-15- mm thick clay filling	0.03-0.08	32		
	Stratification with thin clay	0.61-0.74	41		
	Stratification with thick clay	0.38	31		
Slates	Finely laminated and altered	0.05	33		
Quartz / kaolin / pyrolusite	Remoulded triaxial tests	0.042-0.09	36-38		

Fig. D.25

#### D. 4 ESEMPIO DI APPLICAZIONE DEL CRITERIO DI HOEK ET AL. (2002)

Viene di seguito dato un esempio di calcolo dei parametri  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti per un ammasso secondo il sistema GSI (Hoek et al., 2002). Si noti nella figura D.26 separazione dell'ammasso roccioso in 4 unità.



La unità **porphyry intrusion breccia** è caratterizzata da  $\sigma_{ci}=15$  (MPa);  $GSI=25$ ;  $m_i=22$ ;  $D=0.5$ .

La variazione dei parametri  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti all'aumentare della pressione normale efficace sul piano di potenziale scivolamento è mostrata in figura D.27 e calcolato con l'algoritmo proposto da Carranza-Torres (2004) che è uno dei tre metodi di stima non lineare implementati in SSAP.

Nella Figura D.28 viene mostrata la analisi mediante il **Software freeware ORMAS 1.0** si può notare che l'involuppo di rottura  $\tau(\sigma_n)$  coincide con quello ottenuto con il metodo (1) calcolato con l'algoritmo proposto da Carranza-Torres(2004), ma i valori di  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti sono invece ottenuti mediante una stima approssimata di tipo lineare seguendo il metodo classico di Hoek et al. (2002)

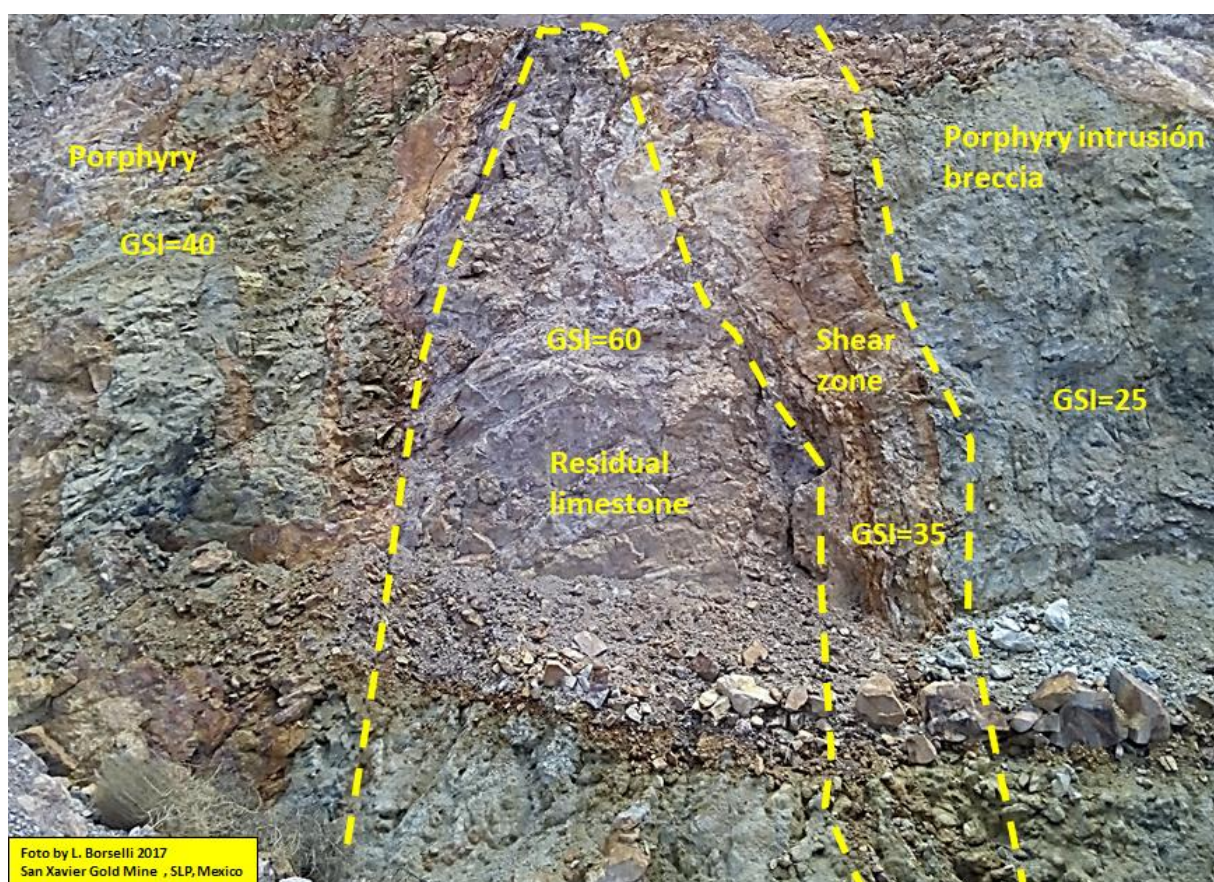
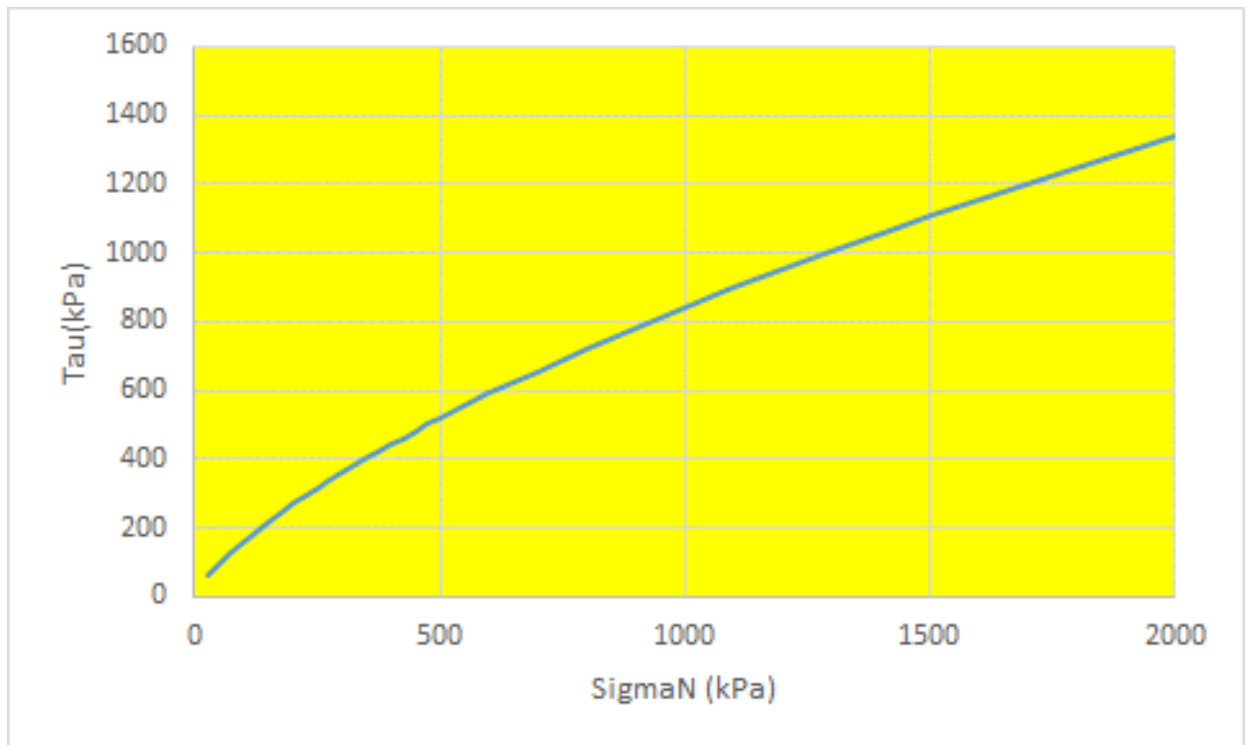
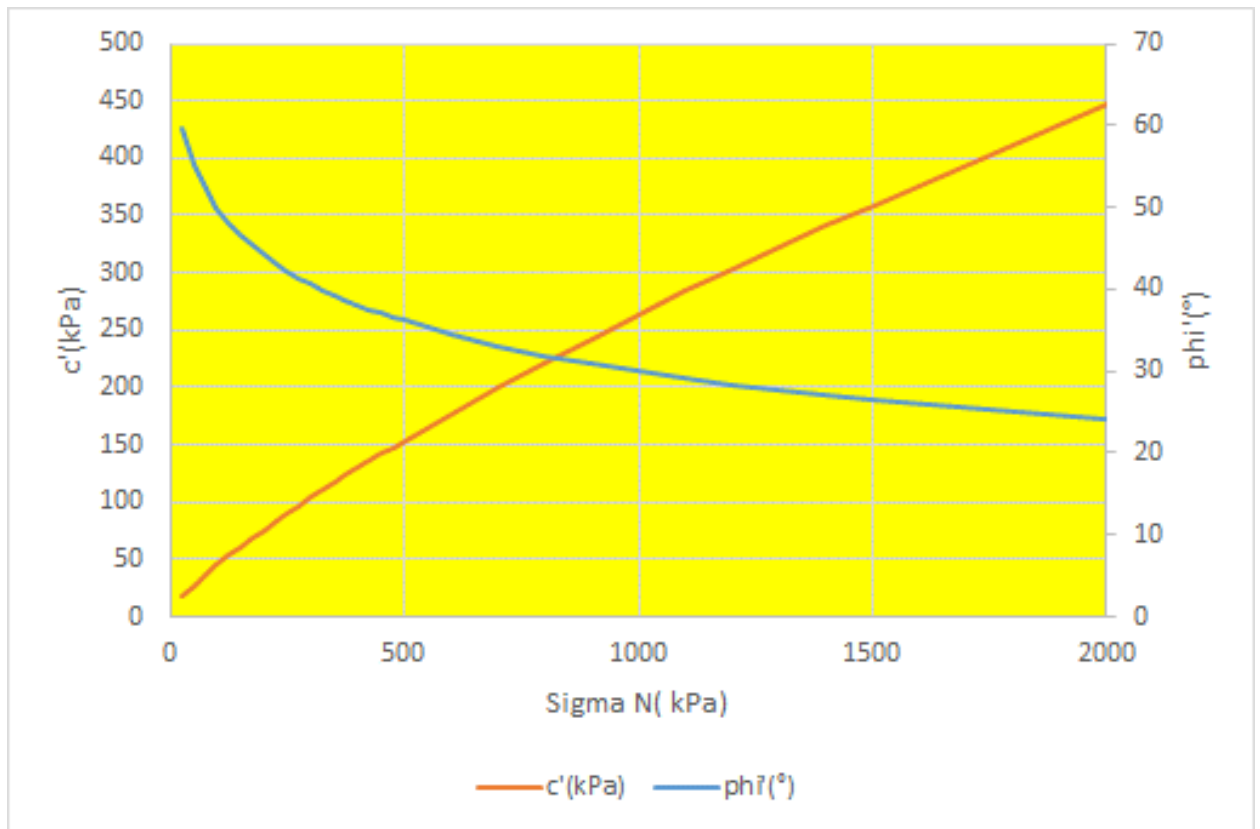


Fig. D.26



(a)



(b)

Fig. D.27

Analisi della *porphyry intrusion breccia* effettuata con ORMAS 1.0 - <http://www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html>

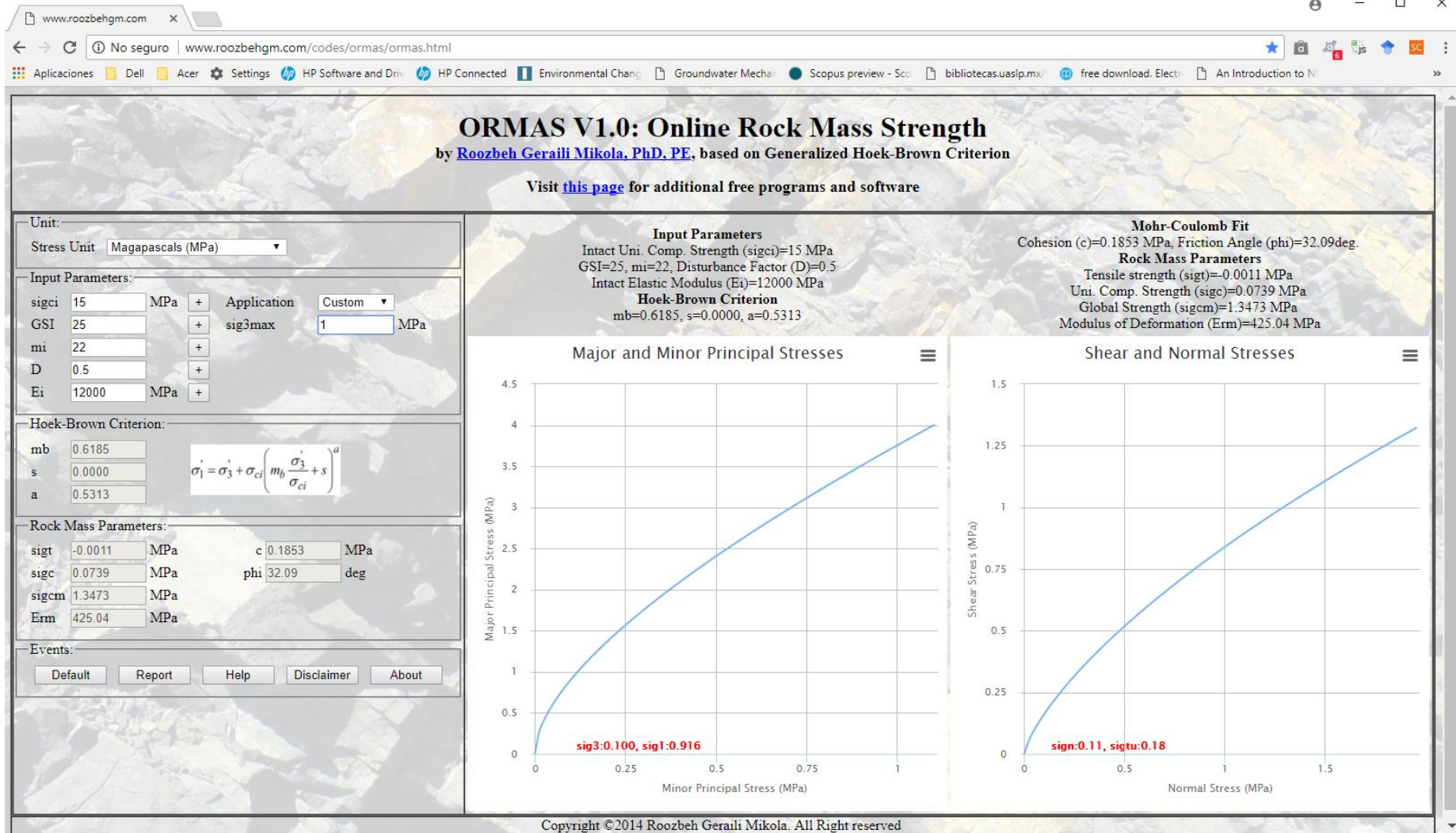


Fig. D.28



### D. 5 INTEGRAZIONI A CRITERIO GSI DI HOEK ET AL. (2002) PER RESISTENZA AI TAGLIO IN DISCONTUITA' SPECIFICHE CON IL CRITERIO JRC, BARTON & BANDIS (1990)

Barton (2013) esprime alcune critiche al metodo GSI, ovvero indica che il metodo per il calcolo dei parametri di resistenza al taglio sia estremamente complesso se comparato a metodi più semplificati come quello da lui proposto che viene ricavata dal metodo di classificazione Q per gli ammassi rocciosi da lui stesso proposto. In figura D. 29 sono comparati i due metodi: quello basato di GSI e quello sul metodo Q. Va detto che il pregio del metodo GSI è quello di non associare a un ammasso valori costanti di resistenza al taglio questo per via dell'involuppo di rottura curvo e del diverso stato tensionale che abbiamo nei vari punti dell'ammasso. Il metodo di Barton invece associa ad un ammasso solamente valori costanti, anche se in funzione di una serie di parametri delle discontinuità e della resistenza a compressione della roccia intatta.

The remarkable complexity of the algebra for estimating  $c'$  and  $\varphi'$  with Hoek–Brown GSI-based formulations is contrasted with the simplicity of equations derived by 'splitting' the existing  $Q_c$  formula into two parts, as described in Barton (2002) ( $Q_c = Q\sigma_c/100$ , with  $\sigma_c$  expressed in MPa).

Expression	Origin
$\varphi \approx \tan^{-1} \left( \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{1} \right)$	(1) FC from Q
$\varphi' = a \sin \left[ \frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$	(2) From GSI
$c \approx \left( \frac{RQD}{J_n} \times \frac{1}{SRF} \times \frac{\sigma_c}{100} \right)$	(3) CC from Q
$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+u)(2+a) \sqrt{1 + [6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}] / [(1+a)(2+a)]}}$	(4) From GSI

Da Barton (2013)

Fig. D.29

Il metodo di Barton (2013) per la stima dei parametri di resistenza al taglio semplificati presenta alcune similitudini con la stima di tali parametri per medio dell'indice RMR, anche se in questo caso le formule (1) e (3) in figura D.29 sono comunque più articolate e complesse. Il metodo di *Barton Semplificato* può comunque essere usato in SSAP ma in questo caso usando dei parametri costanti di resistenza al taglio, secondo il criterio di Mohr-Coulomb classico per condizioni drenate, a lungo termine.

Nel caso invece di specifiche discontinuità' con determinata rugosità e specifici livelli di alterazione la resistenza al taglio è caratterizzata da una specifica parametrizzazione. In particolare il modello JCR di Barton & Bandis (1990) e Barton (2013) può essere usato (figura D.30) integrato direttamente nel metodo GSI. In questo caso una resistenza al taglio collegata a parametri  $\varphi'$  e  $c'$  equivalenti è associata a una specifica discontinuità, o giunto.

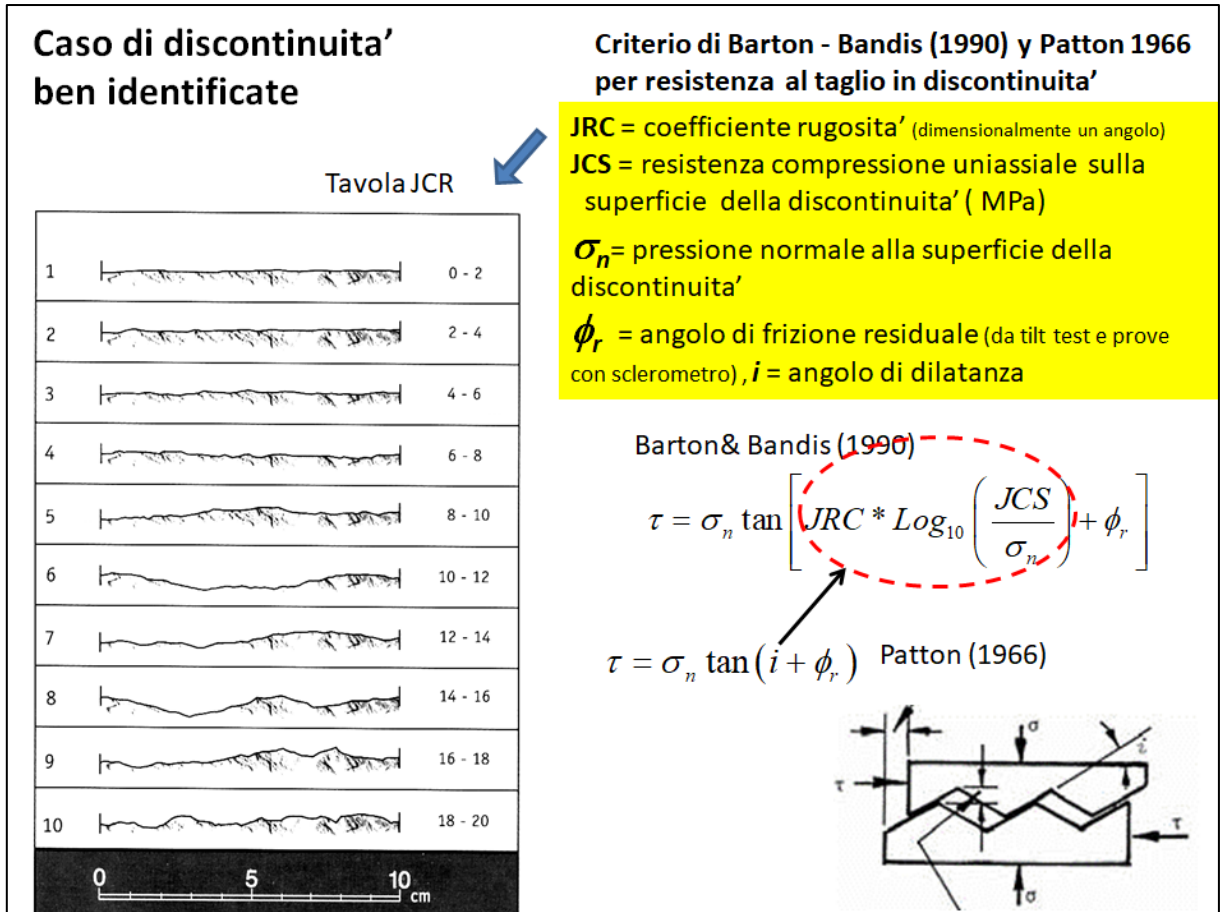


Fig. D.30

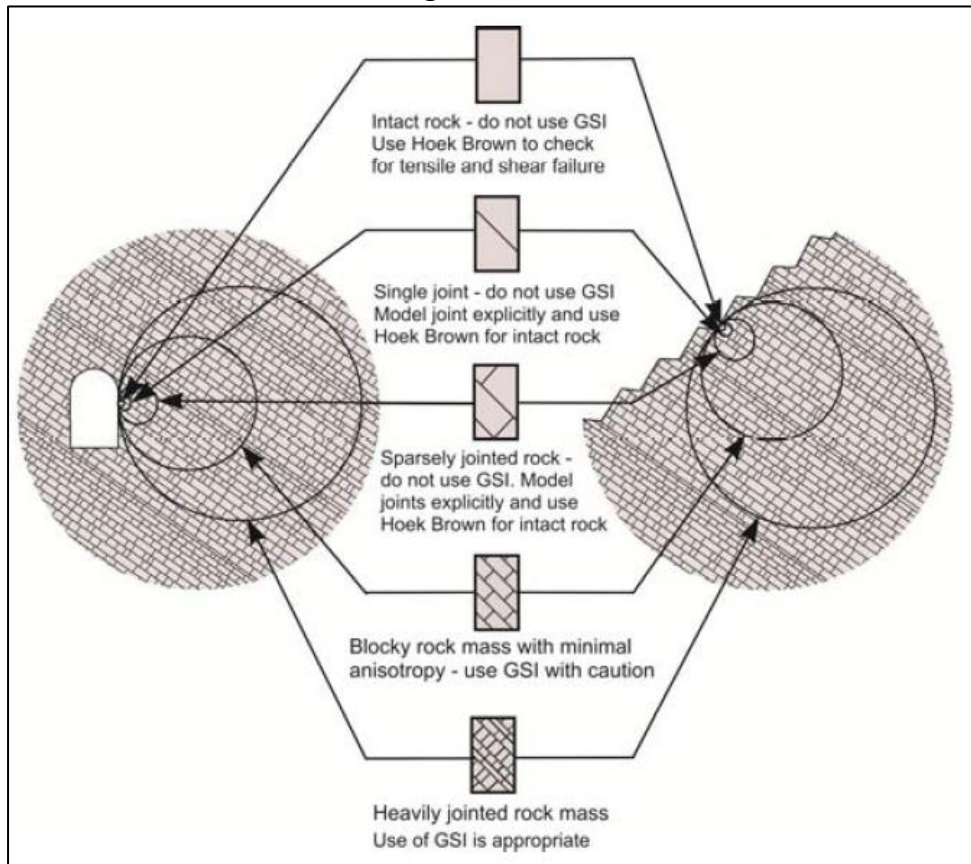


Fig. D.31

In generale la applicazione del metodo GSI può essere associata al metodo JRC in uno stesso pendio. Infatti Il metodo GSI per essere ben applicato deve essere associato a una elevata isotropia di

fratturazione (fig. D.31) ma in presenza di evidenti e chiare anisotropie strutturali e che definiscono potenziali superfici predefinite di scivolamento si può facilmente integrare il metodo GSI con il metodo JRC, per specifiche superfici di discontinuità (fig. D.30) presenti nell'ammasso roccioso e in alcune unità stratigrafiche che possono essere così definite contemporaneamente con il metodo GSI e JRC (GSI+JRC).

**SSAP, a partire dalla versione 4.9.6, permette di caricare i dati geometrici e geomeccanici delle famiglie di discontinuità presenti in strati già definiti con il criterio GSI. A questo punto, nel caso che una specifica superficie di scivolamento generata incontri e segua una delle famiglie di discontinuità presenti, il criterio di rottura utilizzato non sarà più quello GSI ma il criterio Barton-Bandis (JRC), figura D.32(b).** Anche questo criterio di rottura (fig. D.30) è di tipo non lineare, come illustrato nella figura D.32(a) e una incauta e semplicistica linearizzazione potrebbe portare a valori  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti molto sottostimati o sovrastimati influenzando così pesantemente l'intera verifica di stabilità. Il metodo JRC secondo diversi autori (Prasetyo et al., 2017) viene usato in maniera impropria perfino in molti software agli elementi finiti.

SSAP al contrario adotta una stima dei parametri  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti locali seguendo l'algoritmo proposto da Prasetyo et al. (2017) dove viene seguito rigorosamente l'involuppo non lineare del metodo di Barton-Bandis JRC (figura D.30). Inoltre SSAP applica il metodo proposto per la correzione dei valori JRC e JCS in funzione della scala delle discontinuità presenti a scala dell'affioramento (Bandis et al. 1981; Barton & Bandis, 1990; Barton, 2013; Barton & Bandis, 2017) (eq. D.16, D.17)

$$JRC_n = JRC_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.02 JRC_0} \quad \text{D.16}$$

$$JCS_n = JCS_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.03 JRC_0} \quad \text{D.17}$$

Dove:

$JRC_0$  : indice di rugosità dei giunti ottenuto a una specifica scala di misura (es 0.1 m) sulla discontinuità;

$JRC_n$  : indice di rugosità dei giunti normalizzato specifica scala di persistenza della discontinuità (es. 3 m);

$JCS_0$  : resistenza alla compressione semplice (MPa) dei giunti ottenuto a una specifica scala di misura (es. 0.1 m) sulla discontinuità;

$JCS_n$  : resistenza alla compressione semplice (MPa) dei giunti normalizzato specifica scala di persistenza della discontinuità (es. 3 m);

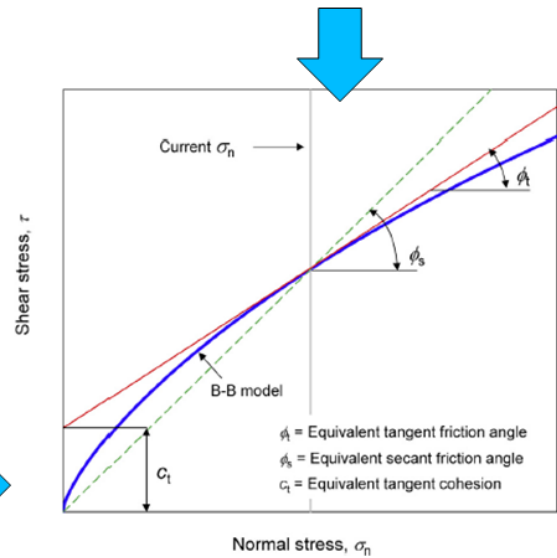
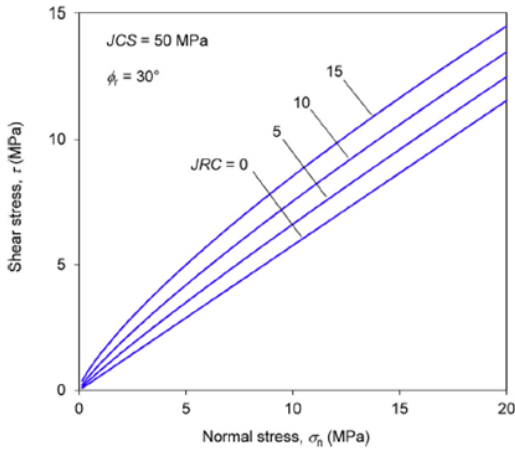
$L_0$  : Lunghezza (m) della zona di misura proprietà della discontinuità (es 0.1 m);

$L_n$  : Lunghezza (m) della persistenza della discontinuità (es 3 m);

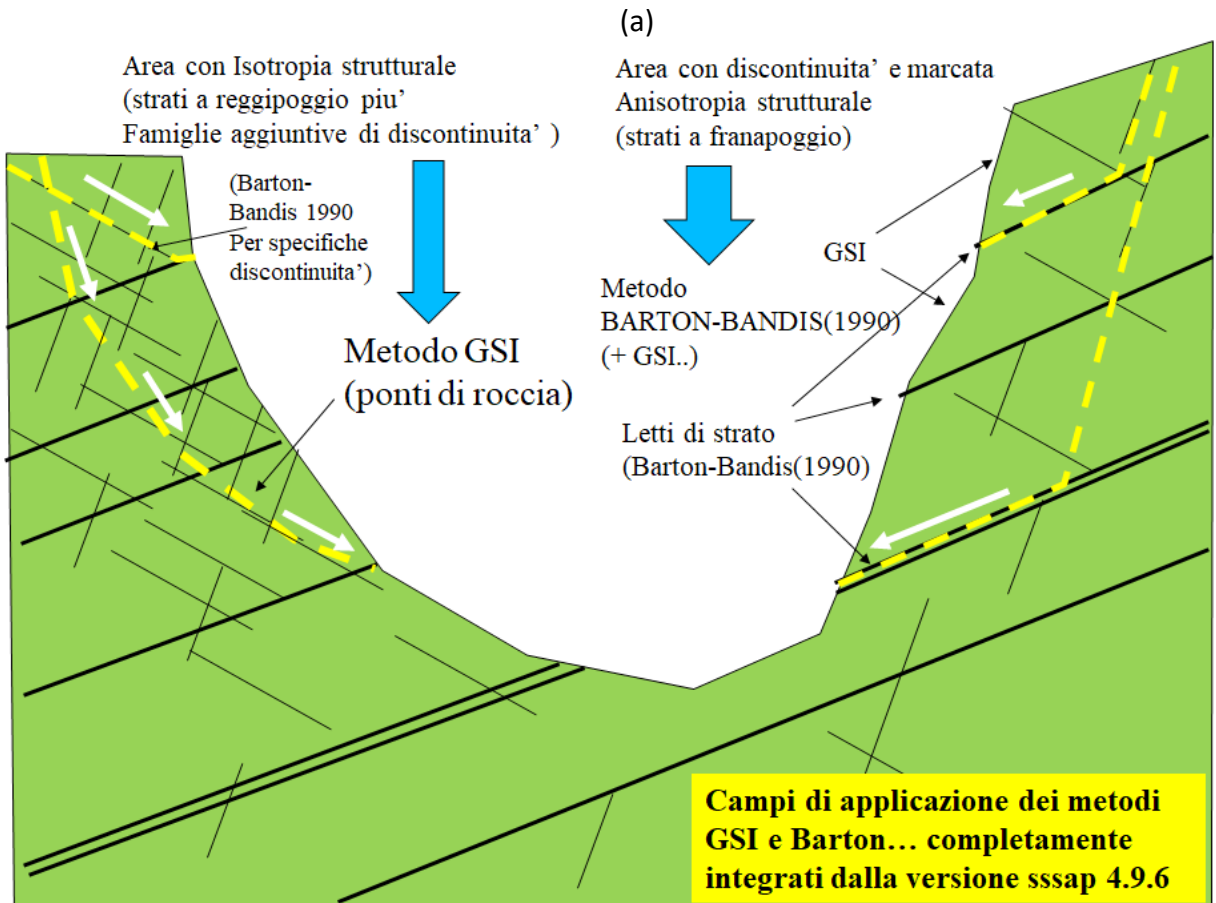
Immagini da Prassetyo et al. (2017)

**Criterio B-B non-lineare  
che puo' essere usato a partire dalla  
versione ssap 4.9.6**

Dato che anche il criterio di rottura di Barton per le discontinuita' e' curvo anche la stima di  $\phi_i'$  e  $c'$  equivalenti non puo' essere semplicemente linearizzato. (porterebbe a grosse sovrastime o sottostime)



La stima locale dei valori  $\phi_i'$  e  $c'$  equivalenti segue in SSAP il método di Prassetyo et al. (2017)



(b)  
Fig. D.32

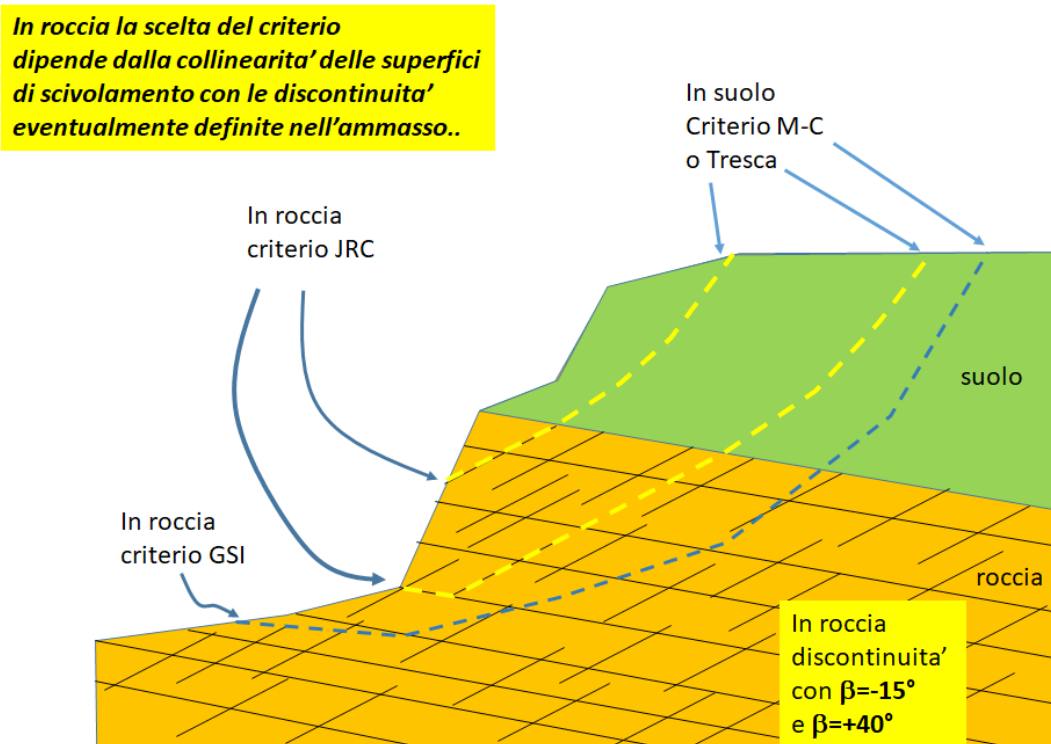


Fig. D.33

Durante l'attraversamento di un ammasso roccioso da parte di una superficie di scivolamento di tentativo la scelta del criterio di rottura da utilizzare automaticamente verrà fatta dal software SSAP una volta che le caratteristiche delle famiglie di discontinuità siano indicate nell'ammasso roccioso fratturato secondo il criterio indicato in figura D.33 (criterio di). Nel caso che la collinearità locale, con le discontinuità indicate, non sia verificata o l'ammasso sia definito con i soli parametri del criterio GSI il criterio locale di rottura sarà quello GSI di Hoek et al. (2002).

La struttura di un ammasso roccioso con discontinuità orientate è nella pratica una struttura tridimensionale. Nel caso di SSAP come altri software simili invece il nostro pendio è rappresentato bi-dimensionalmente. Quindi tutte le famiglie di discontinuità orientate, ciascuna delle quali può essere rappresentato con una coppia di valori angolari nello spazio (*dip direction/true dip*) deve essere trattata per ottenere i valori corretti dell'angolo  $\beta$  di pendenza della discontinuità nel sistema 2D. Nella Figura D.34 è presentata la procedura per ottenere il valore corretto di  $\beta$  per ogni famiglia di discontinuità una volta noti i parametri strutturali della stessa.

Nella componente del modello con discontinuità è conveniente effettuare questo calcolo per ciascuna delle discontinuità presenti. Questi dati verranno inclusi insieme ai parametri geomeccanici associati alle discontinuità nel file. JRC che di fatto costituisce una aggiunta opzionale, nel caso di ammassi rocciosi fratturati, al file dati geomeccanici. GEO. Il file .JRC è descritto in una sezione speciale del capitolo 3 di questo manuale.



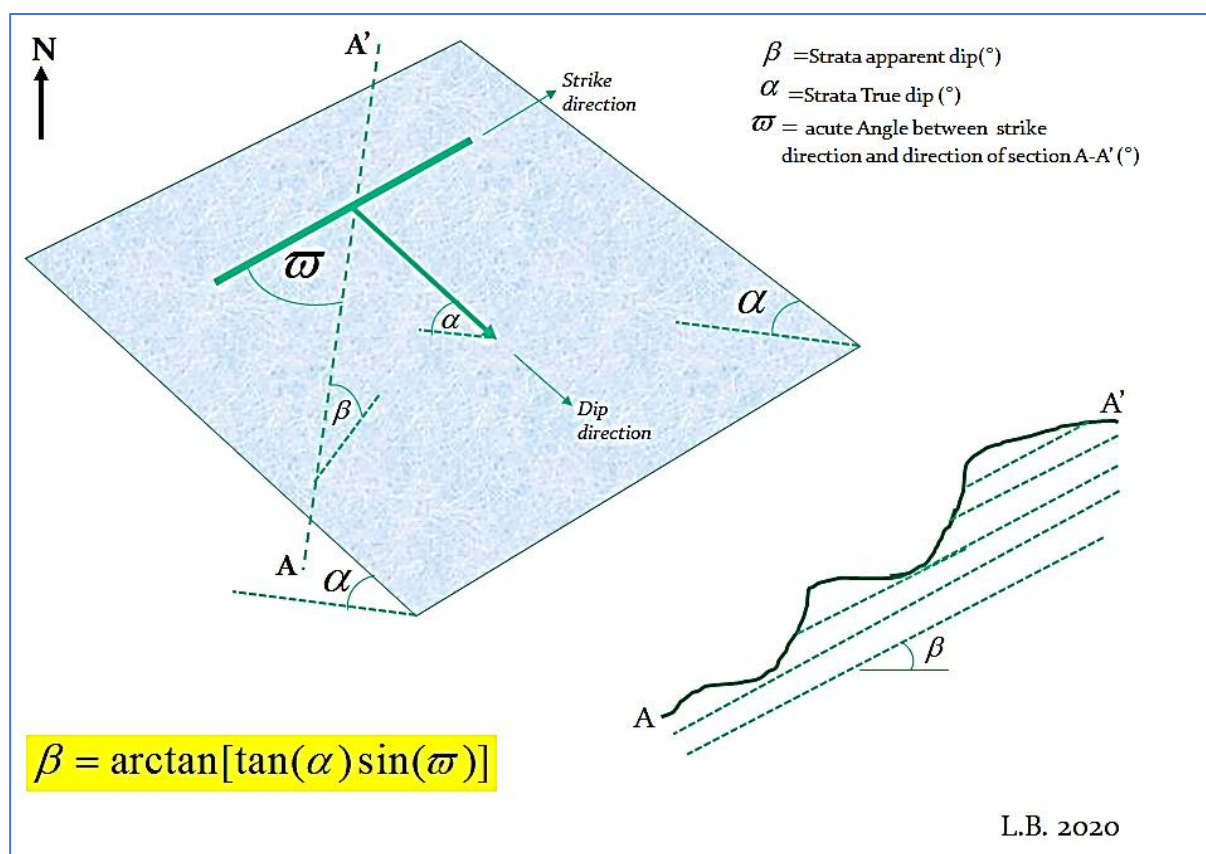


Fig. D. 34

Una serie di considerazioni generali è necessaria intorno al criterio di rottura di Hoek et al. (2002) basata sul sistema di classificazione GSI.

Il metodo GSI fino dalle sue origini in origine soffriva di una serie di punti deboli e in particolare la metodologia suggerita per la stima dei parametri GSI e D. Tuttavia nell'ultimo decennio una serie di studi importanti hanno fornito una metodologia più oggettiva e maggiormente pratica per la stima di questi parametri. I nuovi metodi descritti in questa appendice saranno certamente utili agli utenti di SSAP per ogni uso nella pratica professionale e di ricerca. Questo è il caso dei lavori di Russo (2009) e quelli di Marinós (2010,2017) illustrati nella seguente sezione.

È comunque necessario ricordare la importanza dei limiti di applicabilità dei metodi GSI e JRC e delle rigorose linee guida fornite dai vari autori (vedasi bibliografia di questa appendice). Di per sé questi criteri di rottura e classificazione costituiscono una estensione enorme del metodo classico di Mohr-Coulomb a un tipo di geomateriali di fondamentale importanza nella geotecnica del secolo XXI, ovvero la geomeccanica degli ammassi rocciosi fratturati. Inoltre la loro integrazione in uno stesso pendio (con il software SSAP) permette di fare un altro passo avanti nella **trattazione multi-scala dei fenomeni di rottura e scivolamento** in ammassi rocciosi di estrema complessità. **Il proposito fondamentale di SSAP è per questo motivo quello di fornire gli strumenti migliori, per le migliori verifiche di stabilità.**

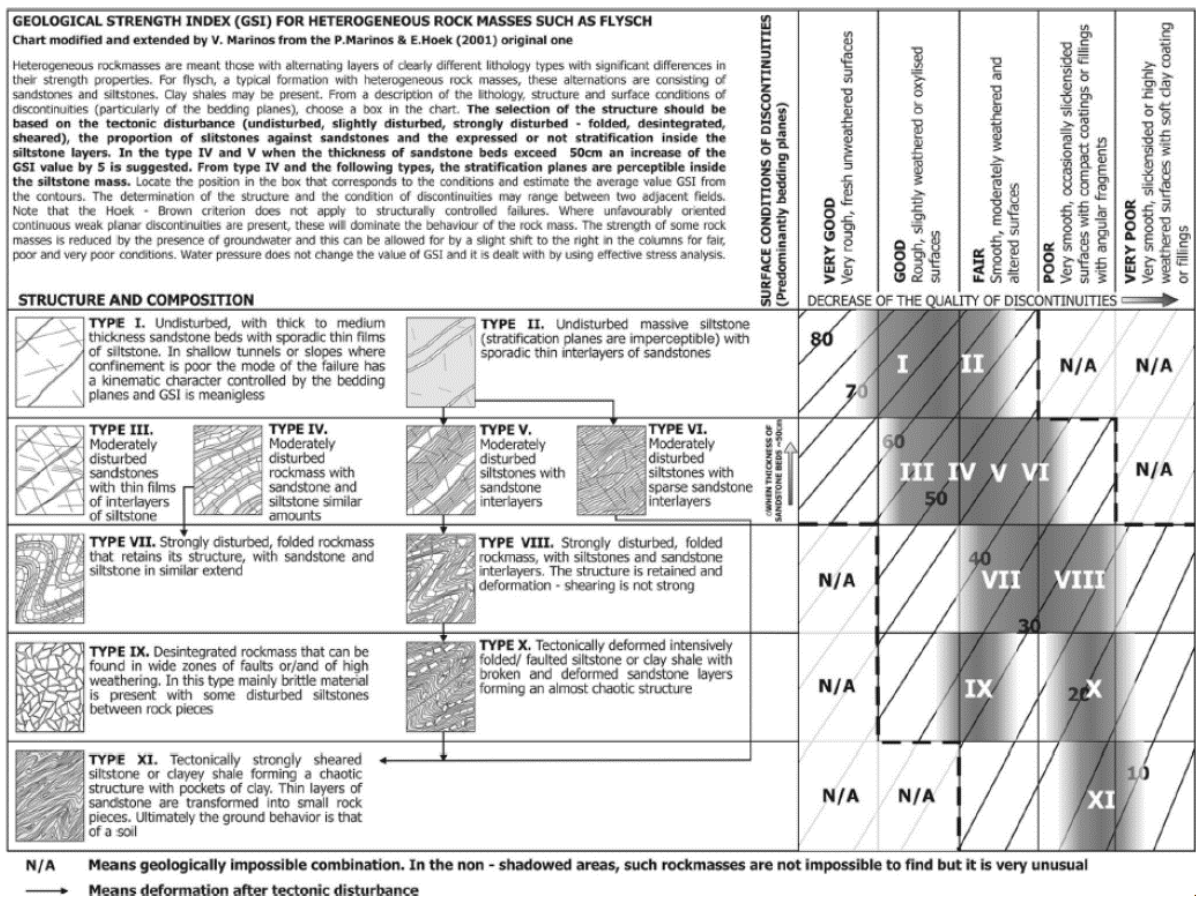
#### D. 6 STIMA DEL PARAMETRO GSI NEL CASO DI FORMAZIONI IN FACIES DI FLYSH E CARBONATICHE (Marinós 2010,2017).

La stima del parametro GSI nel caso di formazioni geologiche particolari come torbiditi, calcaree e non calcaree, usualmente composte da alternanza variabile tra differenti litotipi: arenarie-siltiti-argilliti, o calcare-calcareniti, siltiti-argilliti. La alternanza litologica pone una evidente e crescente complessità nella attribuzione del parametro GSI, ma anche nel caso della assegnazione di un parametro unitario di resistenza a compressione uniassiale. Mentre nel caso della compressione uniassiale un valore unitario

può essere ottenuto mediante una media ponderata dei valori di resistenza a compressione di ogni litotipo, tenendo conto della rispettiva abbondanza relativa, nel caso dell'attribuzione del valore di GSI questo metodo non è altrettanto facilmente utilizzabile. Marinos (2010, 2017) ha pubblicato due importanti lavoro che si possono considerare dei riferimenti per risolvere l'attribuzione del valore di GSI in ammassi rocciosi caratterizzati da questa complessità. Nelle due sezioni successive vengono riportate alcune figure originali dell'autore oltre a una serie di immagini da utilizzare come una specie di atlante visuale di riferimento per la assegnazione dei valori di GSI seguendo la metodologia proposta da Marinos (2010, 2017).

**D. 6.1 Classificazione GSI per ammassi rocciosi eterogenei, anche tettonicamente disturbati, (Flysch) - formazioni torbiditiche, non calcaree (Marinos, 2017)**

Di seguito sono riportate immagini e esempi di classificazione seguendo le indicazioni di Marinos (2017) (fig. D.35) per ammassi rocciosi torbiditici con differente grado di tettonizzazione e alterazione.



**Fig. D.35 (da Marinos 2017)**

Nella figura D.36 sono riportate immagini tratte da Marinos (2017) dove i differenti gruppi di classificazione GSI sono associati a specifiche condizioni tettonico-strutturali associate alle fasi di orogenesi subita dalle formazioni torbiditiche in facies di Flysch.

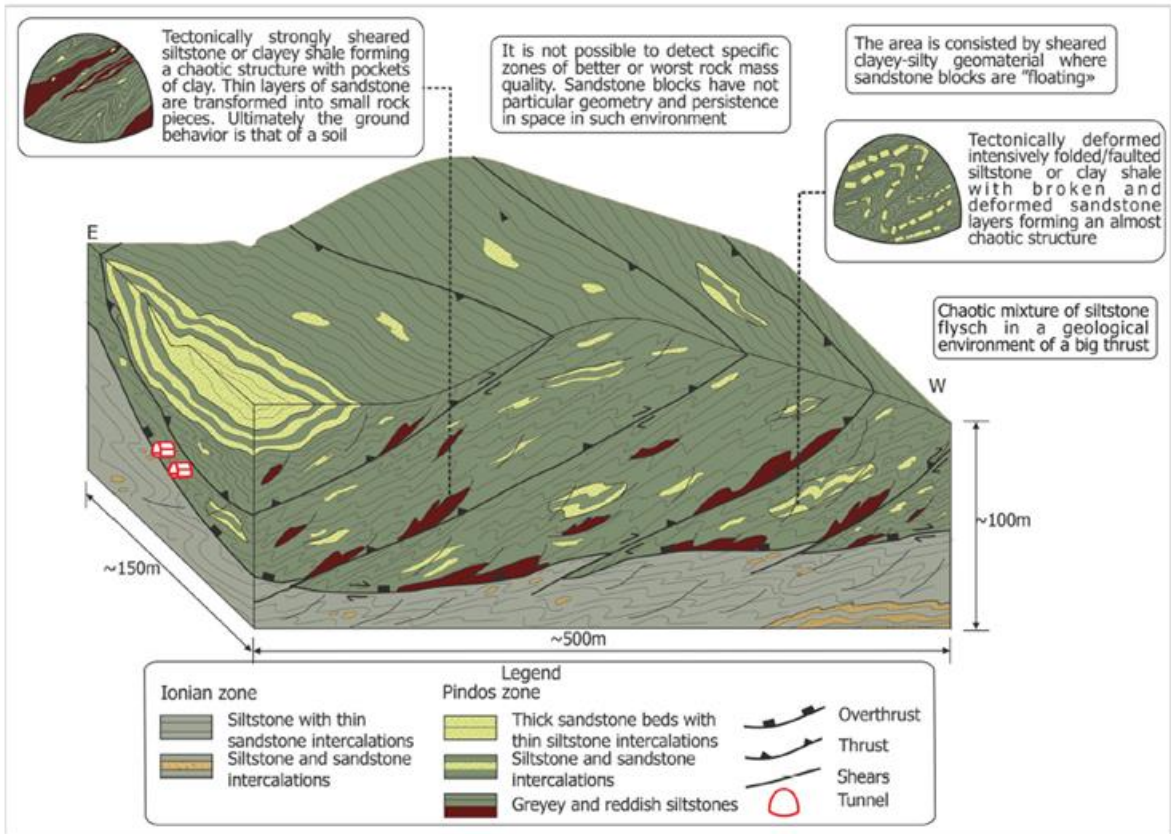
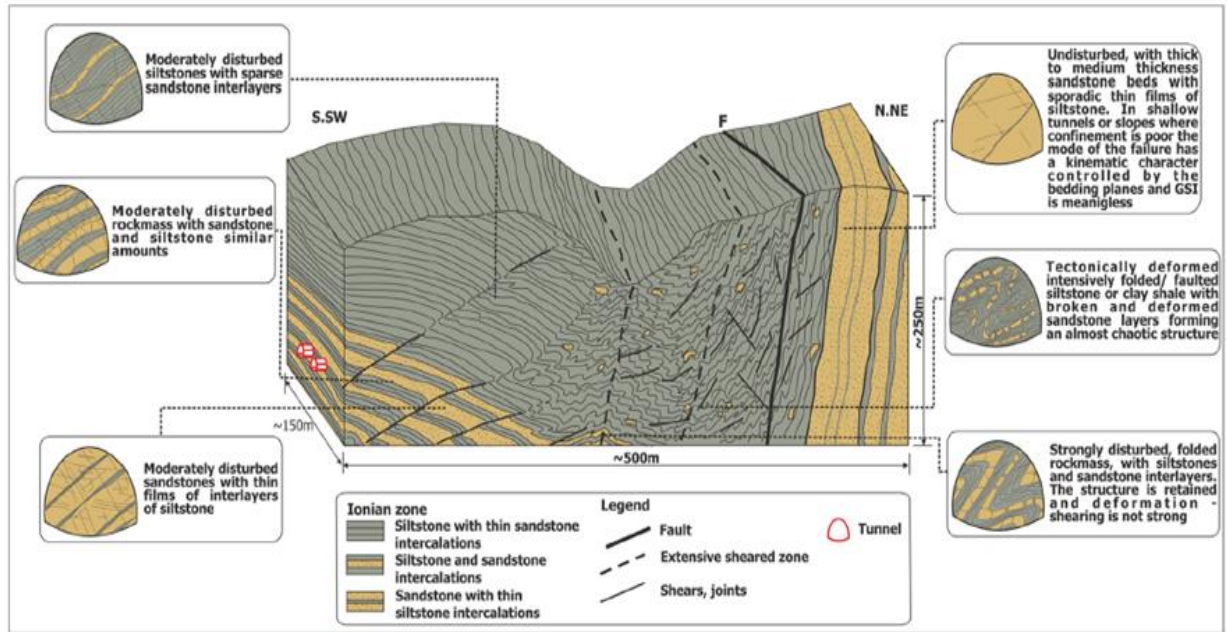


Fig. D.36 (da Marinos 2017)

Di seguito sono riportate immagini con differenti classi di GSI associate ai criteri di classificazione della figura D.35(Marinos 2017).



<http://geoscience.wales/wp-content/uploads/2014/01/photo-16-Turbidite-Sediments.jpg>



Tipo I GSI medio=65

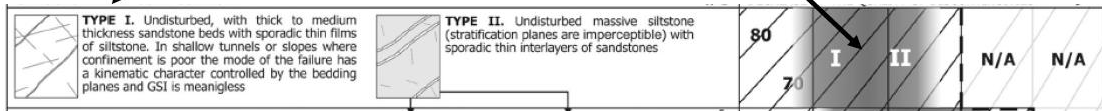


Fig. D.37

[https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/3/33/Fault\\_in\\_Seppap\\_Gorge\\_Morocco.jpg/800px-Fault\\_in\\_Seppap\\_Gorge\\_Morocco.jpg](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/3/33/Fault_in_Seppap_Gorge_Morocco.jpg/800px-Fault_in_Seppap_Gorge_Morocco.jpg)



<http://earthwise.bgs.ac.uk/images/7/7a/P221917.jpg>



Tipo II GSI medio=60

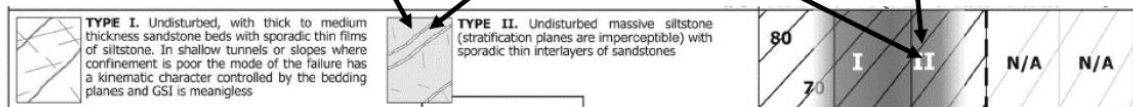


Fig. D.38



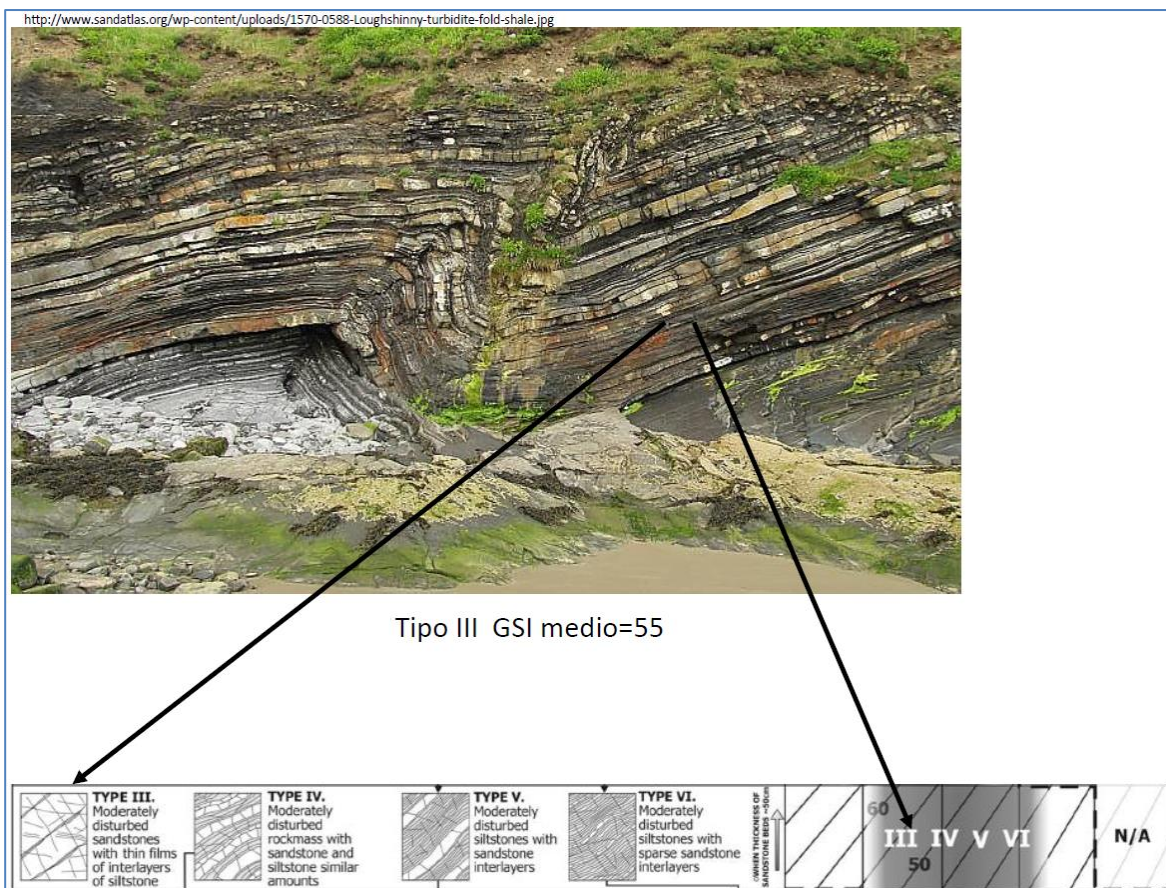


Fig. D.39

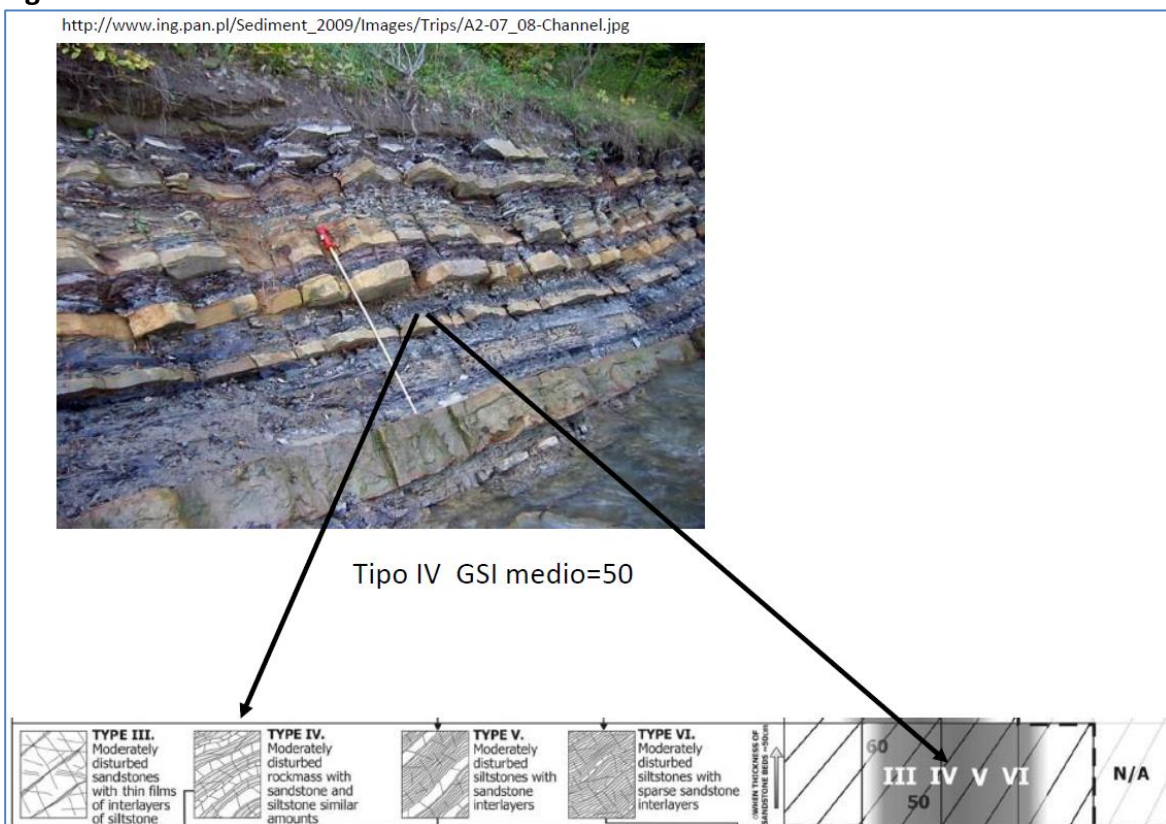


Fig. D.40



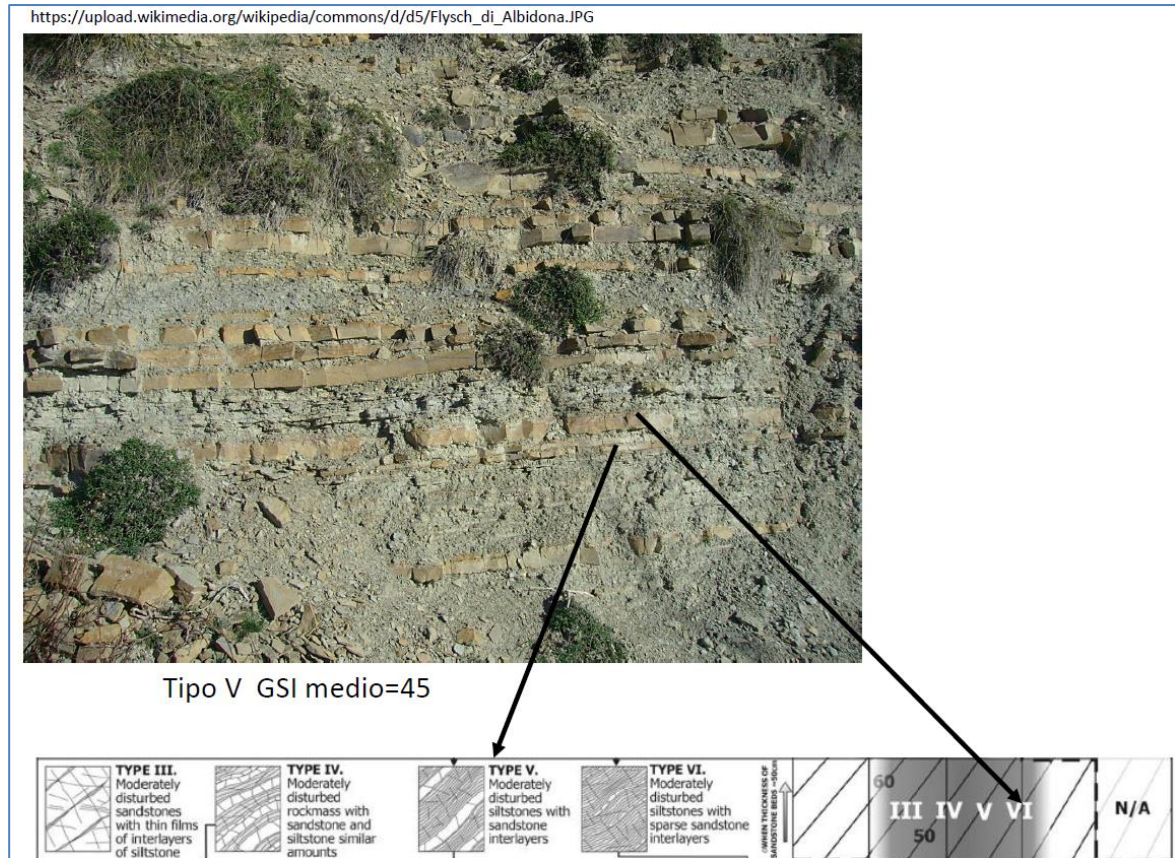


Fig. D.41

<https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcRllo6m4FjT7TPaMJZTMHdid9wQyhhWdFjxRwaLOPcPezQn-fnpg>

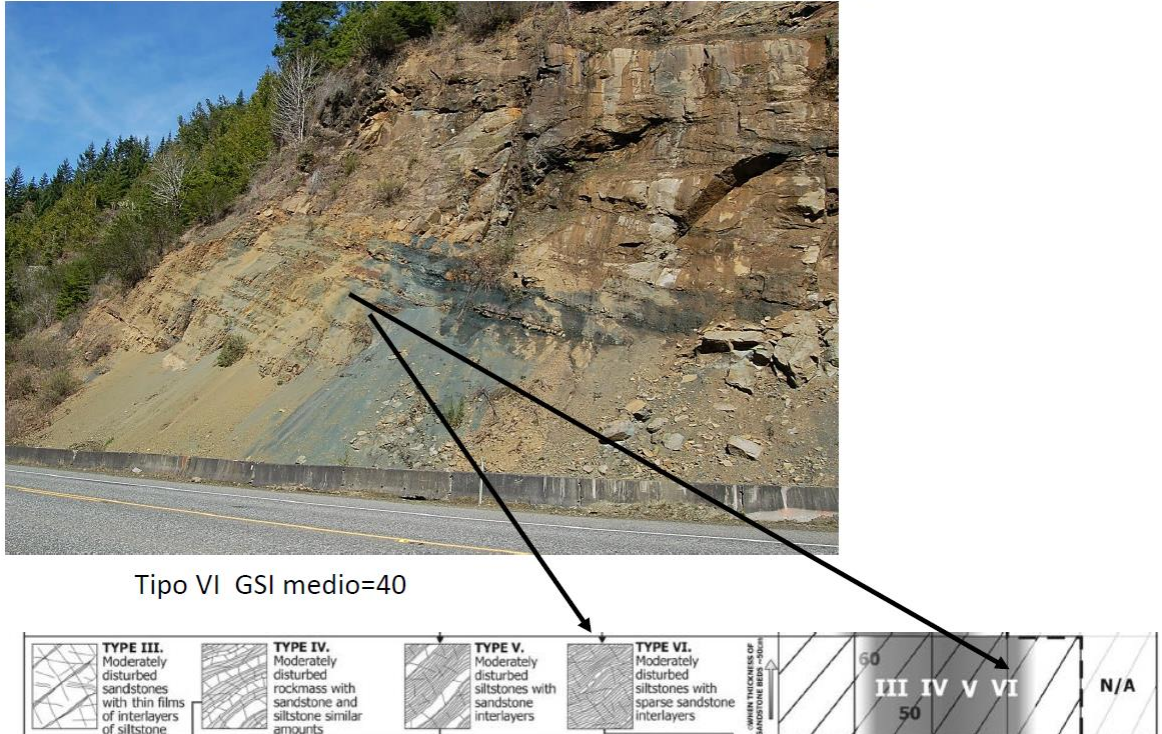


Fig. D.42



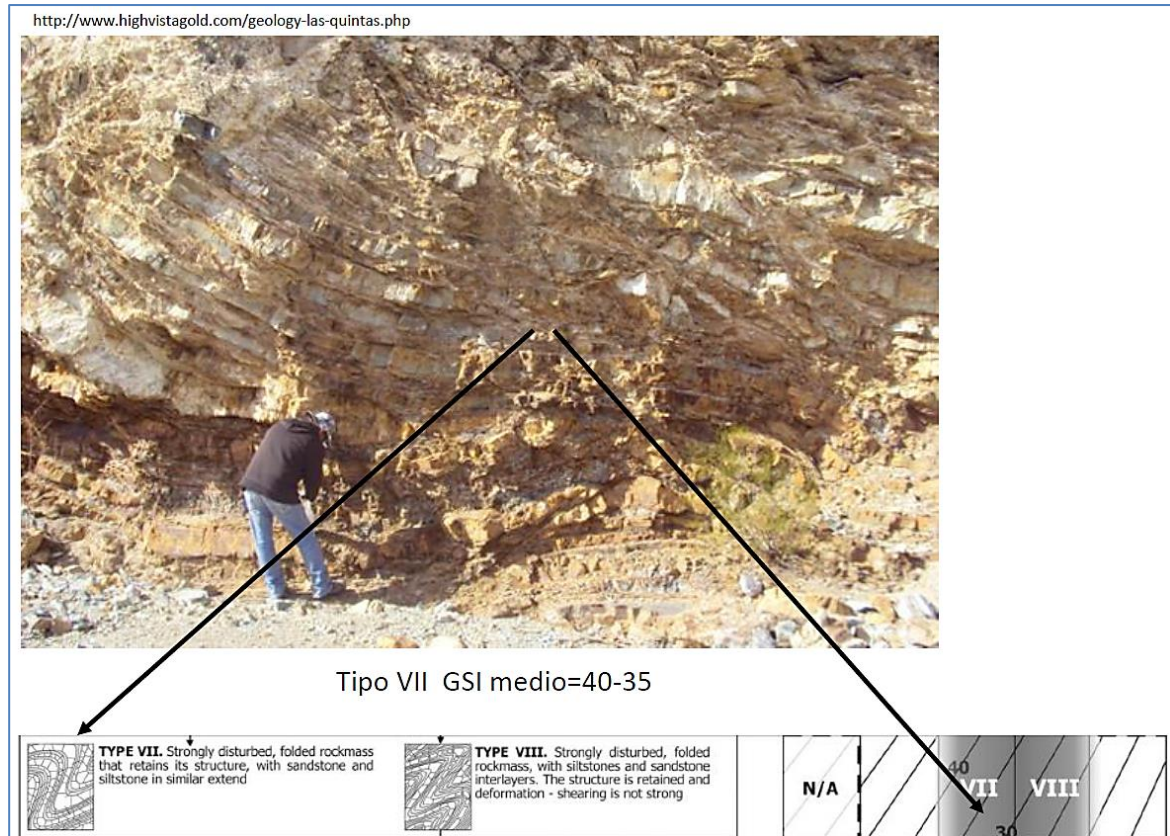


Fig. D.43

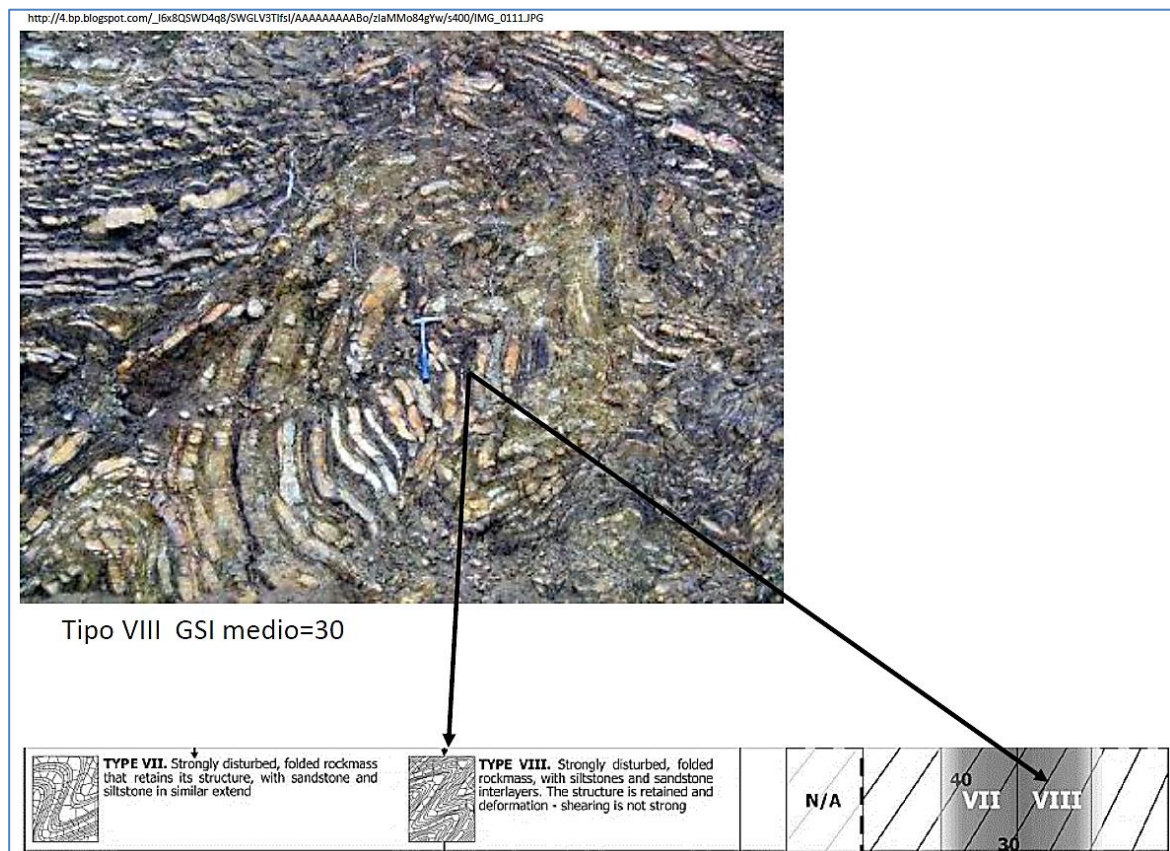


Fig. D.44



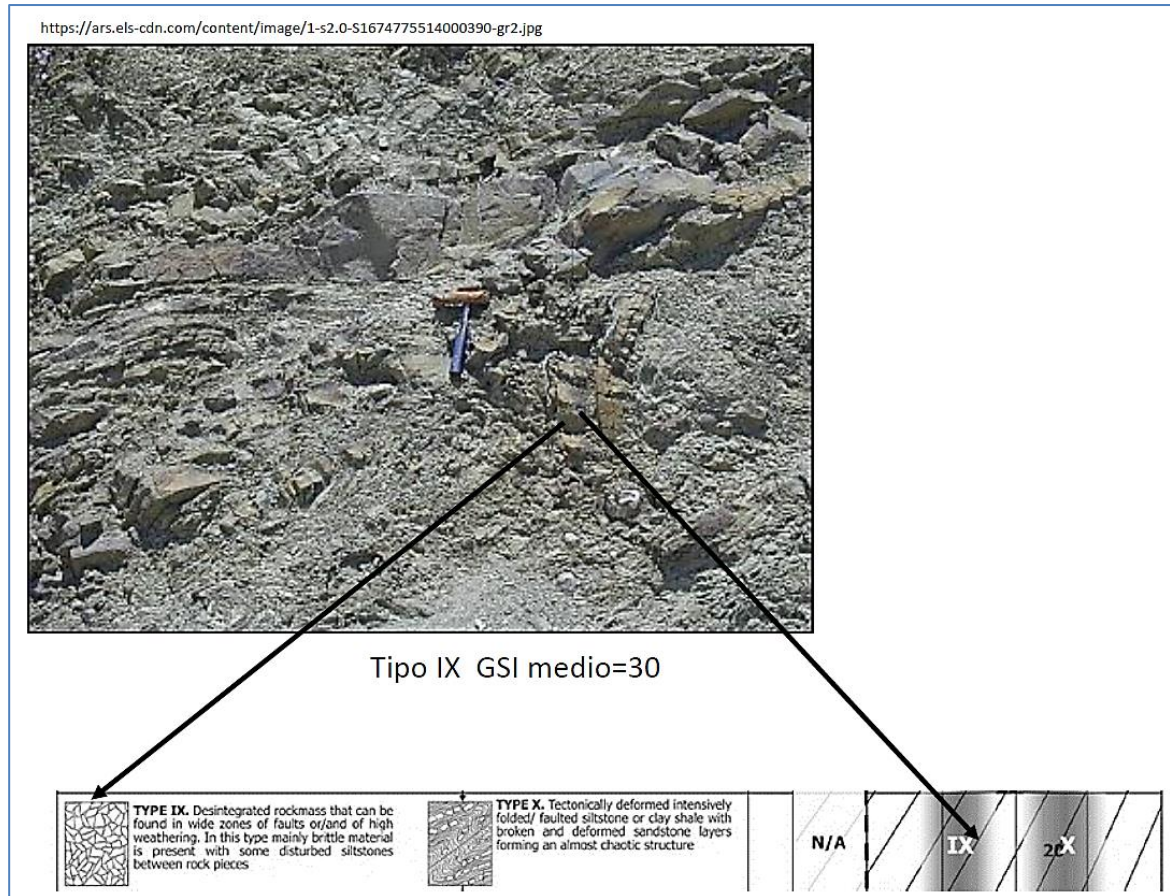


Fig. D.45

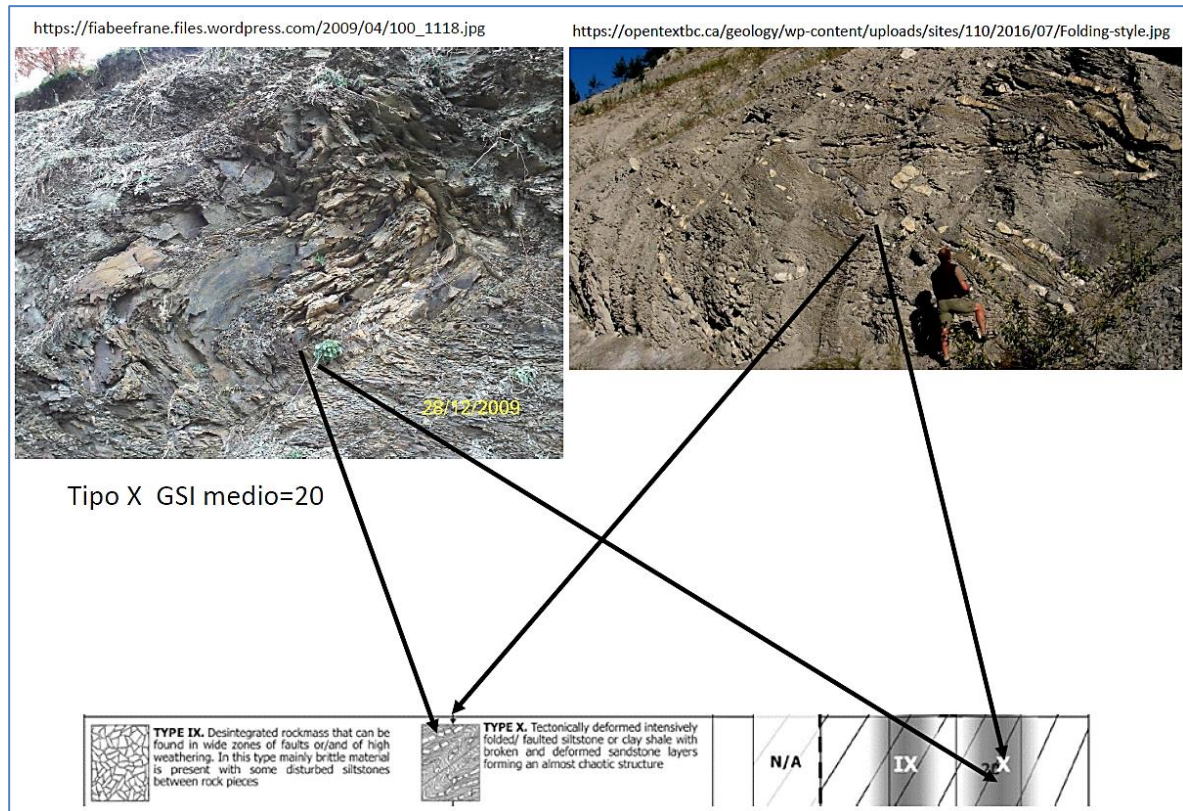


Fig. D.46



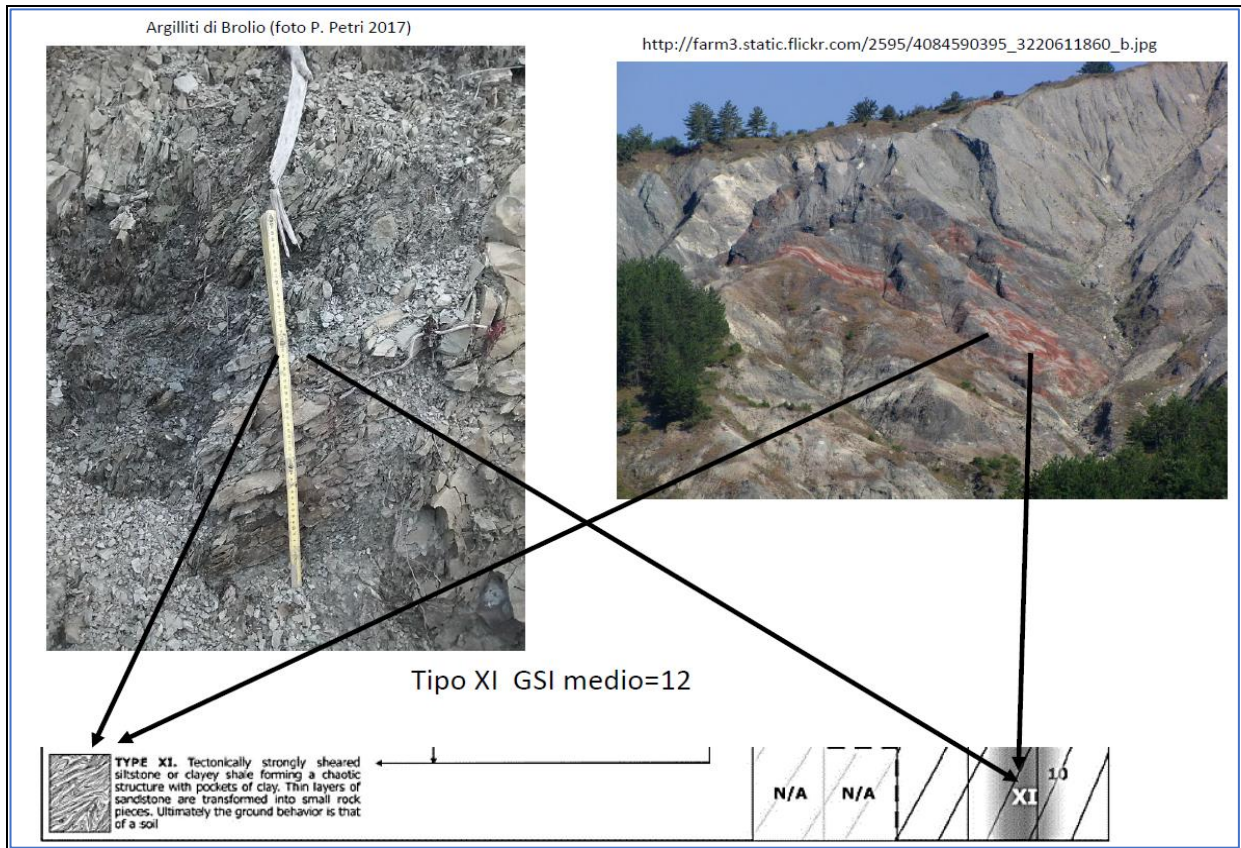


Fig. D.48

**D. 6.2 Classificazione GSI per rocce carbonatiche, anche tettonicamente disturbate, con e senza intercalazioni di argilliti e siltiti (Marinos, 2010)**

Di seguito sono riportate immagini e esempi di classificazione seguendo le indicazioni di Marinos (2010) (fig. D.49) per ammassi rocciosi carbonatici.

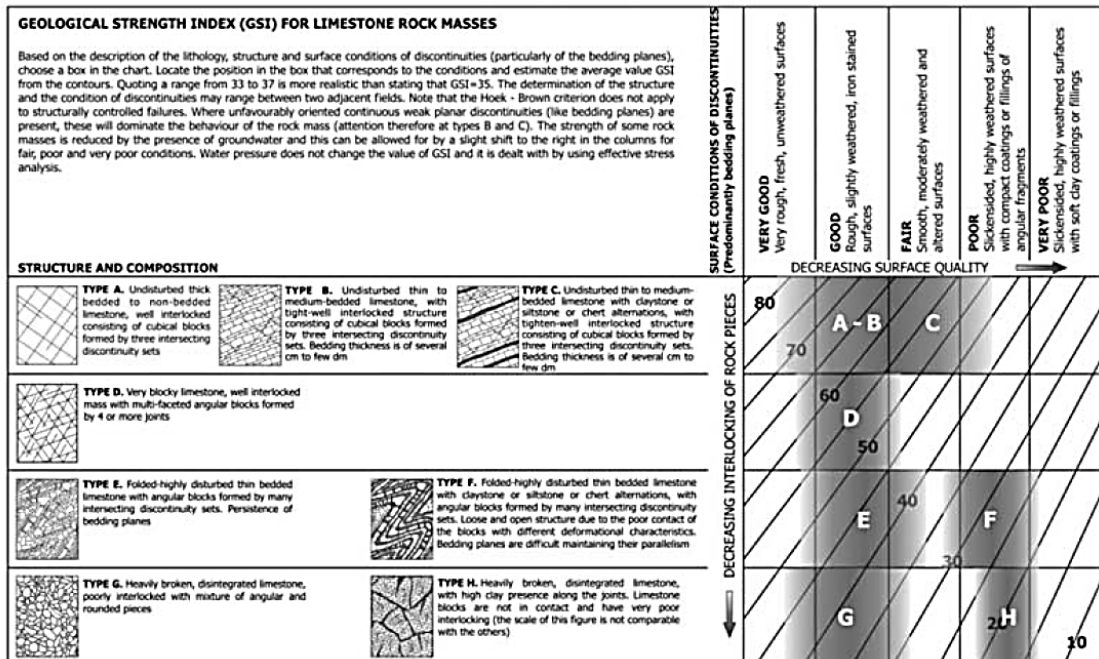


Fig. D.49 (da Marinos 2010)



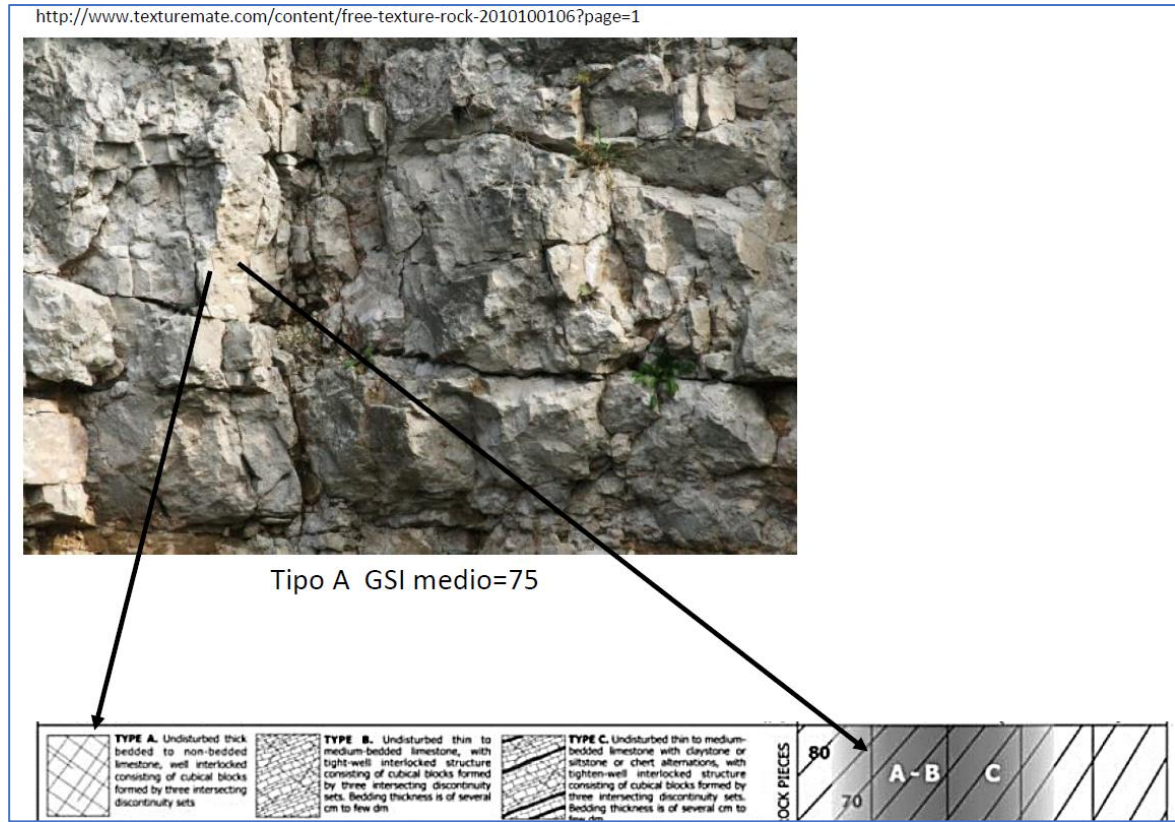


Fig. D.50

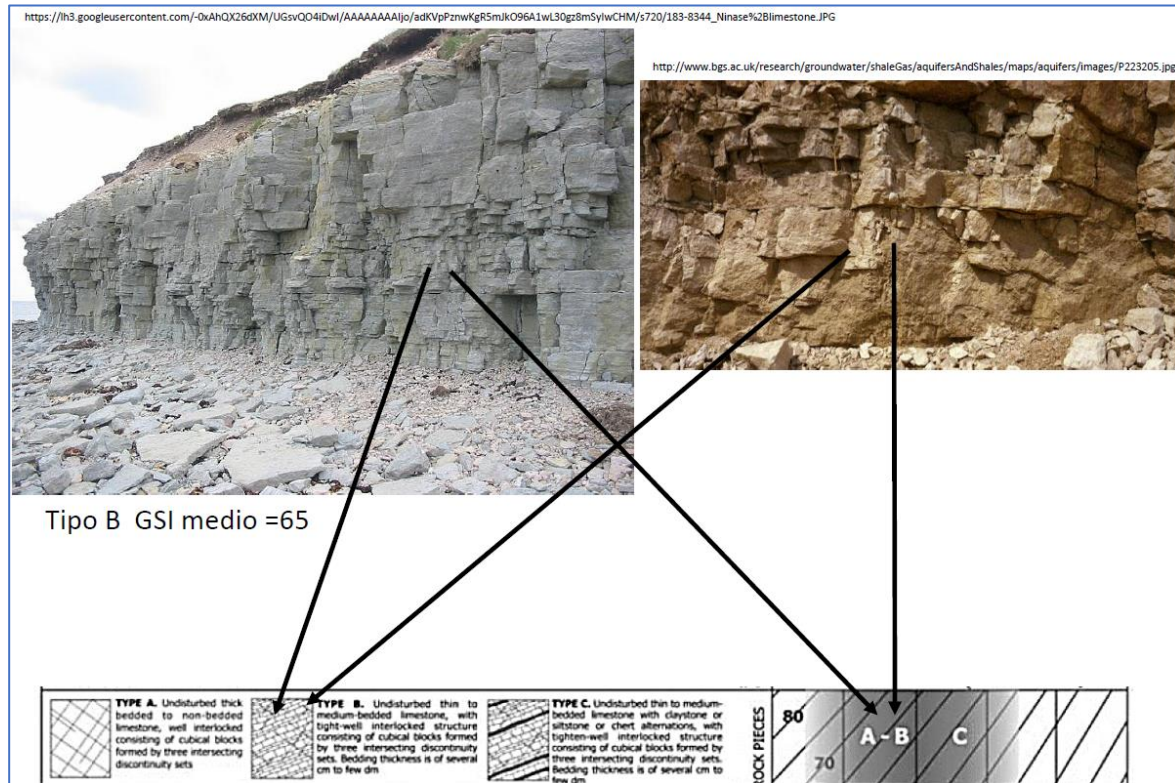


Fig. D.51



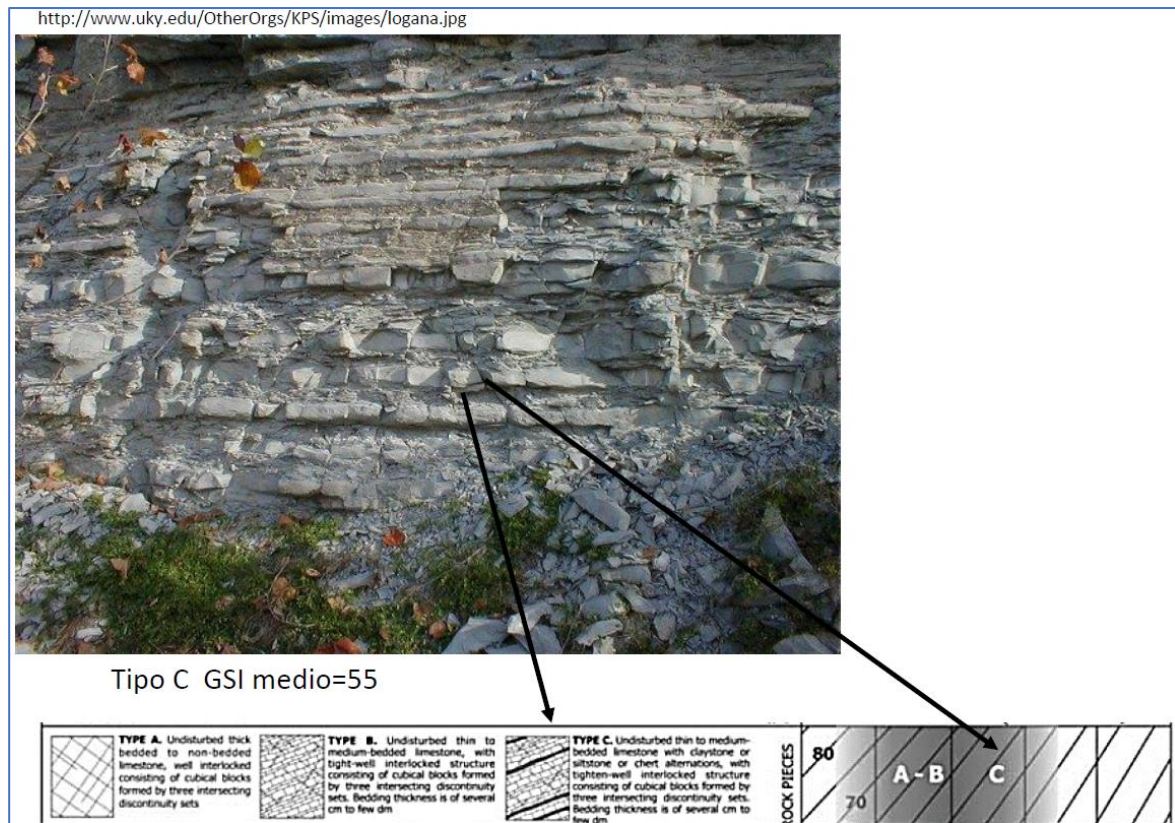


Fig. D.52

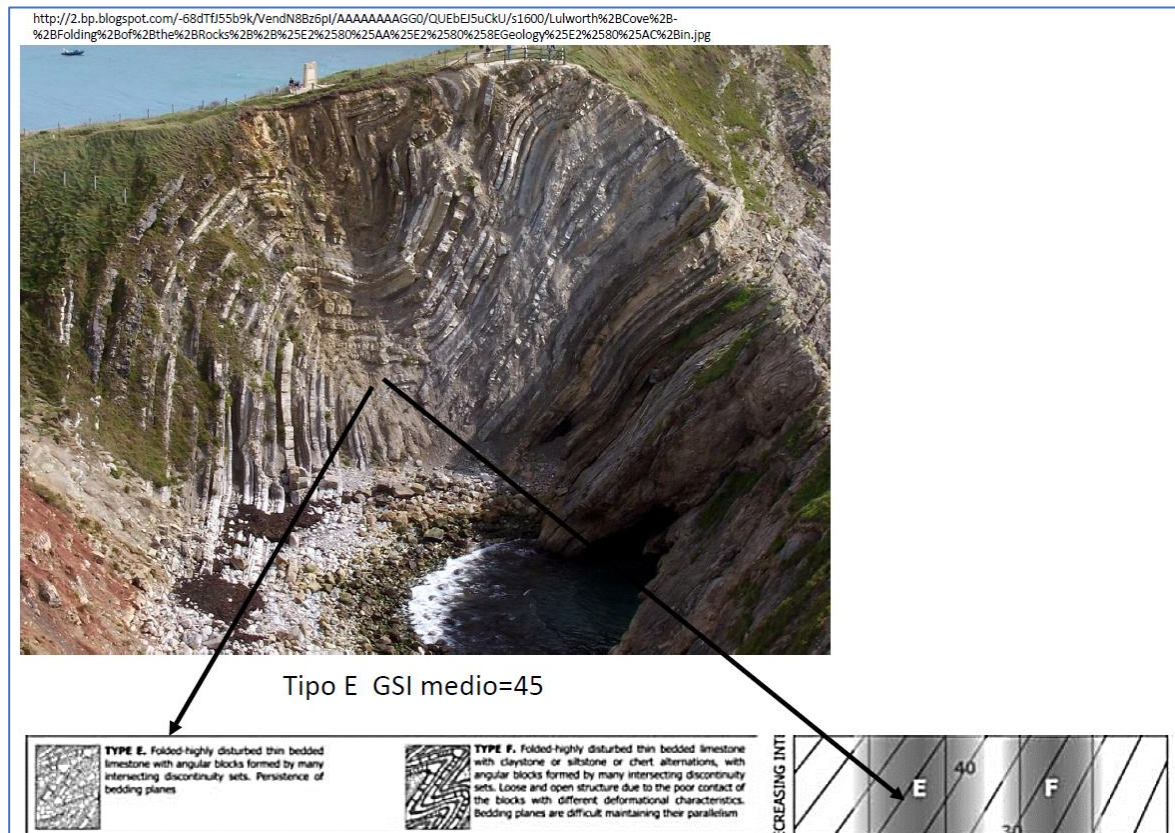


Fig. D.53



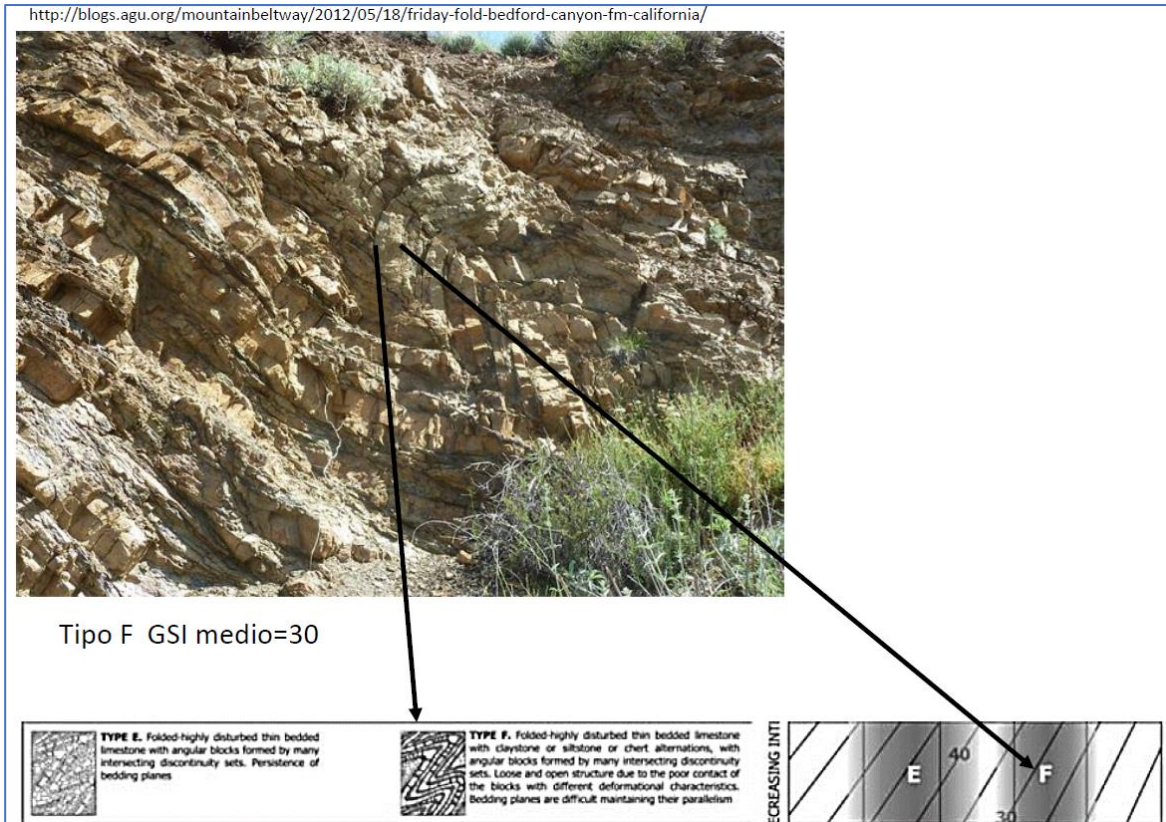


Fig. D.54

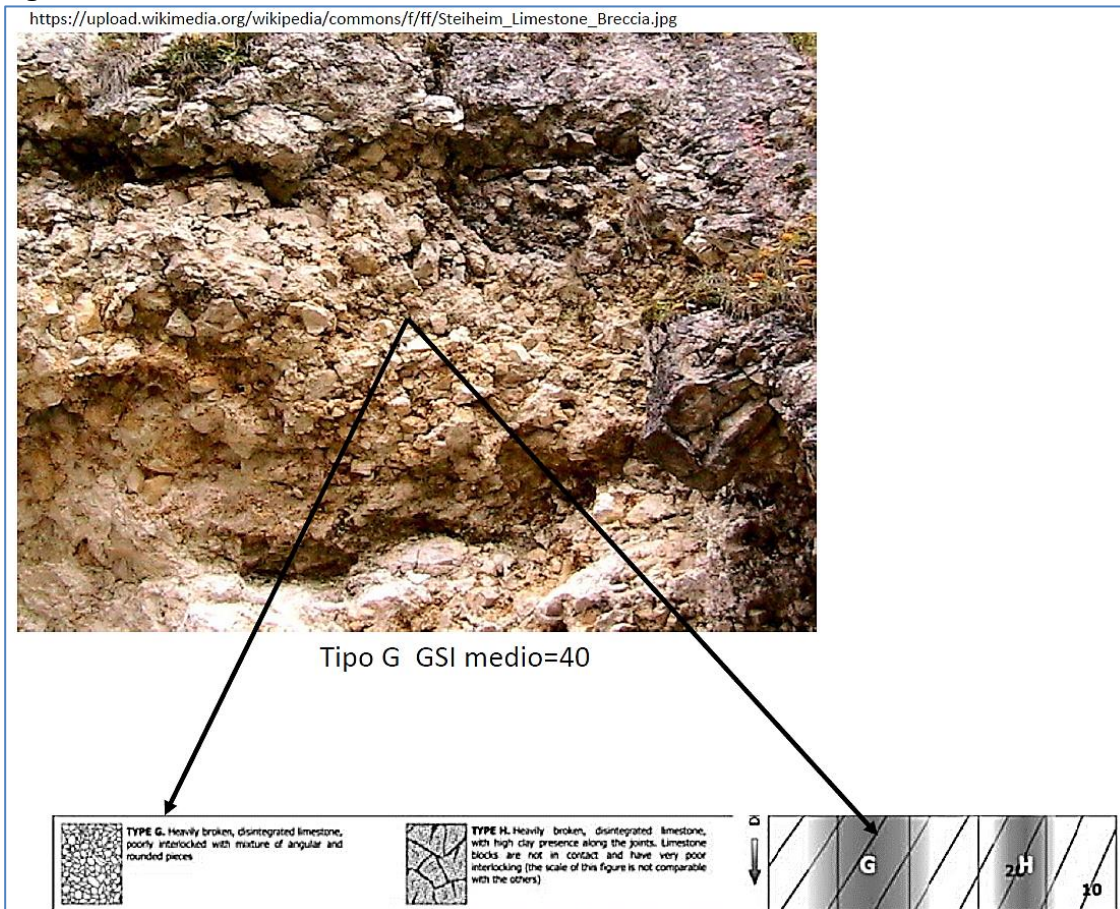


Fig. D.55



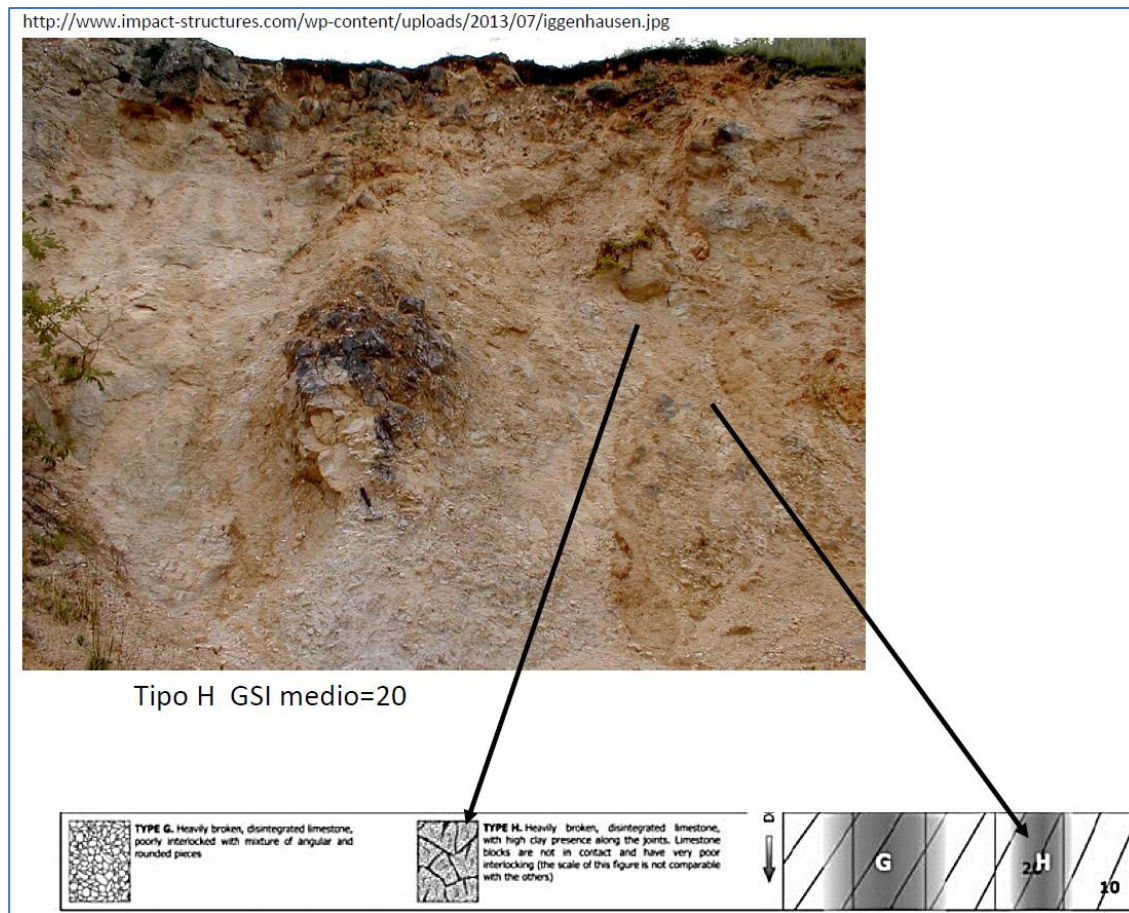


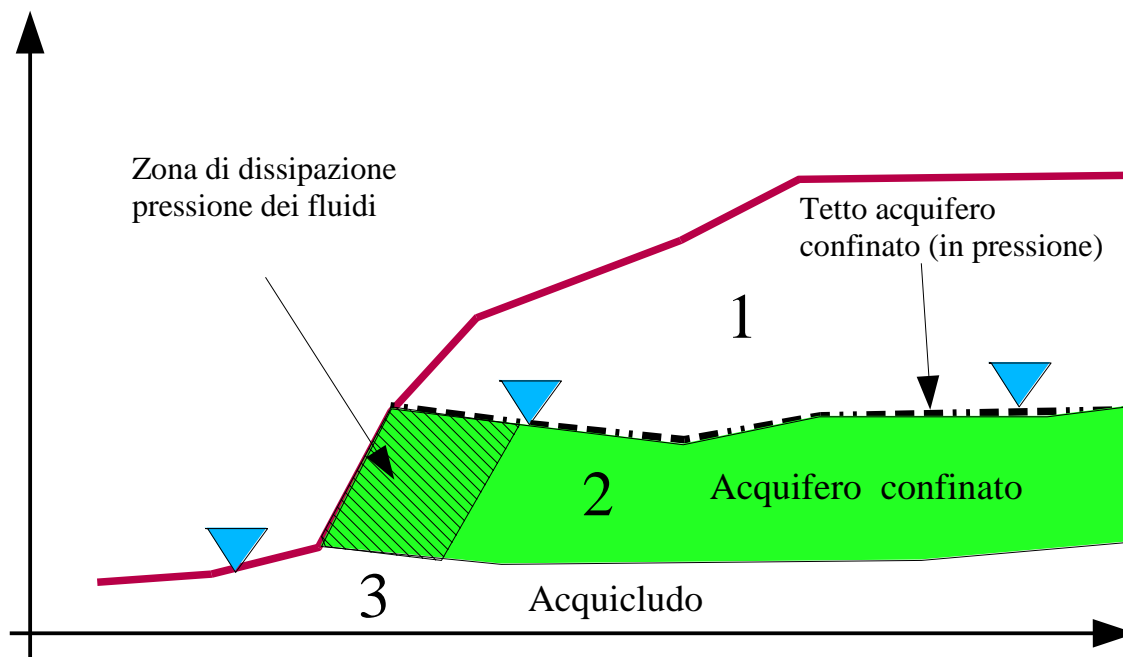
Fig. D.56

## D.7 BIBLIOGRAFIA

- Balmer G. A (1952) *general analytical solution for Mohr's envelope*. American Society for Testing Materials. 52:1269–71.
- Bandis, S., Lumsden, A. & Barton, N. 1981. *Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints*. Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. 18, 1-21
- Barton, N. and Bandis, S.C. 1990. *Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice*. International Symposium on Rock Joints. Loen 1990. Proceedings, pp. 603-610, 1990.
- Barton, N. R., & Bandis, S. C. (2017). *Characterization and modelling of the shear strength, stiffness and hydraulic behaviour of rock joints for engineering purposes*. Rock Mechanics and Engineering Volume 1: Principles, 1.
- Barton, N. (2013). *Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 5(4), 249-261.
- Brown, E. T. (2008). *Estimating the mechanical properties of rock masses*. In Proceedings of the 1st southern hemisphere international rock mechanics symposium: SHIRMS (Vol. 1, pp. 3-21).
- Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., & Minami, M. (2007). *Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 44(2), 247-265.
- Cai M (2010) *Practical estimates of tensile strength and Hoek–Brown strength parameter  $m_i$  of brittle rocks*. Rock Mech Rock Eng 43:167–184. <https://doi.org/10.1007/s00603-009-0053-1>
- Carranza-Torres C. (2004). *Some comments on the application of the Hoek–Brown failure criterion for intact rock and rock masses to the solution of tunnel and slope problems*. In: Barla G, Barla M, editors, MIR 2004 – X Conference on rock and engineering mechanics, Torino, Italy, Pàtron Editore, Bologna; 24–25 November 2004. p. 285–326. [Chapter 10].
- Carter, T. G., and V. Marinos. 2014. "Use of GSI for rock engineering design." Proceedings 1st international conference on applied empirical design methods in mining. Lima, Peru. 2014.
- Davarpanah, S. M., Sharghi, M., Vásárhelyi, B., & Török, Á. (2022). *Characterization of Hoek–Brown constant  $m_i$  of quasi-isotropic intact rock using rigidity index approach*. Acta Geotechnica, 17(3), 877-902.
- Hoek, E. (2012). *Blast damage factor D*. Technical note for RocNews. February 2, winter 2102 issue <https://www.rocscience.com/documents/pdfs/rocnews/winter2012/Blast-Damage-Factor-D-Hoek.pdf>
- Hoek, E. and Brown, E.T. 1997. *Practical estimates of rock mass strength*. International J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts. 34(8), 1165-1186.
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). *Empirical estimation of rock mass modulus*. International journal of rock mechanics and mining sciences, 43(2), 203-215.

- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. Proceedings of NARMS-Tac, 1*, 267-273.
- Hoek, E., Carter, T. G., & Diederichs, M. S. (2013, January). *Quantification of the geological strength index chart. In 47th US rock mechanics/geomechanics symposium. American Rock Mechanics Association.*
- Hoek, E., & Brown, E. T. (2019). *The Hoek–Brown failure criterion and GSI–2018 edition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11(3)*, 445-463.
- Lee, Y. K., & Pietruszczak, S. (2017). *Analytical representation of Mohr failure envelope approximating the generalized Hoek–Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 100*, 90-99.
- Lei, X. Z., Fu, W. X., & Liao, Y. (2016). *Multi-Segment Linear Function Approximation of the Nonlinear Shear Strength Envelope. Strength of Materials, 48(3)*, 460-468.
- Li, A. J., Merifield, R. S., & Lyamin, A. V. (2008). *Stability charts for rock slopes based on the Hoek–Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 45(5)*, 689-700.
- Lunardi, P., Froidi, P., & Fornari, E. (1994). *Rock mechanics investigations for rock slope stability assessment. In International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts (Vol. 31, No. 4, pp. 323-345). Pergamon.*
- Luo, G. J., & Fu, W. X. (2012). *Quantitative Assessment of the Disturbance Factor in Hoek–Brown Formulas. In Advanced Materials Research (Vol. 368, pp. 2819-2823). Trans Tech Publications.*
- Marinos P. V.. (2010). *New proposed GSI classification charts for weak or complex rock masses. Bulletin of Geological society or Grece. 43(3)*, 1248-1258.
- Marinos, P., Hoek, E., (2001). *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch. Bull. Eng. Geol. Environ. 60*, 85–92.
- Marinos, P., Marinos V., and Evert Hoek. (2007). "Geological Strength Index (GSI). A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses." *Underground works under special conditions. Taylor and Francis, Lisbon (2007): 13-21.*
- Marinos, V. (2017). *A revised, geotechnical classification GSI system for tectonically disturbed heterogeneous rock masses, such as flysch. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 1-14.*
- Marinos, V. I., Marinos, P., & Hoek, E. (2005). *The geological strength index: applications and limitations. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 64(1)*, 55-65..
- Marinos, P. and Hoek, E. (2001) - *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch, Bull. Engg. Geol. Env. 60*, 85-92. Hoek, E., Marinos, P.G., Marinos, V.P., 2005. *Characterisation and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses. Int. J. Rock Mech. Mining Sci. 42 (2005), 277–285.*
- Morelli, G. L. (2015). *Variability of the GSI index estimated from different quantitative methods. Geotechnical and Geological Engineering, 33(4)*, 983-995.
- Palmstrom A (1996b) *Characterizing rock masses by the R<sub>Mi</sub> for use in practical rock engineering. Part 2: some practical applications of the rock mass index (R<sub>Mi</sub>). Tunn Undergr. Space Tech 11(3):287–303*
- Palmstrom A. (1996a) *Characterizing rock masses by the R<sub>Mi</sub> for use in practical rock engineering. Part 1: the development of the rock mass index (R<sub>Mi</sub>). Tunn Undergr. Space Tech 11(2):175–188.*
- Perras, M. A., & Diederichs, M. S. (2014). *A review of the tensile strength of rock: concepts and testing. Geotechnical and geological engineering, 32*, 525-546.
- Prasetyo, S. H., Gutierrez, M., & Barton, N. (2017). *Nonlinear shear behavior of rock joints using a linearized implementation of the Barton–Bandis model. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 9(4)*, 671-682.
- Russo, G. (2009). *A new rational method for calculating the GSI. Tunnelling and Underground Space Technology, 24(1)*, 103-111.
- Shen, J., Karakus, M., & Xu, C. (2012). *Direct expressions for linearization of shear strength envelopes given by the Generalized Hoek–Brown criterion using genetic programming. Computers and Geotechnics, 44*, 139-146..
- Tu, W., Li, L., Zhou, Z., & Shang, C. (2022). *Thickness Calculation of Accumulative Damaged Zone by Rock Mass Blasting Based on Hoek–Brown Failure Criterion. International Journal of Geomechanics, 22(2)*, 04021273.
- Xia, K., Chen, C., Wang, T., Pang, H., & Liu, X. (2022). *Quantification of the GSI and D values in the Hoek–Brown criterion using the rock quality designation (RQD) and discontinuity surface condition rating (SCR). Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 81(1)*, 4.

## APPENDICE E - GESTIONE ACQUIFERI E FLUIDI



### E.1 INTRODUZIONE

A partire dalla versione di SSAP2004 è stato aggiunto un nuovo modulo per la **gestione avanzata degli acquiferi e dei fluidi** presenti in un pendio. Ciò è dettato dalla necessità di rendere più versatile, e più corrispondente alla realtà geologica-geotecnica, la possibilità di modellizzare la componente delle pressioni interstiziali entro i vari strati che compongono un pendio. Successivamente dalla versione 4.7.8 (2016) di SSAP e in particolare della versione 4.84 (2017), sono state introdotte varianti e nuove funzionalità con lo scopo di estendere e rendere più flessibile la modellazione delle pressioni interstiziali. Con il nuovo modulo aggiuntivo è possibile:

- Utilizzare la linea freatica, che usualmente definisce la tavola d'acqua, anche come **livello piezometrico**; utile a calcolare la pressione interstiziale locale nel caso di **falde in pressione e pendii sommersi**;
- **Escludere alcuni strati dal calcolo delle pressioni interstiziali**. Ciò risulta utile per **simulare la presenza di falde sospese e stati temporaneamente saturi sopra porzioni insature o rendere più completa la modellazione in condizioni non drenate di alcuni strati**;
- **Cambiare il peso unitario del fluido** (che per l'acqua dolce è normalmente assunto pari a  $9.81 \text{ kN m}^{-3}$ , mentre nel caso di acqua marina è  $10.03 \text{ kN m}^{-3}$ ). Ciò è anche utile per utilizzare una modalità **alternativa di simulazione delle falde in pressione**;
- Utilizzare, nel caso di **falde in pressione**, un algoritmo, sviluppato in modo originale dall'autore, per **simulare la dissipazione progressiva della pressione di pori in prossimità della superficie, per simulare gli effetti di fluidi di origine profonda (es. di origine vulcanica o sacche di gas metano)**;
- **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 (totale o progressivo) in un bacino artificiale o di usare carichi piezometrici esterni al pendio, includendo anche la possibilità di considerare o no un "effetto memoria" della pressione dei pori antecedente allo svaso rapido**.

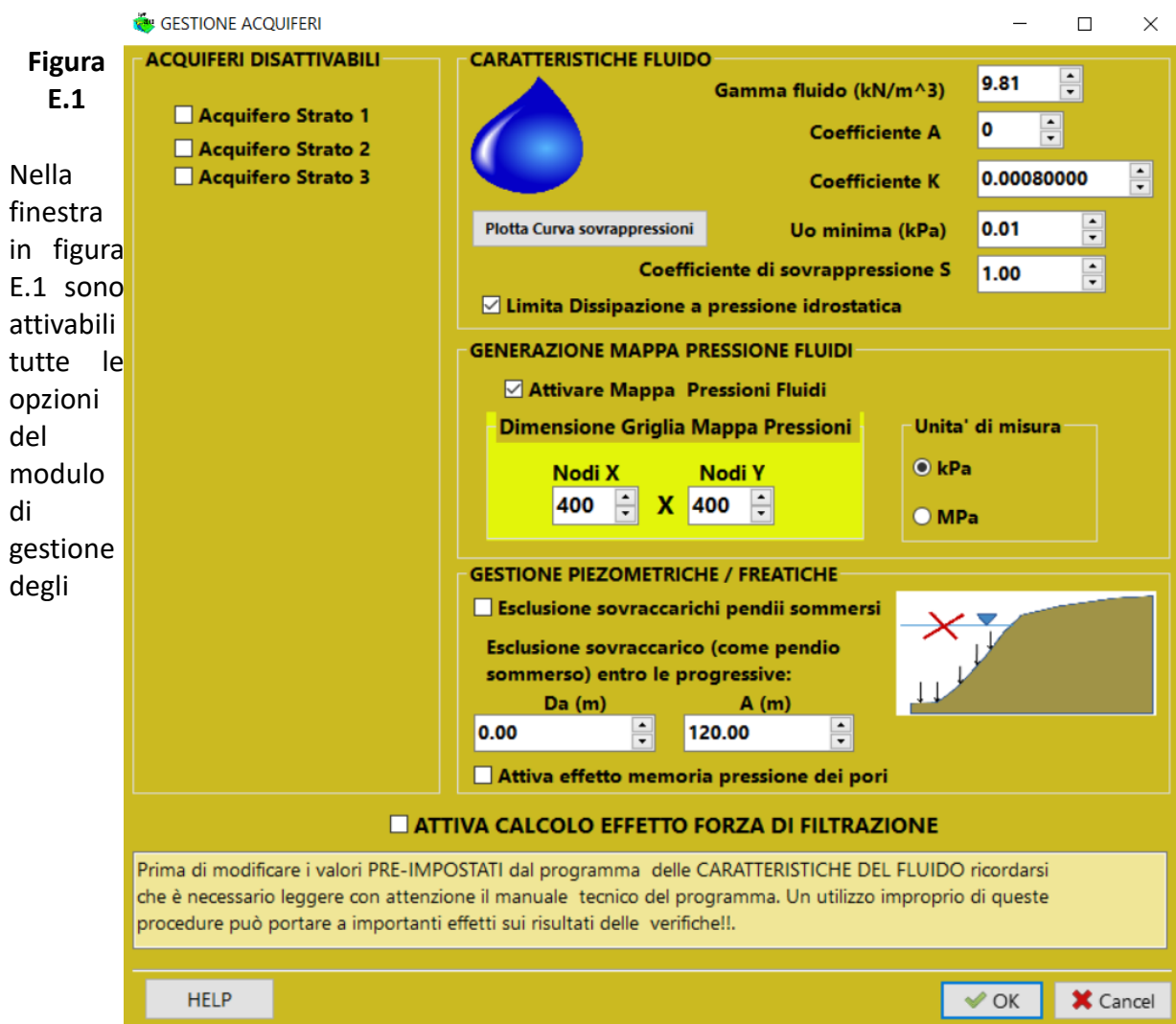
- **Attivazione effetto della forza di filtrazione che è una forza addizionale interna che può essere considerata entro ognuno dei conci dove è presente un acquifero con una piezometrica o freatica che non sono orizzontali e dove esiste un moto di filtrazione**

Nonostante con questo modulo le funzionalità del codice SSAP risultino notevolmente incrementate, è tuttavia necessario far presente due aspetti:

- 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. Quindi deve essere usato solo in condizioni in cui le informazioni su pressioni dei pori e caratteristiche degli acquiferi e piezometriche sono note con una certa sicurezza, oppure nei casi in cui si desidera simulare scenari di verifica particolari;**
- Il **non utilizzo delle nuove funzionalità del modulo, in termini di stabilità, non altera in alcun modo la risposta attesa dalla applicazione delle tecniche classiche di verifica.**

## E.2 FUNZIONALITÀ MODULO PER LA GESTIONE DEGLI ACQUIFERI

Una volta caricato il modello di pendio attraverso dopo aver premuto il bottone **GESTIONE ACQUIFERI**, apparirà una finestra come in figura E.1.



acquiferi.

### **Acquiferi disattivabili**

Selezione acquiferi da disattivare

Alcuni degli strati che compongono il pendio possono **forzatamente essere esclusi dal computo della pressione dei pori**. Negli strati selezionati la pressione dei pori sarà sempre posta  $U=0$ . In questo caso il peso unitario dello strato che verrà considerato nel calcolo delle forze peso sarà quello delle condizioni insature; ricordiamo comunque che è possibile per un determinato stato anche considerare un valore di  $\gamma = \gamma_{sat}$  ( $kN / m^3$ ), il che facilita la gestione di verifica in condizioni sature ma con il criterio di rottura non drenato (criterio di Tresca). Notare bene che il numero degli acquiferi disattivabili sarà sempre pari al numero degli stati definiti nel modello del pendio caricato in memoria.

### Gestione piezometriche

#### **Escludi sovraccarico pendio sommerso**

Con questa opzione si esclude la pressione dell'acqua che agisce, dall'esterno, su un pendio sommerso con un effetto stabilizzante che si oppone al movimento potenziale del pendio. La massa di acqua sovrastante il pendio agisce come un sovraccarico distribuito che tende a stabilizzare il pendio.

#### **Esclusione sovraccarico (come pendio sommerso) entro le progressive X**

Con i valori di seguito indicati è possibile escludere l'effetto del pendio sommerso entro uno specifico intervallo di coordinate X. Questi valori possono essere definiti dall'utente.

**Da:**

L'esclusione del sovraccarico fornito dal pendio sommerso è attivata da una progressiva (coordinata X espressa in m) indicata. Utile per verifiche di stabilità argini e corpo dighe in terra!.

**A:**

L'esclusione del sovraccarico fornito dal pendio sommerso è attivata fino alla progressiva (coordinata X espressa in m) indicata. Utile per verifiche di stabilità argini e corpo dighe in terra!.

#### **Attiva effetto memoria pressione dei pori**

Nel caso di attivazione della esclusione dell'effetto di sovraccarico dell'acqua come pendio sommerso, si può però mantenere nella porzione satura di pendio la pressione originale dei fluidi pre-svaso, attivando l'effetto MEMORIA.

### Caratteristiche fluido

N.B: Si vedano anche le descrizioni dei modelli di sovrappressione dei fluidi utilizzati nella sezione successiva

#### **Peso unitario fluido**

Peso unitario del fluido che si vuole usare. Normalmente il valore è quello dell'acqua dolce, ovvero **9.81 kN m<sup>-3</sup>**. È possibile utilizzare un valore diverso per casi particolari, come acquiferi o fluidi in pressione. In questo caso il valore può salire fino a **25.0 kN m<sup>-3</sup>**

#### **Coefficiente A**

Coefficiente adimensionale per funzione di dissipazione della pressione de pori.

- **A=0** per non avere nessuna dissipazione. **Valore di default.**
- **A= -1** per avere una dissipazione al diminuire della distanza dalla superficie.
- **A=+1** per avere una sovrappressione al diminuire della distanza dalla superficie.

#### **Coefficiente K**

Costante funzione di dissipazione. K deve assumere valori compresi tra **0.000001 e 0.1** (adimensionale). **ATTENZIONE il parametro K non è il coefficiente di Permeabilità.**

#### **Pressione dei pori minima Uo**

Valore minimo della pressione dei pori. Usato nella funzione di dissipazione. sono consigliati valori tra 1 e 100 kPa. il valore di default è Uo=0.01 kPa.

#### **Coefficiente di sovrappressione S**

S è un coefficiente adimensionale di sovrappressione ( $S \geq 1.0$ ) che amplifica il grado di sovrappressione rispetto alla pressione idrostatica normale. ( $S=1.0$ ) questo valore può crescere indefinitamente ma si consiglia di usare  $1.0 < S < 5.0$

#### **Limita Dissipazione a pressione idrostatica**

Attivando questa opzione, nel caso di sovrappressione dei pori, la dissipazione viene limitata alla pressione idrostatica locale identificata dalla piezometrica attiva, di conseguenza la pressione dei pori minima non sarà quella indicata nel valore Uo.

#### **Generazione mappa pressione fluidi**

Con queste opzioni si può configurare la generazione di una mappa a colori della pressione dei fluidi dentro il pendio analizzato una volta che si è completata una verifica globale. Le informazioni raccolte durante la verifica; se la generazione della mappa era attivata, permettono di anche le descrizioni dei modelli di sovrappressione dei fluidi utilizzati nella sezione successiva

#### **Attivare mappa pressione fluidi**

Attivando questa opzione si permette la registrazione, durante la verifica globale, delle pressioni dei pori locali calcolate e quindi successivamente è possibile generare una mappa a colori delle pressioni dei pori nel pendio

#### **Dimensione Griglia Mappa Pressioni**

Dimensione della mappa FS come numero di elementi della matrice raster X,Y. (matrice raster: massimo 400X400 pixels)

#### **Unità di misura**

Scelta della unità di misura della mappa delle pressioni che verrà utilizzata nella legenda: kPa oppure MPa.

#### **Attiva calcolo effetto forza di filtrazione**

Con questa opzione si attiva il calcolo dell'effetto della forza di filtrazione che è una forza addizionale interna che può essere considerata entro ognuno dei conci dove è presente un acquifero con una piezometrica o freatica che non sono orizzontali e dove esiste un moto di filtrazione. Il calcolo procede seguendo le indicazioni proposte da King (1989), Furuya (2004), Sun et al. (2018). Il calcolo di questa forza addizionale interna che favorisce la instabilità può arrivare a produrre una sensibile riduzione del valore di FS ottenuto con il metodo classico idrostatico. Infatti le procedure classiche del calcolo dell'effetto della riduzione della pressione efficace locale considera solamente la componente della pressione neutra idrostatica. Tuttavia in un pendio l'acqua in un acquifero potrebbe essere in movimento con un gradiente idraulico locale che dipende dalle linee di flusso e delle linee equipotenziali locali. King (1989), Furuya (2004), Sun et al. (2018) hanno proposto e implementato una metodologia per considerare una stima della forza di filtrazione locale entro un concio, nel contesto del metodo dell'equilibrio limite. La applicazione di questa metodologia può produrre una riduzione fino al 15-20% del Fs calcolato con metodi classici dell'effetto. La entità della riduzione dipende da molti fattori, quali: la pendenza locale delle piezometriche o freatiche e del valore del carico idraulico locale. Si suggerisce



di attivare questa funzionalità comunque solamente nel caso che la permeabilità verticale media degli strati oggetto dell'acquifero siano caratterizzati da una permeabilità verticale media  $K_v > 5 \times 10^{-5}$  (m/s), secondo la teoria presentata da Stark et al. (2014).

### E.3 FALDE SOSPESE E TEMPORANEE

La possibilità di avere una falda sospesa entro un pendio non è una rarità. Una falda sospesa è definita da una superficie freatica (o tavola d'acqua) soprastante una zona instaura alla base.

Utilizzando in modo classico la superficie freatica, definita attraverso le serie di coordinate XY in un file .FLD, veniamo a definire entro un pendio una porzione satura inferiore e una porzione insatura superiore.

**Nel caso di falde sospese la porzione satura è però delimitata anche inferiormente.** Attraverso la opzione di disattivazione degli acquiferi è possibile imporre che in alcuni strati la pressione neutra sia assunta sempre pari a 0.

Un altro caso che costituisce un particolare tipo di falda sospesa è la formazione di un fronte saturo temporaneo entro un pendio (figura E.2). In seguito a forti piogge è possibile che si formi un fronte saturo che progressivamente avanza entro un pendio in funzione della velocità di infiltrazione e degli afflussi meteorici. Questa fascia satura può essere, anche in un pendio omogeneo, delimitata inferiormente da una porzione insatura con pressioni neutre 0. In questo caso è possibile sfruttare le nuove funzionalità per modellizzare il pendio in questa situazione.

Nell'esempio in figura E.2 il pendio è suddiviso in due strati e con la superficie freatica coincidente con la superficie topografica. Facendo coincidere con il tetto dello strato 2 la base della zona temporaneamente saturata e **disattivando il calcolo della pressione neutra nello strato 2 (escludendo lo strato 2 nel modulo di gestione acquiferi)**, avremo la possibilità di simulare le condizioni sopra descritte. Inoltre è possibile simulare l'avanzamento nel tempo del fronte saturo, causato dalla infiltrazione, spostando progressivamente più in basso la superficie dello strato 2.

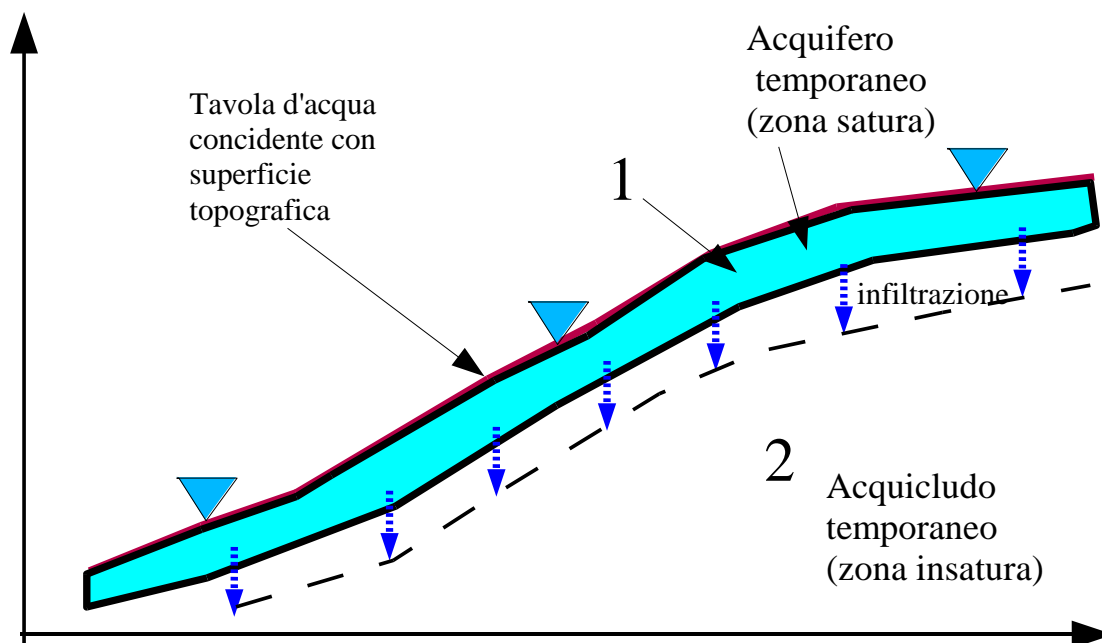


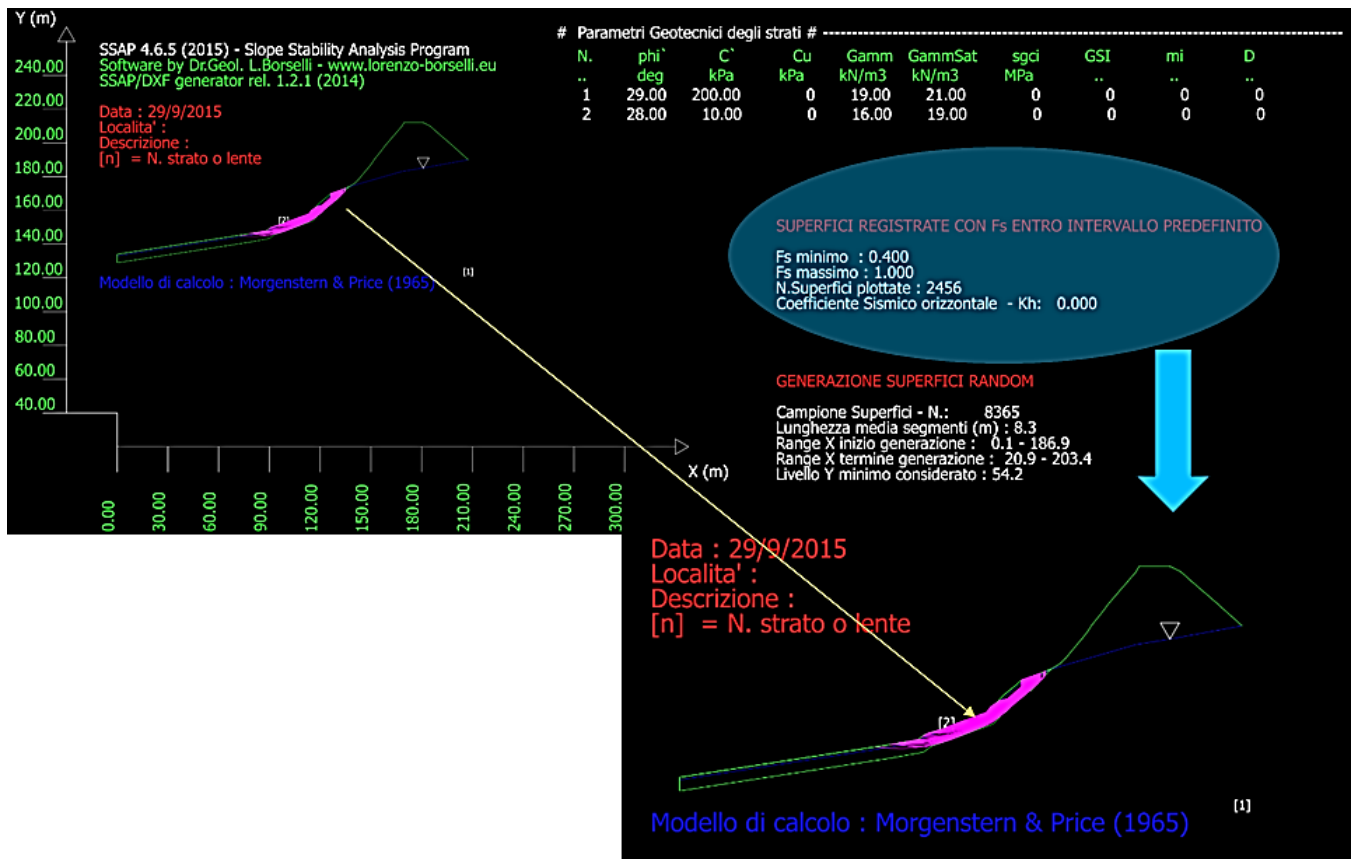
Figura E.2

Un esempio di questo tipo di risultati è fornito dalla Fig. E3 dove abbiamo un pendio con un substrato roccioso parzialmente coperto da un livello colluviale (strato 2). Generandosi una falda sospesa in questo strato abbiamo una serie di superfici con  $FS < 1$  che si concentrano tutte nella parte mediana del pendio. La analisi è confermata anche dalla mappa a colori del fattore FS locale.

### E.4 ACQUIFERI CONFINATI

In un acquifero confinato la pressione neutra è solitamente maggiore della pressione data dalla colonna d'acqua equivalente allo spessore locale dell'acquifero. Solitamente il posizionamento di una serie di piezometri rivela che il livello dell'acqua negli stessi si stabilizza a una quota più elevata del tetto dell'acquifero. L'acquifero confinato è solitamente compreso tra due acquicludi e ha una zona di ricarica che è spesso anche lontana dal pendio in esame. Normalmente in idrogeologia un acquifero confinato è solitamente considerato quando non vi è contatto con la superficie. Tuttavia evidenze di campagna indicano che esistono anche acquiferi confinati che possono intersecare la superficie topografica come in figura E.4.

In presenza di acquiferi confinati si assume che la superficie della falda definita nei files .FLD rappresenti un livello piezometrico e che escludendo gli acquicludi dal calcolo della pressione neutra, attraverso il livello piezometrico si può calcolare in ogni punto la pressione dell'acquifero in pressione. In figura E.4 è rappresentato questo caso. Nell'esempio la superficie piezometrica segue per un tratto la superficie e successivamente risale entro lo strato 1 (acquicludo di tetto). La definizione della superficie piezometrica nel file .FLD, e la esclusione dal calcolo della pressione neutra degli strati 1 e 3 è sufficiente a definire il problema.



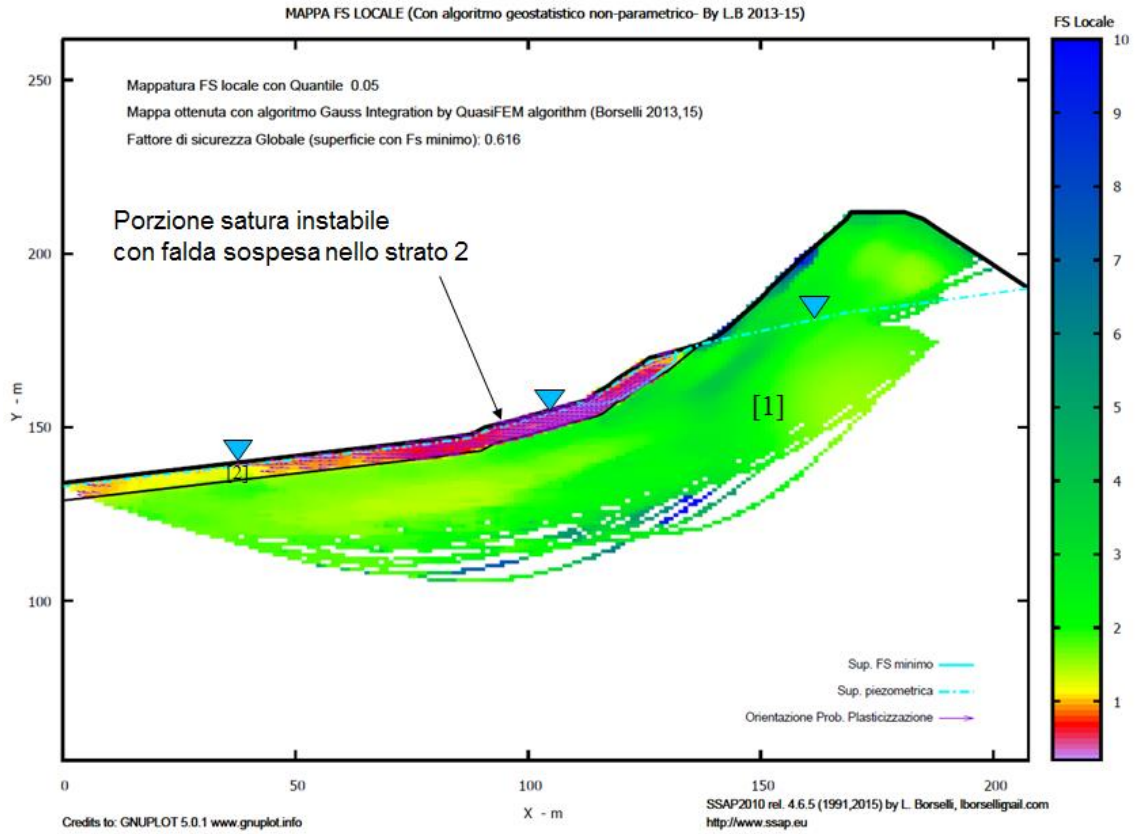


Fig. E3

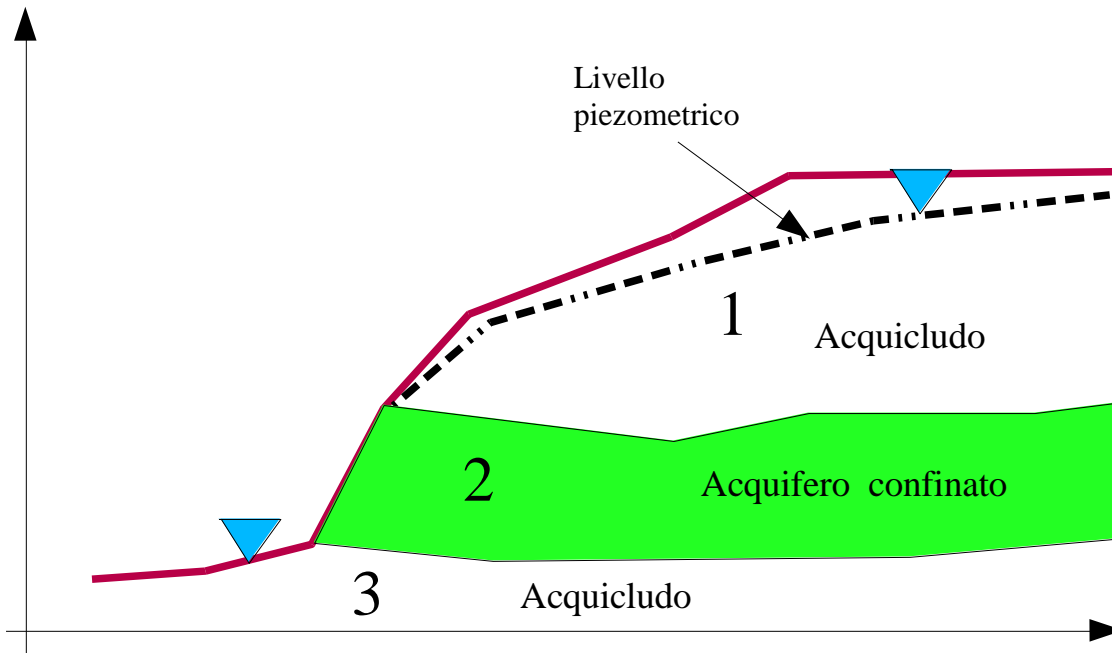


Figura E.4

E.5 FLUIDI IN PRESSIONE

Esistono condizioni particolari per le quali la pressione dei fluidi in un acquifero confinato si dissipa progressivamente in prossimità della superficie. Più correttamente dovremmo parlare, invece che di acquiferi confinati di campi di pressione di fluidi. Condizione tipica sono i campi di pressione dei fluidi associati a edifici vulcanici e sorgenti idrotermali. Tali campi di pressione anomali pervadono ammassi rocciosi e la componente gassosa non è irrilevante. In taluni casi una perturbazione del campo di pressione può essere generata da un nuovo afflusso di magma dalla profondità o semplicemente da una migrazione di fluidi dovuta a nuovi campi di fratture.

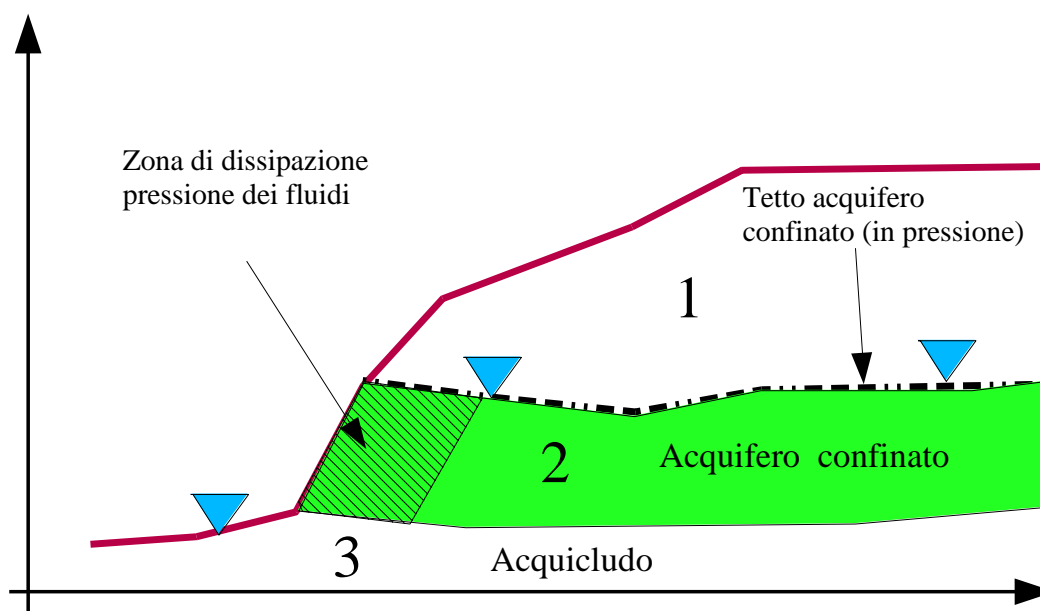


Figura E.5

Il Programma SSAP è stato, a scopo sperimentale, utilizzato nel 2006 per simulare le condizioni di instabilità del Volcan de Fuego (Stato di Colima, Messico). Ciò è stato realizzato con la collaborazione dell'istituto di Geofisca della UNAM (Città del Messico, Messico), del centro di Geociencias della UNAM (Queretaro, Messico) e della Università Autonoma di San Luis Potosì UASLP. (San Luis Potosì, Messico) e con la introduzione di alcune nuove funzionalità nel programma. In particolare con la introduzione di una funzione di dissipazione (o incremento) della pressione dei fluidi. Dopo la fase sperimentale si è arrivati a una applicazione finale che è culminato con un lavoro di ricerca completo i cui risultati sono stati pubblicati in Borselli et al. (2011).

I campi di pressione anomali oltre che con gli strumenti prima descritti (esclusione di strati dal calcolo delle pressioni neutre, posizionamento del profilo piezometrico, variazione peso unitario del fluido) possono venire alterati dalla seguente funzione correttiva:

$$F_D = 1 + Ae^{-kD} \quad [E.1]$$

dove:

$F_D$  (adimensionale) è il coefficiente correttivo di dissipazione della pressione idrostatica;

$A$  (adimensionale) è il coefficiente per funzione di dissipazione della pressione dei pori che può assumere i seguenti valori:

- $A=0$  per non avere **nessuna dissipazione**. Valore di default.
- $A=-1$  per avere una **dissipazione al diminuire della distanza dalla superficie**.
- $A=+1$  per avere una **sovrappressione al diminuire della distanza dalla superficie.**;

$k$  è la costante funzione di dissipazione che deve assumere valori compresi tra 0.000001 e 0.1 (adimensionale);

$D$  (in m) è la distanza più breve dal punto considerato interno nel pendio fino alla superficie topografica.

Con la applicazione della funzione di dissipazione (eq. E1) è possibile alterare il calcolo della pressione neutra nel modo seguente

$$\sigma_w = S\gamma_w z F_D + AU_0 \quad [E.2]$$

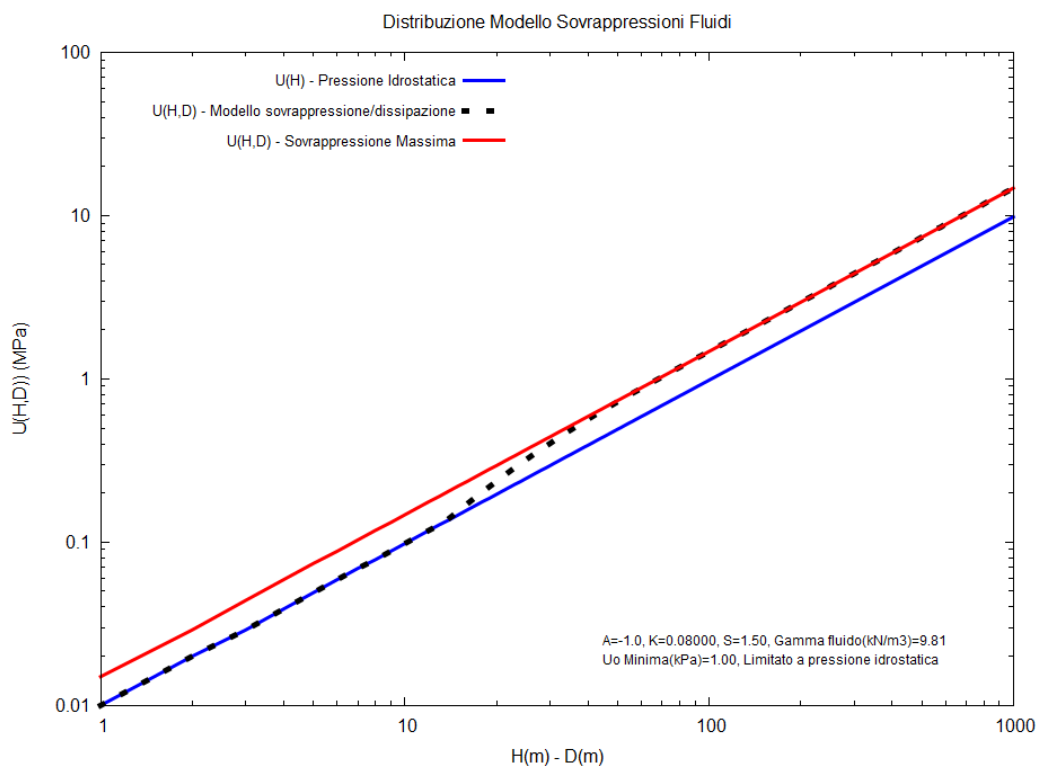
dove  $U_0$  è il valore minimo della pressione dei pori che assume valori tra 1 e 100 kPa. Il valore di default è  $U_0=0.01$  kPa, e  $S$  è un coefficiente adimensionale di sovrappressione ( $S \geq 1.0$ ) che amplifica il grado di sovrappressione rispetto alla pressione idrostatica normale. ( $S=1.0$ ) questo valore può crescere indefinitamente ma si consiglia di usare  $1.0 < S < 5.0$ .

Nel caso che sia attivata la funzione che limita la dissipazione alla pressione idrostatica la eq. E.2 vien modificata dalla seguente:

$$\sigma_w = \max[\gamma_w z, S\gamma_w z F_D + AU_0] \quad [E.3]$$

Con l'uso delle funzioni E1, E2 e E3 è possibile dissipare (o incrementare) progressivamente la pressione dei pori via via che ci si avvicina alla superficie. **Se si usa un valore  $A=0$  non avremo alcun cambiamento nel modo usuale di calcolare la pressione neutra.** Nella figura E.6 è mostrato il grafico in tratteggiato della funzione E3 calcolata per un valore di peso unitario del fluido pari a 9.81 e un coefficiente di sovrappressione  $S=1.5$ ,  $K=0.08$ ,  $A=-1$ ,  $U_0=0.01$  kPa, con dissipazione non inferiore alla pressione idrostatica verticale.

Al diminuire di  $k$  la efficienza della dissipazione delle pressioni aumenta con l'avvicinarsi alla superficie. L'uso della funzione di dissipazione è suggerito nel caso si vogliono simulare condizioni anomale di fluidi in ammassi rocciosi fratturati pervasi da fasi gassose ad alta pressione. In questi ambienti può essere conveniente abbinare l'uso della funzione di dissipazione a un valore di  $S > 1.0$  come nel caso della figura E6.



Graphic rendering, Credits to: GNUPLOT 5.1 www.gnuplot.info

SSAP2010 rel. 4.8.4 (1991,2017) by L. Borselli - www.ssap.eu

**Figura E.6**

In particolari condizioni l'uso della funzione di dissipazione può risultare utile anche nel caso si abbia bisogno di simulare zone di emergenza alla superficie di acquiferi confinati come in figura E.4. Nella figura E.6 in ascisse sono riportati i valori (in m) della altezza della colonna di acqua (per il calcolo della pressione idrostatica) e la distanza minima D dalla superficie topografica e la interfaccia con la atmosfera.

Nella figura E.7 è mostrato il grafico in tratteggiato della funzione E2 calcolata per un valore di peso unitario del fluido pari a 9.81 e un coefficiente di sovrappressione  $S=2.0$ ,  $K=0.015$ ,  $A=-1$ ,  $U_0=15\text{kPa}$ , senza dissipazione limitata alla pressione idrostatica verticale. Entrambi i grafici nelle figure E.6 e E.7 sono stati generati automaticamente da SSAP premendo il bottone centrale nella finestra di dialogo mostrata in figura E.1.

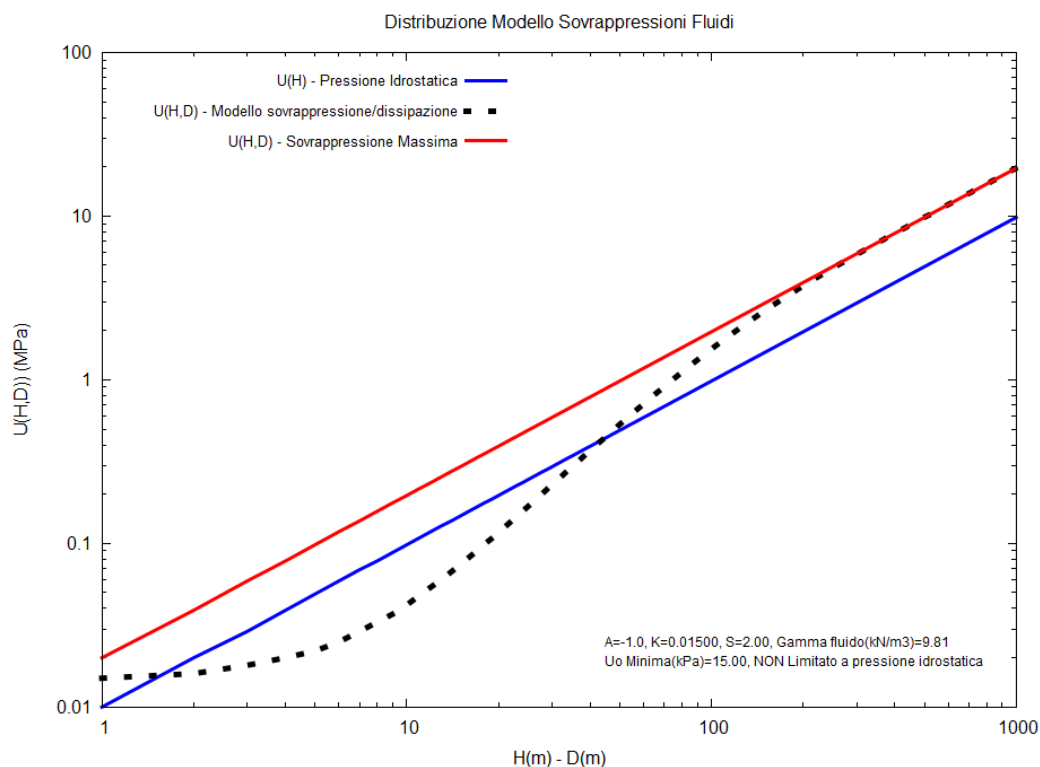


Figura E.7

## E.6 PENDII SOMMERSI E SOVRAPPRESSIONE DI FILTRAZIONE

Nel caso di pendii sommersi risulta necessario effettuare simulazioni di scenari diversi.

### E.6.1 Scenario Svaso rapido.

Possibile svaso rapido (caso previsto per gli invasi artificiali o per gli argini dopo una fase di piena). In queste condizioni la parte precedentemente sommersa del pendio può continuare ad avere, per un breve periodo di tempo, una pressione neutra vicina a quella delle condizioni di pendio sommerso precedente, ma contemporaneamente abbiamo anche l'assenza del sovraccarico fornito dalla massa d'acqua esterna al pendio. In pratica si tratta di simulare le condizioni di stabilità più gravose in assoluto. Per poter simulare in modo più efficiente questo tipo di scenario è stata prevista la possibilità di escludere dal calcolo il sovraccarico esterno di un eventuale pendio sommerso figura E.7. Questa opzione è attivabile selezionandola dalla finestra in figura E.1, potendo definire un intervallo specifico delle progressive X dove disattivare l'effetto stabilizzante del sovraccarico di acqua (vedasi esempio di applicazione nel capitolo 6).

### E.6.2 Sovrappressione di filtrazione

La opzione può risultare utile anche nel caso si voglia ad esempio simulare la pressione neutra del paramento a valle di una diga in terra. In questo caso il profilo della falda è in realtà un profilo piezometrico che nella parte a valle è usualmente a quota più elevata del profilo del paramento di valle (figura E.7). La esclusione del sovraccarico esterno permette quindi in questo caso di simulare correttamente le pressioni nel corpo diga anche usufruendo di un altro parametro aggiuntivo che permette di attivare la esclusione del sovraccarico, fino a una certa progressiva.

In questo modo è possibile mantenere il sovraccarico del pendio sommerso nella porzione del corpo diga nella direzione dell'invaso, e sommerso. Questo permette di simulare una serie di condizioni operative dell'argine o corpo diga (figura E.7). In questo modo avremo tre porzioni di pendio con un diverso regime



di pressioni neutre: (A) carico piezometrico (per simulare pressioni aggiuntive di filtrazione), (B) porzione satura con superficie freatica, (C) pendio sommerso con sovraccarico esterno dell'invaso (figura E.8).

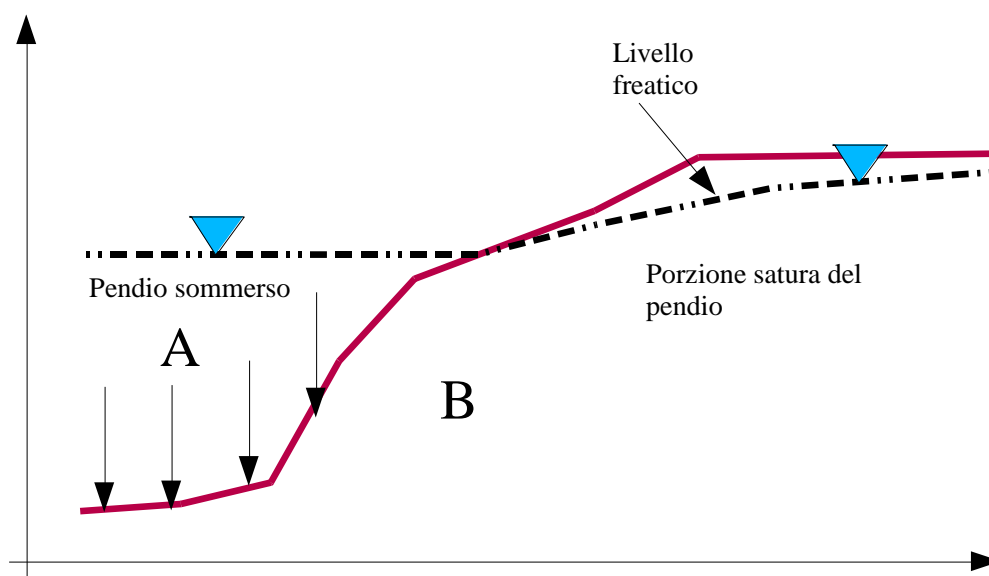


Figura E.7

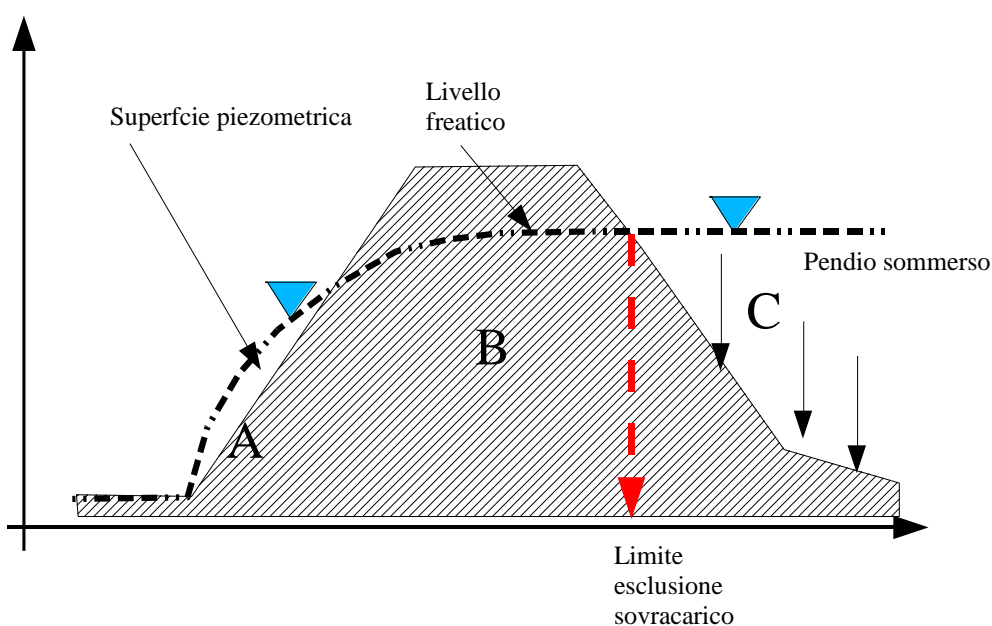


Figura E.8

tuttavia con questa impostazione abbiamo ancora un effetto di tipo puramente idrostatico locale nella pressione dei pori senza considerare la forza reale di filtrazione. Se si desidera considerare anche l'effetto della forza di filtrazione nel moto del fluido una possibilità è quella di attivare la opzione: **ATTIVARE CALCOLO EFFETTO FORZA DI FILTRAZIONE**, nella finestra OPZIONI ACQUIFERI.

## E.7 MAPPE PRESSIONE DEI FLUIDI

SSAP a partire dalla versione 4.8.0 permette di generare mappe della pressione dei fluidi nel pendio. Queste mappe possono essere generate una volta che si è prodotta una verifica di stabilità globale e che la registrazione dei dati per la generazione della mappa è attivata. Le mappe possono essere generate solamente quando abbiamo una piezometrica presente nel modello.

Le mappe riflettono il campo di pressione dei fluidi presenti nel pendio. Tale campo può essere semplicemente di tipo idrostatico o riflettere alterazioni di questo in funzione di sovrappressioni dei fluidi dovuti a acquiferi in pressione, moti di filtrazione o sovrappressioni di origine endogena; fenomeni e modalità di modellazione indicate nella precedente sezione. Tali mappe, generate con motore di rendering grafico di GNU PLOT, sono prodotte in formato PDF e visualizzabili direttamente da SSAP caricandole per mezzo del software free SumatraPDF.

Nell'esempio di pendio seguente sono rappresentate due mappe della pressione dei fluidi in un rilevato poggiate su una serie di strati in condizioni sature. La figura E.9 rappresenta la condizione di analisi statica con la pressione dei fluidi che aumenta progressivamente con la profondità in virtù del puro carico idrostatico. In questo caso  $F_s=1.1819$ .

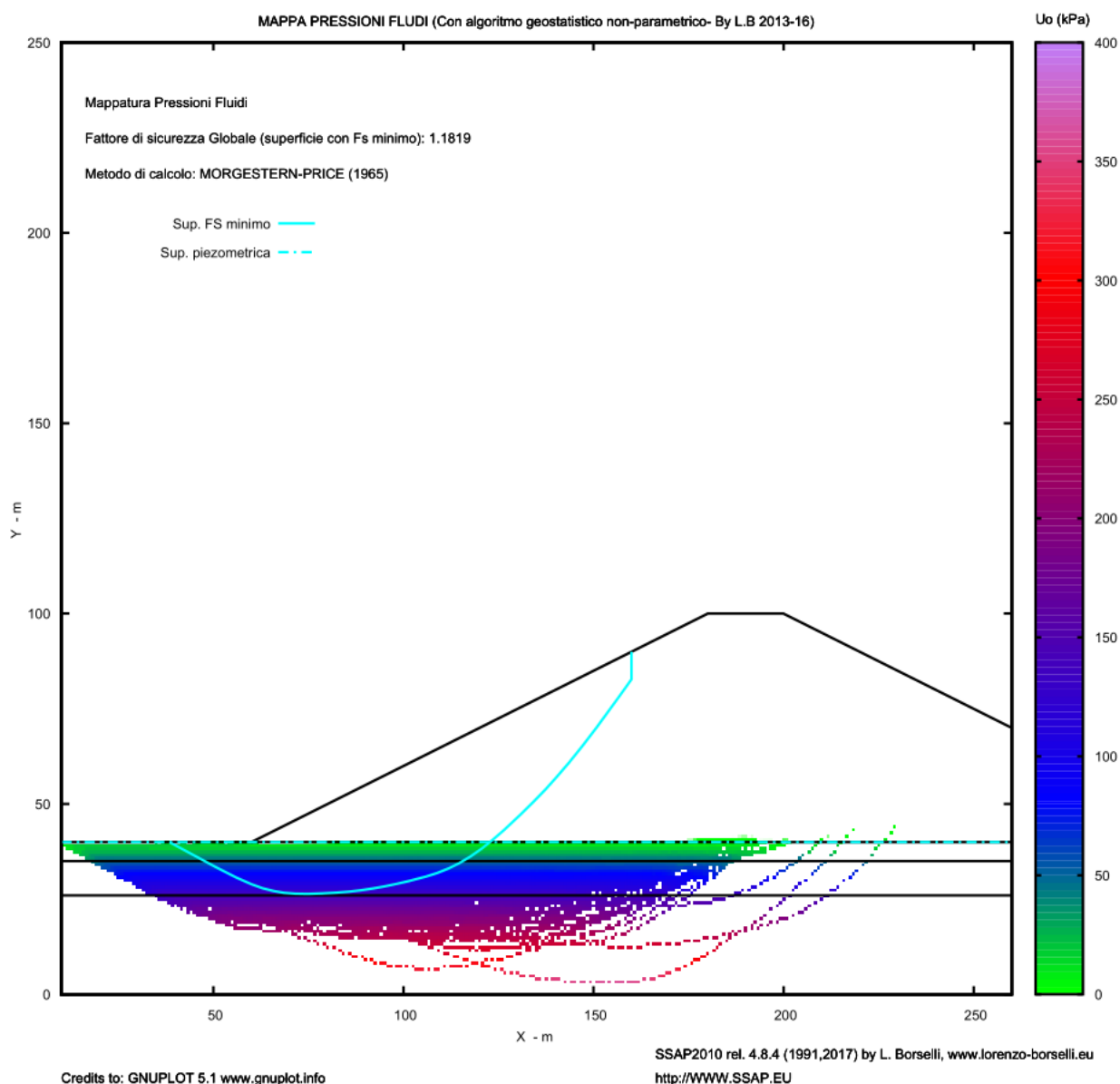


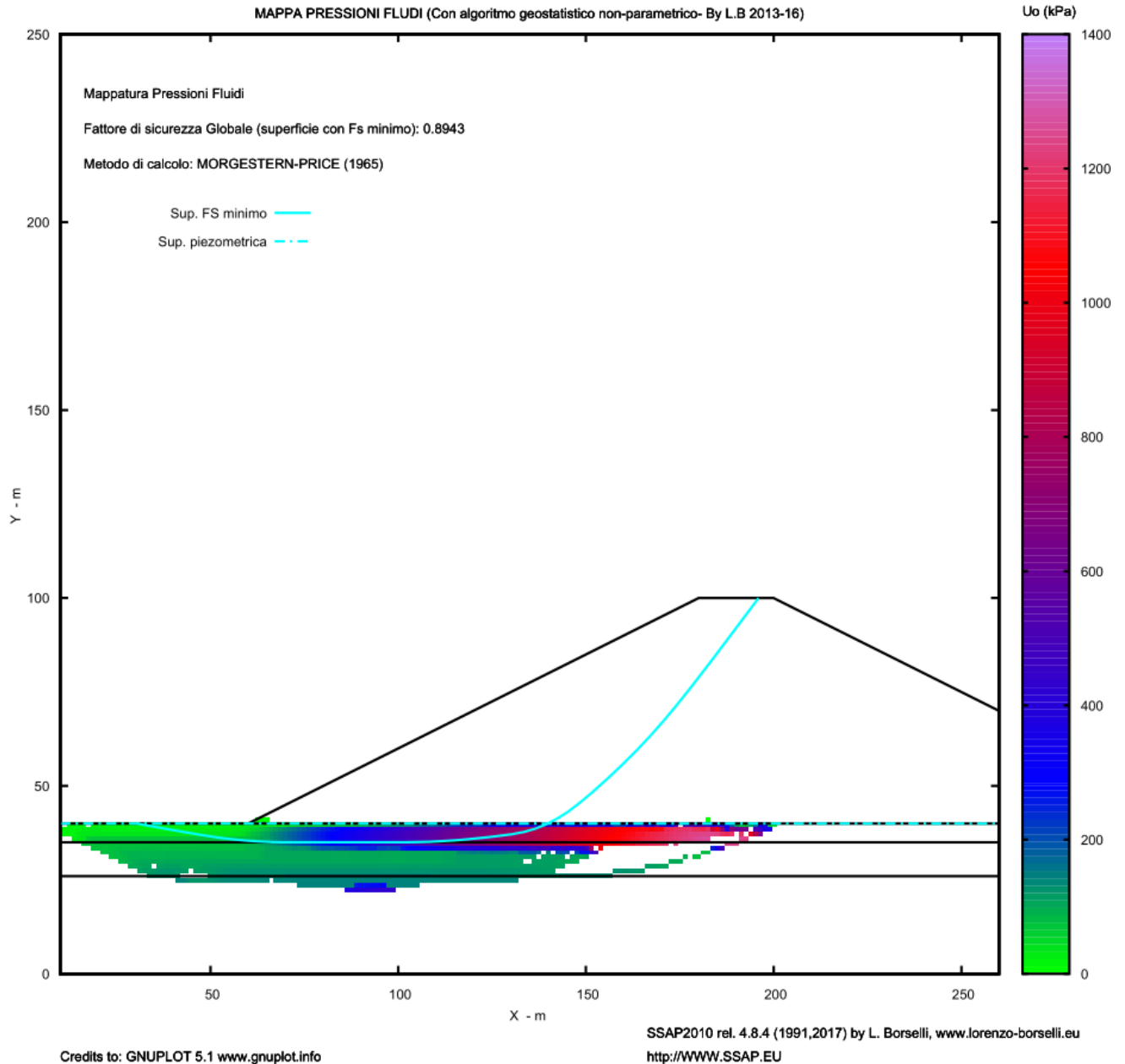
Figura E.9

Nella figura E.10 abbiamo la mappa prodotta successivamente alla verifica in condizioni di post-liquefazione dove il primo strata dove poggia il rilevato subisce una liquefazione totale.

La mappa delle pressioni riflette la condizione dell'incremento della pressione dei pori fino a una pressione dei pori equivalente alla pressione totale, ovvero  $ru=1.0$ , caratteristica di una liquefazione totale. Il fattore di sicurezza in questo caso scende a  $F_s=0.89$  e la superficie con  $F_s$  minimo corre

prevalentemente nello stato dove si è verificata la liquefazione (vedasi la trattazione teorica del processo di liquefazione e la sua modellazione in SSAP nel capitolo 2 di questo manuale).

Nella figura E.11 sono riportati i diagrammi della  $R_u$  e della pressione dei pori lungo la superficie di scivolamento. Il valore della  $r_u$  si mantiene uguale a 1.0 dentro lo strato 2, dove si verifica la liquefazione totale. Invece la pressione dei pori  $U_o$  diminuisce progressivamente dalla parte più interna verso l'esterno a causa della interazione tra pressione totale, efficace e neutra che si realizza nella fase di liquefazione.



**Figura E.10**

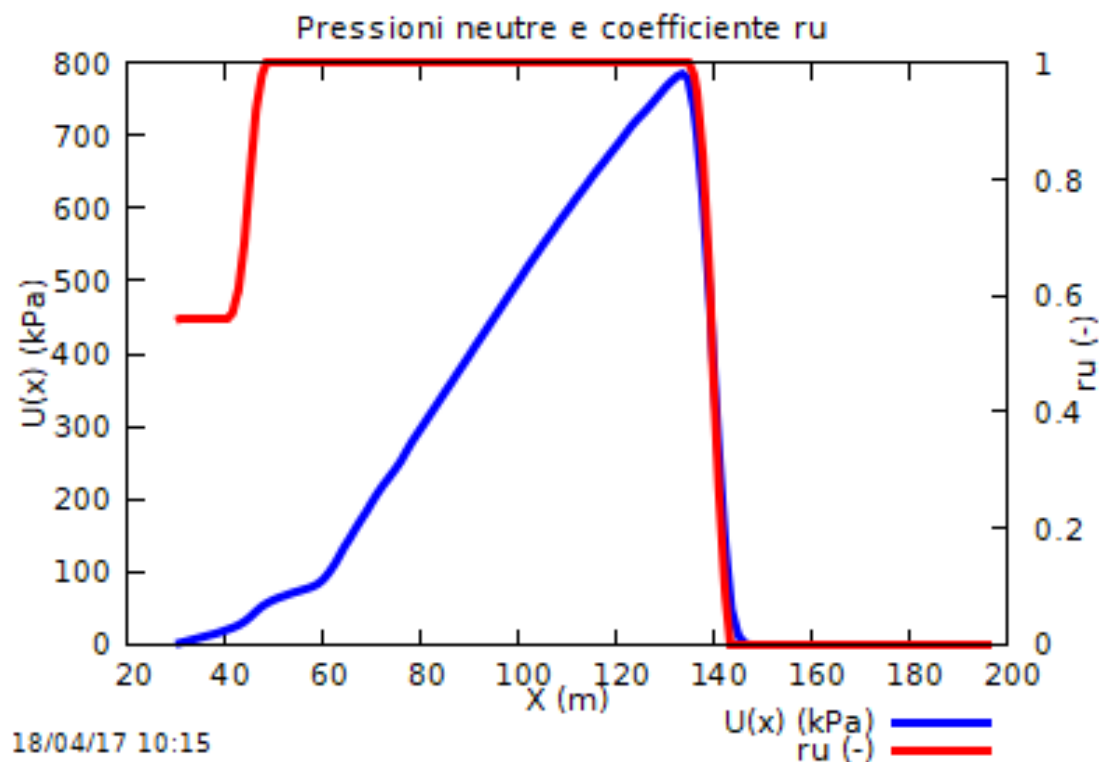


Figura E.11

### E.8 SOVRAPPRESSIONI PER CARICHI SUPERFICIALI LOCALIZZATI: METODO B-Bar SKEMPTON(1954)

Nel caso di applicazione di un carico (es. un carico distribuito prodotto da un edificio o un terrapieno in terra) sulla superficie e al di sopra di una precedente porzione di terreno saturo possiamo avere un processo di incremento della pressione dei pori legata alla relativa incompressibilità dell'acqua rispetto a quella del mezzo poroso (terreno). Questo fatto avviene in una molteplicità di condizioni ad esempio nell'applicazione di un carico di una fondazione superficiale. Oppure nel caso di un terrapieno applicato sopra una porzione di terreno pianeggiante anche se precedentemente saturo e caratterizzato da una piezometrica/freatica che può coincidere anche con il piano di campagna.

È questo un caso frequente nella costruzione di rilevati stradali, ma anche di argini di opere idrauliche e perfino dighe in terra con una fondazione sopra una base di terreno saturo con differenti parametri di resistenza al taglio. Nel caso che il terreno di fondazione sia caratterizzato da terreni di grana fine e con coefficienti di consolidazione da medi a bassi ( $C_v < 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ) al momento della costruzione del rilevato abbiamo un brusco incremento del carico sopra il terreno di fondazione saturo e questo porta, come conseguenza, a un immediato incremento della pressione di poro equivalente localmente all'incremento di carico applicata.

Questo incremento di pressione di poro può portare a una riduzione temporanea della resistenza al taglio nella porzione del terreno di fondazione

Secondo il modello di Skempton denominato B-Bar (Skempton 1954), ripreso anche da Ladd (1991), abbiamo che:

$$\Delta u = B \Delta \sigma_v \quad [E.4]$$

Dove:

$\Delta u$  : incremento locale della pressione di pori (kPa)

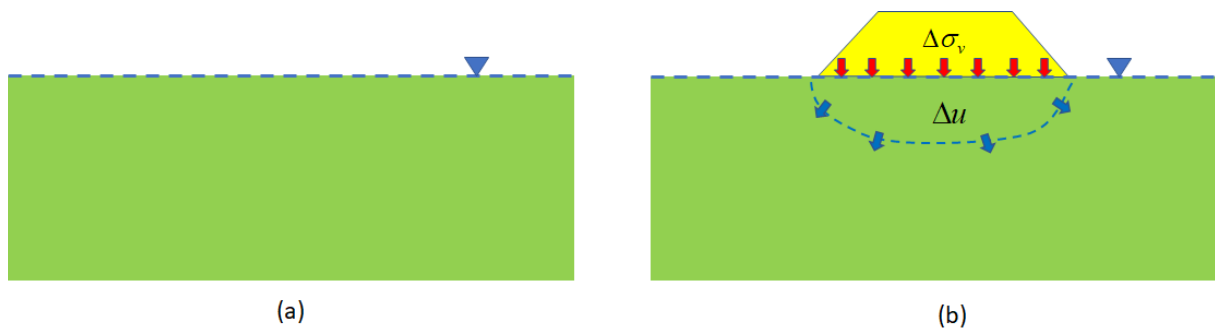
$\Delta\sigma_v$  : incremento locale della pressione verticale(kPa)

$B$  : coefficiente di incremento della pressione dei pori (adimensionale)

Il valore di  $B$  è solitamente compreso tra  $0.0 < B < 1.0$ . Il valore dipende dal grado di consolidazione e quindi dal tempo trascorso dopo la applicazione del carico.

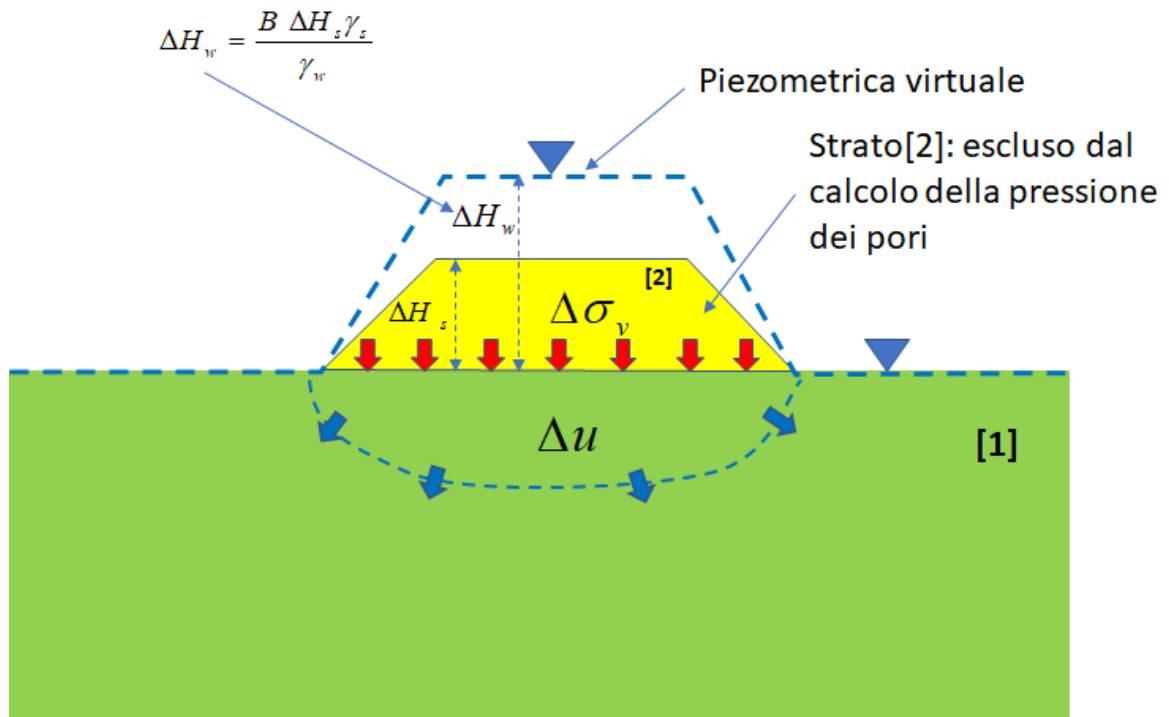
Immediatamente dopo la applicazione del carico del rilevato abbiamo che  $B = 1.0$ . Successivamente questo valore si ridurrà progressivamente. Comunque è nelle condizioni immediate dopo la applicazione del carico che si riscontra il maggior incremento locale della pressione dei pori.

Nella figura E.12 è rappresentato il processo di applicazione il carico e incremento della pressione dei pori nella zona sottostante il rilevato. Nella figura E.12a abbiamo rappresentata la situazione anteriore all'applicazione del carico con una freatica coincidente con il profilo topografico. Nella figura E.12b abbiamo rappresentata la situazione che rappresenta il carico aggiuntivo del rilevato e il relativo incremento della pressione di poro sotto il piano di fondazione del rilevato.



**Figura E.12**

Nella figura E.13 abbiamo rappresentata graficamente la modalità con la quale in SSAP è possibile modellizzare efficacemente un incremento di pressione di poro locale con il modello B-bar.



**Figura E.13**

Nella figura E.13 viene generato una piezometrica esterna di altezza  $\Delta H_w$  rispetto al piano topografico originale, dove il rilevato ha una altezza massima  $\Delta H_s$ .

Dalla eq. E.4 possiamo ricavare le seguenti equivalenze:

$$\Delta u = \Delta H_w \gamma_w = B \Delta \sigma_v = B \Delta H_s \gamma_s \quad [E.5]$$

dove:

$\Delta H_w$  : è la altezza massima della piezometrica virtuale (m)

$\Delta H_s$  : è la altezza massima del rilevato (m)

$\gamma_w$  : è il peso unitario dell'acqua (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_s$  : è il peso unitario del terreno del rilevato (kN/m<sup>3</sup>)

Dal gruppo di equivalenze E.5 abbiamo che l'altezza massima della piezometrica in corrispondenza della altezza massima del rilevato è calcolabile con la seguente equazione:

$$\Delta H_w = \frac{B \Delta H_s \gamma_s}{\gamma_w} \quad [E.6]$$

Inserendo una piezometrica virtuale come in figura E.13, caratterizzata da altezza massima  $\Delta H_w$ , poi disattivando dal calcolo della pressione neutra lo strato 2 (corpo del rilevato) e anche disattivando l'effetto di pendio sommerso, possiamo generare un campo completo di pressione neutra in eccesso sotto il corpo del rilevato. La eq. E.6 permette di variare gradualmente la pressione di poro in eccesso in funzione del parametro B. Quando B=0 avremo  $\Delta H_w = 0$  e la piezometrica coincide con il piano della freatica originale (condizioni di completa dissipazione della pressione di poro).

Possiamo vedere ora un rapido esempio di applicazione (fig. E.14). Un rilevato poggianti su una zona di fondazione costituita da argille limose e sabbie limose sature.

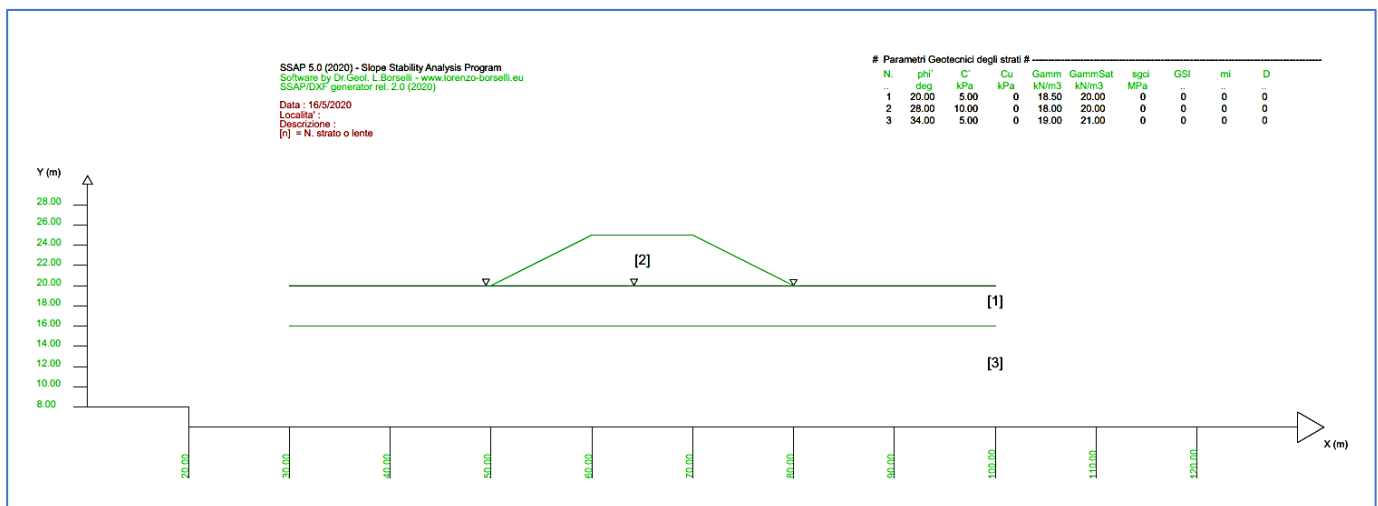


Figura E.14

Nella figura E.14 viene presentata la condizione di classica di una analisi di stabilità dove l'effetto del sovraccarico del rilevato non ha alcun effetto sulla pressione neutra negli strati di fondazione sottostanti.

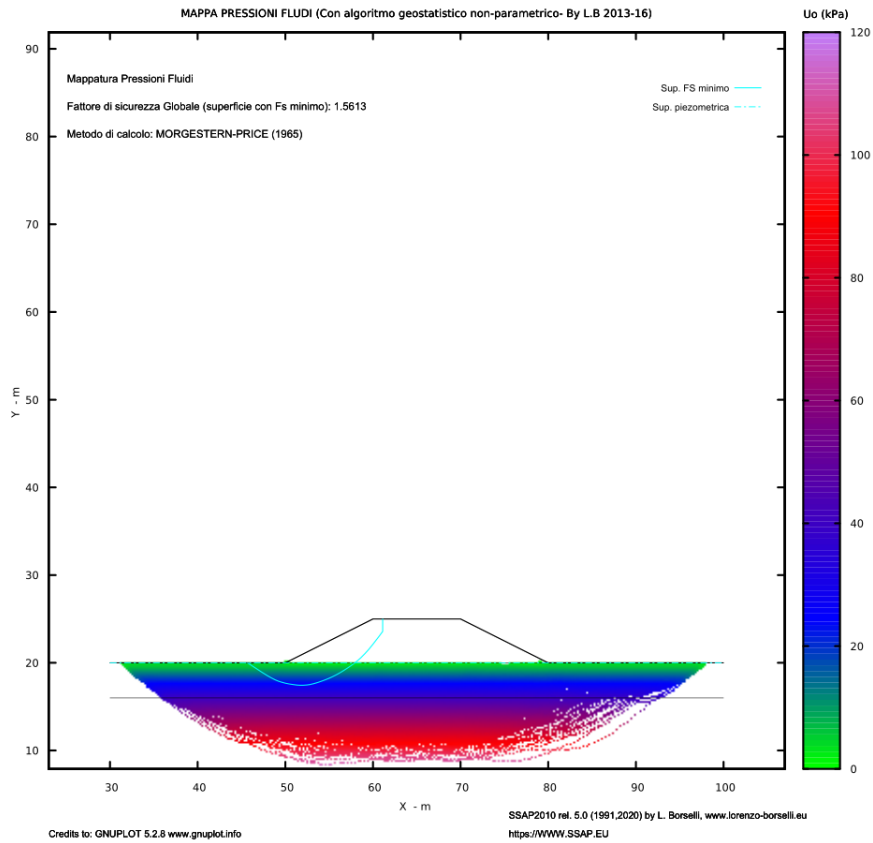


Figura E.15

Nella figura E.15 viene presentato insieme al risultato della analisi di stabilità la mappa completa della pressione dei fluidi. Il valore della pressione dei fluidi tiene in questo caso del solo effetto idrostatico, ovvero della altezza della colonna d'acqua alla profondità considerata rispetto alla superficie freatica.

Nella figura E.16 viene presentata la condizione di una analisi di stabilità dove l'effetto del sovraccarico del rilevato ha effetto sulla pressione neutra negli strati di fondazione sottostanti.

In questo caso viene assunto  $B=1.0$  e vengono applicate: una piezometrica virtuale esterna al rilevato con un'altezza massima di  $\Delta H_w = 9(m)$ ; la esclusione dal calcolo della pressione neutra dello strato 2 (rilevato); disattivazione dell'effetto del carico esterno di acqua nei pendii sommersi (vedasi finestra **Opzioni Acquiferi**)

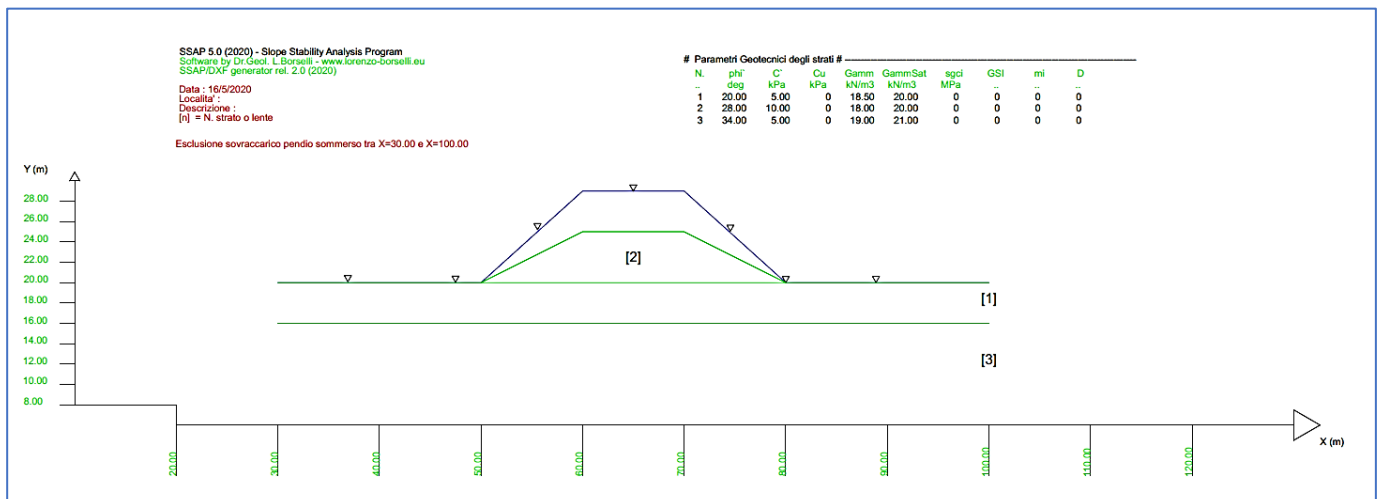
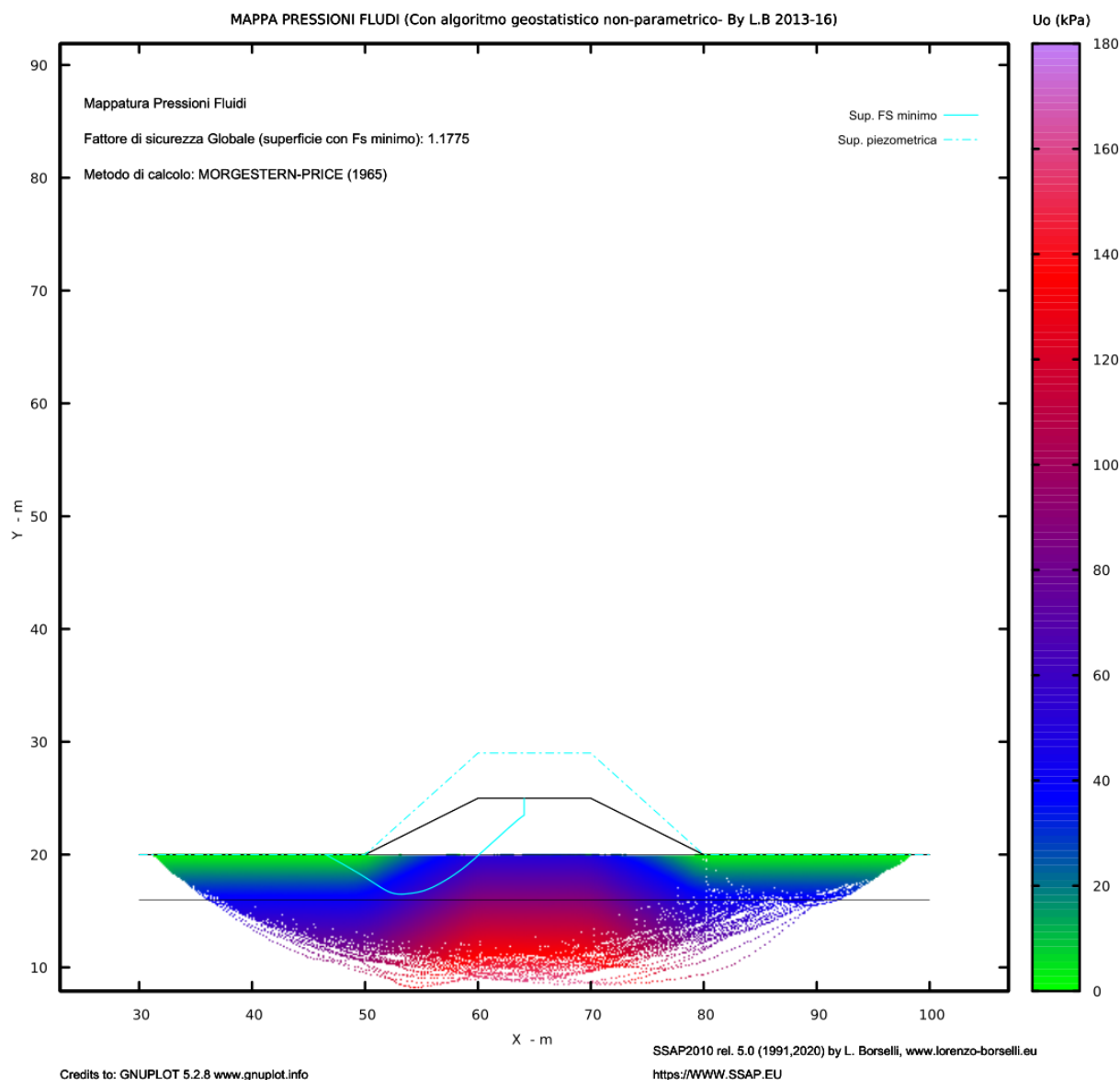


Figura E.16





**Figura E.17**

Il risultato della analisi di stabilità mostrato nella figura E.17, unitamente alla nuova mappa a colori della pressione di fluidi indica come siamo passati da  $FS=1.561$  a  $FS=1.177$ . Questo risultato è dovuto a un brusco incremento del campo di pressione dei fluidi sotto il rilevato. Sotto la porzione di mezzeria del rilevato abbiamo il maggior incremento di pressione dei fluidi che conseguentemente producono una riduzione della resistenza al taglio locale.

Va ricordato che in questa analisi è stato utilizzato il criterio di rottura a lungo termine (condizioni drenate) per gli strati di fondazione.

La metodologia B-bar può essere tuttavia utilizzata anche associata a un criterio di rottura a breve termine (condizioni Non drenate). In questo caso è consigliabile implementare il modello SHANSEP (Ladd, 1991) per la stima della resistenza al taglio in condizioni non drenate e della sua variazione con la profondità (vedasi dettagli nella appendice M di questo manuale). I valori della resistenza al taglio in condizioni non drenate verranno infatti ridotti per l'effetto dell'incremento di pressione neutra sotto il rilevato. Infatti l'incremento della pressione dei fluidi, nel modello SHANSEP comporta un decremento della pressione efficace di pre-consolidazione (vedasi Appendice M).

## E.9 USO E AVVERTENZE

Il modulo per la gestione degli acquiferi e dei fluidi aggiunge una serie di caratteristiche avanzate al codice SSAP. L'uso di queste nuove funzionalità deve procedere con la massima cautela perché esse

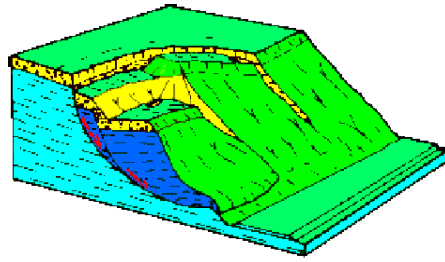
introducono la possibilità di simulare in modo più realistico i campi di pressione neutra entro un pendio. Tuttavia è importante avvertire l'utente sulle conseguenze che un uso non appropriato di queste funzionalità può comportare.

**Nel dubbio contattare l'autore del programma che è sempre disponibile a ogni chiarimento, ad ascoltare e trarre profitto da critiche e suggerimenti.**

## E.10 BIBLIOGRAFIA

- Borselli L., Capra L., Sarocchi D., De La Cruz-Reyna S. 2011. Flank collapse scenarios at Volcán de Colima, Mexico: a relative instability analysis. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*. 208:51–65. DOI: 10.1016/j.jvolgeores.2011.08.004
- King, G. J. W. (1989). Revision of effective-stress method of slices. *Geotechnique*, vol. 39, no. 3, p. 497-502.
- Furuya, T. (2004). Review and comparison of limit equilibrium methods of slices for slope stability analysis: Revised equation of moment equilibrium and buoyancy under steady seepage flow condition. *Bulletin of the National Research Institute of Agricultural Engineering (Japan)*. Bull. n. 43:1-22
- Ladd, C.C. 1991. Stability evaluation during staged construction. *Terzaghi Lecture, ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 117 (4): 540-615
- Skempton, A. W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. *Geotechnique*, 4(4), 143-147.
- Stark, T. D., Jafari, N. H., Leopold, A. L., & Brandon, T. L. (2014). Soil compressibility in transient unsaturated seepage analyses. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(8), 858-868.
- Sun, G., Lin, S., Jiang, W., & Yang, Y. (2018). A Simplified Solution for Calculating the Phreatic Line and Slope Stability during a Sudden Drawdown of the Reservoir Water Level. *Geofluids*. Vol 2018:1-14.

## APPENDICE F - SSAP2010 E LE VERIFICHE DI STABILITA' SECONDO LE NTC2018 (Marzo 2023) - Versione 3.2



**LORENZO BORSELLI, San Luis Potosi, Messico\*\***

*\*\*PhD. Docente di Geotecnica e Engineering Geology,  
Universidad Autonoma de san Luis Potosi, SLP, Messico  
lborselli@gmail.com , lorenzo.borselli@uaslp.mx*



## F.1 - Introduzione

L'obiettivo di questa appendice è fornire una presentazione sintetica sulle verifiche di stabilità dei versanti nel quadro delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018).

Le NTC prevedono che le verifiche siano eseguite con differenti combinazioni di fattori di riduzione di parametri geotecnici e/o amplificazione e riduzione di forze destabilizzanti in funzione dei diversi scenari di verifica da simulare.

**Tuttavia la definizione geologica, geomorfologica, geo-strutturale e geotecnica, idraulica integrale del pendio e la sua parametrizzazione è una prima fase assolutamente imprescindibile, che dipende esclusivamente dall'utente del software SSAP.**

**Il software SSAP non esegue automaticamente le combinazioni e modellizzazioni prescritte dalle NTC2018, che infatti dipendono dal livello di conoscenze, dall'affidabilità dei dati disponibili, nonché dal grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista.**

**Lo scenario di verifica e la parametrizzazione geomeccanica e della resistenza delle strutture è pertanto completamente definito dall'utente e ciò deve essere conforme a quanto richiesto dalle NTC vigenti. Di conseguenza l'utente ha la responsabilità ultima dei dati immessi per simulare un determinato scenario prescritto dalle NTC2018. Il software SSAP Tuttavia permette di applicare automaticamente le correzioni riduttive ai parametri di resistenza al taglio prescritte per ottenere i parametri ridotti di progetto. Queste correzioni possono essere applicate sulla base di quanto previsto dalle NTC2018 e EC-7 a qualunque tipo di geomateriale che sia definito con i criteri previsti e possibili in SSAP: Mohr-Coulomb; Tresca; Liquefazione; Hoek-Brown generalizzato; Barton-Bandis generalizzato. Quindi la correzione riduttiva può essere applicata a tutti i tipi di strati.**

**La conformità del software SSAP alle NTC2018 è data dal fatto che esso esegue le verifiche mediante una sofisticata forma dell'equilibrio limite, includendo il metodo pseudo-statico (anche mediante l'uso di coefficienti sismici) e applicando sulle superfici con FS minimo identificate in condizioni statiche di progetto, anche il metodo degli spostamenti, come previsto dalle NTC2018.**

All'interno delle norme tecniche per le costruzioni (NTC2018) esistono diversi capitoli che sono relativi con la componente geotecnica del progetto e in particolare con le verifiche della stabilità dei pendii (naturali o fronti di scavo). Per il tema della stabilità dei pendii le parti di maggior importanza sono i capitoli 2, 3, 6 e 7 delle norme tecniche NTC2018.

## F.2 Prescrizioni generali delle NTC2018

Nel capitolo 6 delle NTC2018 vengono trattati gli aspetti geotecnici della progettazione, in particolare le opere di fondazione e di sostegno, gli interventi di miglioramento e rinforzo di terreni e ammassi rocciosi, le opere in materiali sciolti, la stabilità dei fronti di scavo e più in generale del sito in cui insiste l'opera nel suo complesso.

È dunque al capitolo 6 del Decreto che dobbiamo porre attenzione per i nostri obiettivi. Naturalmente è necessario notare nel testo delle NTC2018 vi sono continui riferimenti agli altri capitoli 2,3,7 del testo, con riferimento alla progettazione finale

Nel capitolo 6, sezione 6.3.4, troviamo delle NTC2018 troviamo testualmente:

***“La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile ( $\tau_f$ ) e la tensione di taglio agente ( $\tau$ ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico. L'adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve comunque essere giustificata sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.”***

La valutazione della sicurezza viene quindi effettuata confrontando la **resistenza di progetto  $R_d$** , valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e alle grandezze geometriche interessate, con il **valore di progetto  $E_d$  delle azioni**, valutato in base ai valori di progetto delle azioni (indicata nel capitolo 2.3 delle NTC2018). La condizione da verificare è la seguente:

$$R_d > E_d \quad [F.1]$$

In questo caso sia ai parametri caratteristici dei parametri fisico meccanici, che a quelli delle azioni, vengono applicati dei **coefficienti parziali di sicurezza** calcolati in relazione

- al tipo di azione
- alla vita nominale della struttura (1)
- alla sua classe d'uso (2)

La verifica della suddetta eq. F.1 deve essere effettuata, secondo le nuove norme, impiegando diverse combinazioni di gruppi di tali coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze globali (R1, R2 e R3).

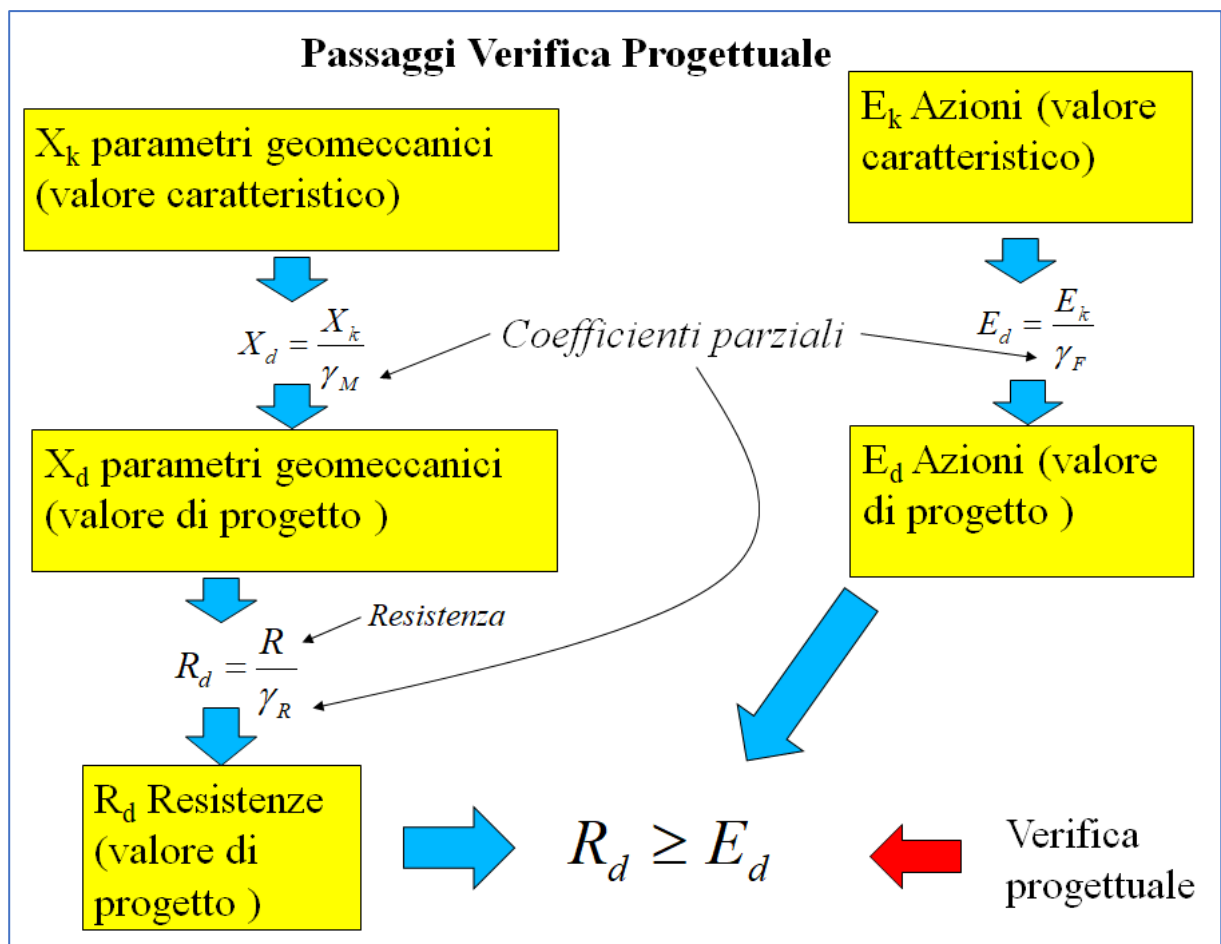


Fig. F.1 Passaggi della verifica progettuale secondo le NTC2018 e EC-7

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono poi scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti, e/o alternativi.



Nella sezione 2.6, la Tab. 2.6. 1 (riportata in fig. F.2) riporta i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_F$  da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi. Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi. Ovvero:

“**Nell’Approccio 1**, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema ( $\gamma_R$ ). Nella Combinazione

1 dell’Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella Combinazione 2 dell’Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

**Nell’Approccio 2** si impiega un’unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale ( $\gamma_R$ ). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

Per le verifiche di stabilità vedremo che a noi interessa l’**Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2), con R2 = 1. 1.. È importante considerare che:**

(1) **La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.**

(2) **In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in 4 classi d’uso. (Gazzetta Ufficiale 04/02/2008 n. 29)**

(3) **Secondo l’Eurocodice 7 il valore caratteristico di un parametro di un terreno o di una roccia deve essere scelto in base ad una valutazione cautelativa del valore che influenza l’insorgere dello stato limite.**

I coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni sono mostrati nella figura F.2 (tabella 2.6.I-NTC2018):

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l’intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura F.2. Coefficienti parziali per le azioni secondo tabella 2.6.I NTC 2018

Nel capitolo 2.3 relativamente alle resistenze dei materiali le NTC 2018 indicano che per le verifiche agli stati limite ultimi (che comprendono gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC), come precisato nella sezione 3.2.1), quanto segue:

**“Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale  $X_d$  è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione:  $X_d = X_k/\gamma_M$ , essendo  $\gamma_M$  il fattore parziale associato alla resistenza del materiale”**

Nel capitolo 6, sezione 6.2, per le opere geotecniche “Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato (NTC2018) :

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;**  
**b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;**  
**c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.”**

I coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici del terreno sono mostrati nella figura F.3.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura F.3 : coefficienti parziali per i parametri geotecnici – (NTC2018)

Inoltre, sempre nel capitolo 6.2, per gli ammassi rocciosi abbiamo che:

**“Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio  $\gamma_R$  un coefficiente parziale  $\gamma_R=1,0$  (M1) e  $\gamma_R=1,25$  (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.”**

### F.3 Determinazione dei valori caratteristici dei “Geomateriali”

La definizione teorica dei valori caratteristici nasce nelle EC-7 e NTC2018 dal concetto di progettazione agli stati limite. Il principio di progettazione agli stati limite considera vari livelli di rischio e severità nei criteri di progettazione.

Dal punto di vista geotecnico si fa un importante riferimento ai seguenti fatti concreti normalmente osservati e quantificati nella pratica di lavoro:



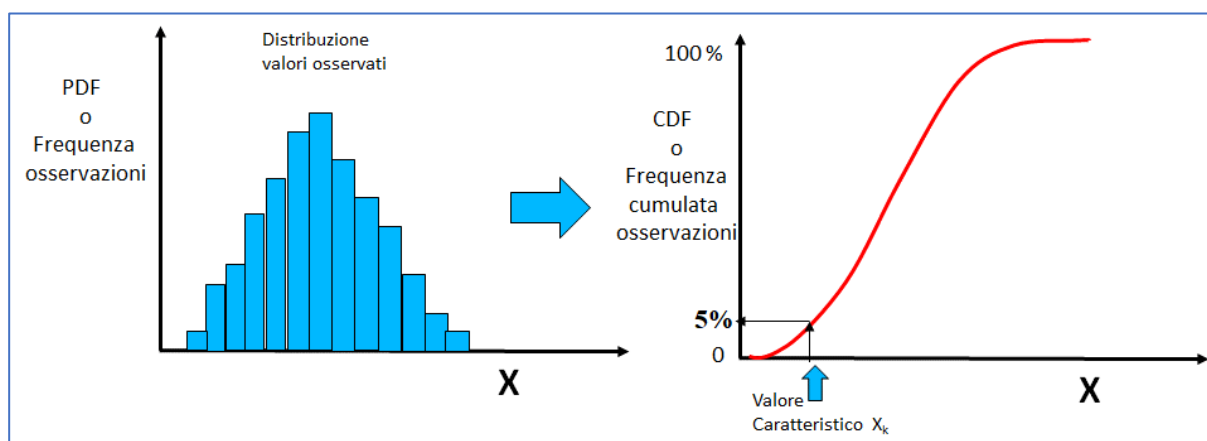
- I Geomateriali (suolo, sedimenti, rocce, ammassi rocciosi e materiali ricavati da questi) presentano una potenziale forte variabilità nelle loro proprietà.
- La potenziale variabilità spaziale dei geomateriali incrementa la incertezza nella attribuzione di parametri significativi.
- La maggiore incertezza produce un incremento nel rischio di valutazioni e scelte progettuali non adeguate.

Per ovviare e ridurre il livello di rischio connesso vengono seguiti principi di progettazione cautelativi (es. **stati limite, parametri caratteristici, parametri di progetto**).

Il valore caratteristico nella proprietà di un materiale (*geomateriale* nel nostro caso) è definita come il valore numerico associato a una prescritta probabilità di non essere superato (esempio il 95% o il 5%), probabilità ottenuta dopo aver eseguito una serie significativa di test e misure [EN 1990 §1.5.4.1 e 4.2 (1)].

Di conseguenza una analisi statistica di base di misure e osservazioni risulta essere necessaria alla determinazione del valore caratteristico in maniera rigorosa e cautelativa.

Nella figura F.4 viene rappresentata una distribuzione di frequenza cumulata delle osservazioni o misure sperimentale di un generico parametro. Il valore caratteristico è solitamente il valore che ha il 95% di probabilità di venire superato. Questo valore corrisponde al percentile 5% (o quantile 0.05).



**Fig. F.4. identificazione del valore caratteristico come percentile 5% dei valori misurati**

Nella teoria classica per la identificazione dei valori caratteristici  $X_k$  è necessario avere un campione di osservazioni o misure il più possibile ampio perché la valutazione sia attendibile. Inoltre si assume che la distribuzione delle osservazioni sia perfettamente una curva di distribuzione Gaussiana (a campana perfettamente simmetrica). La teoria classica inoltre non fa alcuna ipotesi sul significato fisico di quello che stiamo valutando (figura F.5). Il coefficiente di variazione (COV) deve essere calcolato, o assunto a priori (per lo specifico tipo di parametro).

Nella pratica abbiamo invece abbiamo:

- **un numero limitato di misure;**
- **la distribuzione delle osservazioni raramente è gaussiana (o curva a campana simmetrica);**
- **la applicazione meccanica delle formule di calcolo può portare a volte a dei valori «fuori scala» (es. coesione negativa !!);**
- **il coefficiente di variazione COV calcolato che può' essere poco affidabile se calcolato su un numero di osservazioni limitato (es. meno di 5).**

Nella figura F.6 abbiamo rappresentate tutte le formule di base per il calcolo dei valori caratteristici dati una serie di misure o osservazioni.

Tuttavia la procedura classica risulta spesso inadeguata quando si hanno distribuzioni di valori osservati che esplicitamente non seguono una distribuzione simmetrica a campana gaussiana.

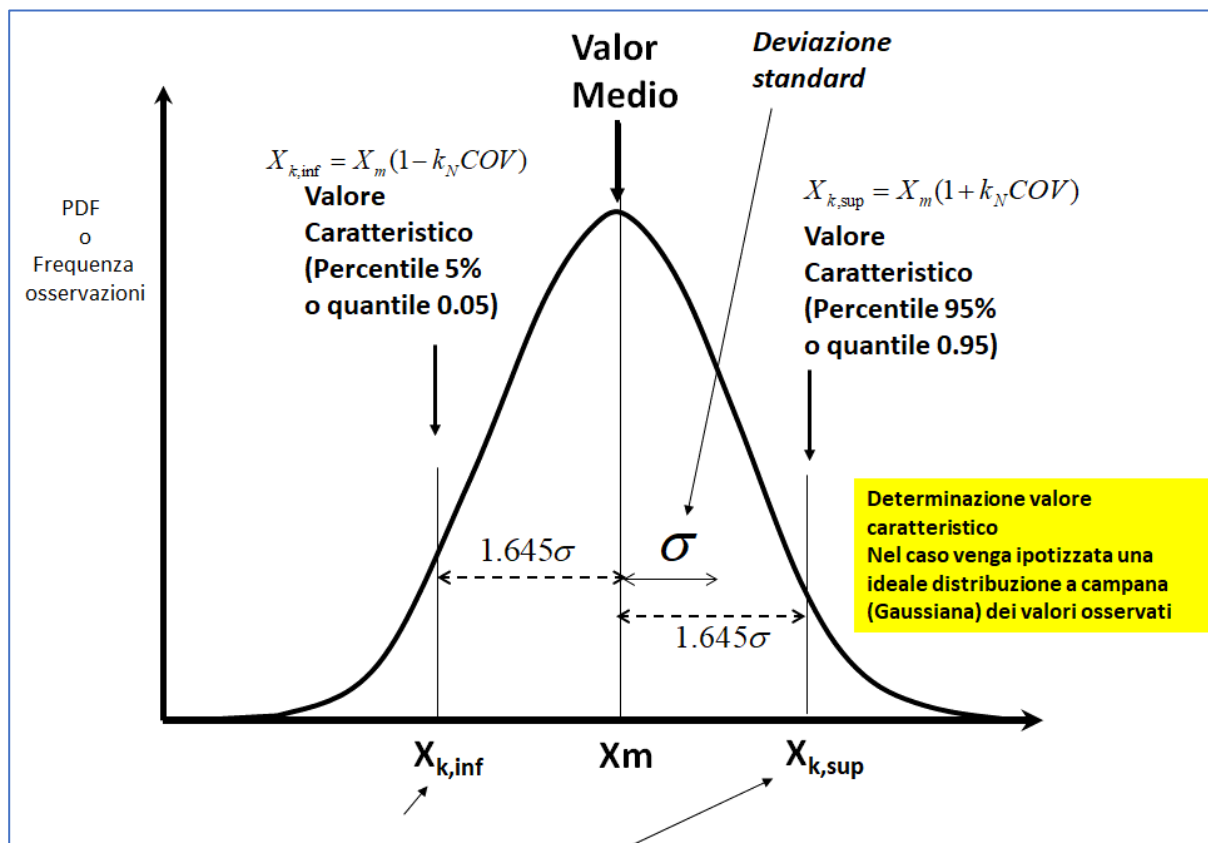


Fig. F.5. Identificazione dei valori caratteristici inferiore (percentile 5% e superiore (percentile 95%) entro una curva di distribuzione perfettamente gaussiana

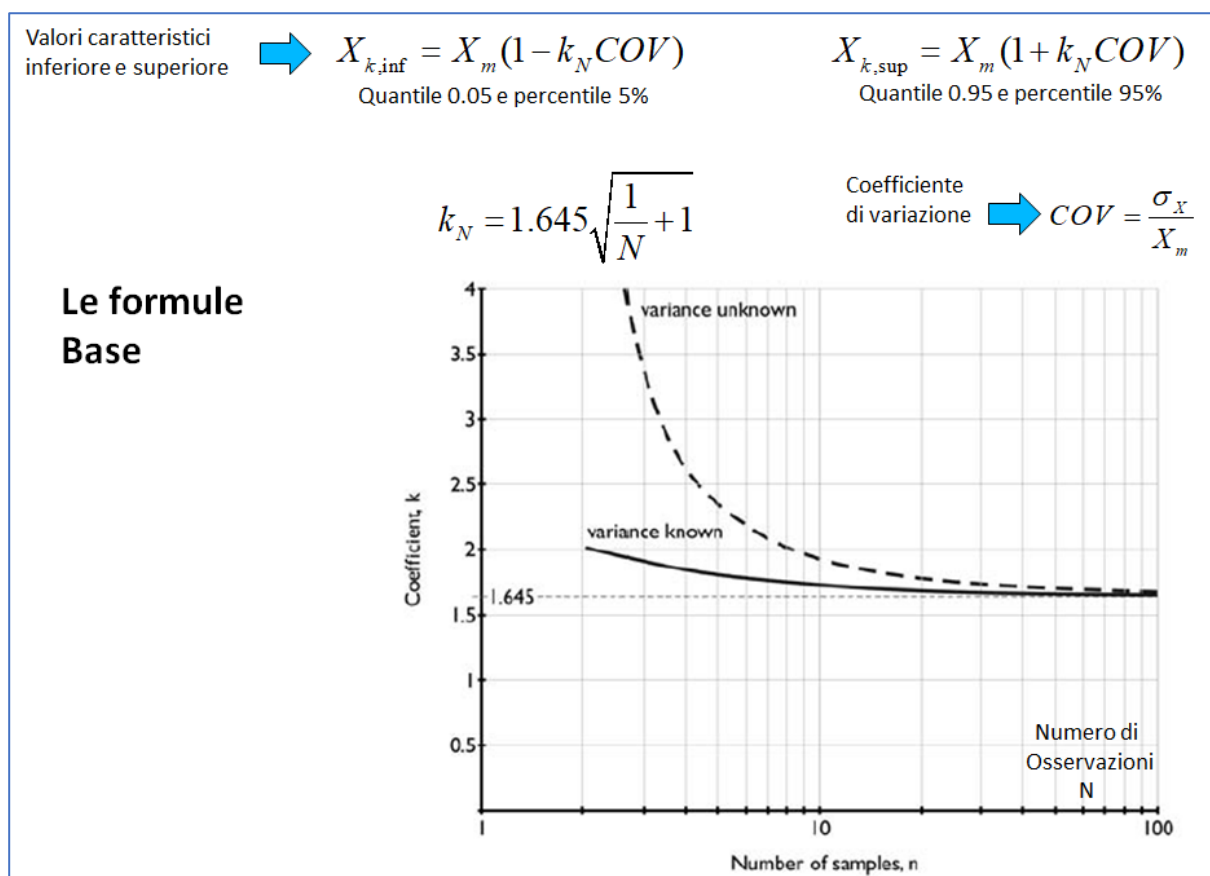
In questi casi, avendo a disposizione un numero adeguato di osservazioni si può ricorrere a una metodologia senz'altro più robusta e affidabile della precedente. La procedura deriva dalla non preliminare assunzione, a priori, di alcuna distribuzione statistica teorica (Corder & Foreman, 2014). Questo tipo di statistica è indicato come “*statistica non parametrica*”.

Di seguito un esempio di applicazione a dei valori di resistenza alla compressione uniassiale in roccia. Nella figura F.7 sono presentate una serie di 14 valori di resistenza a compressione uniassiale ottenute da test *point load*. La media aritmetica dei valori è pari a 29.46 MPa. La distribuzione della frequenza cumulata empirica delle osservazioni viene calcolata con un foglio di calcolo (EXCEL o LIBREOFFICE).

La curva di frequenza cumulata nella Fig. F.7 è ottenuta mediante la funzione PERCENTILE, di presente nei software EXCEL o *Libreoffice Calc*. I diversi percentili (quantili) tra 0 e 100% sono calcolati usando come input il vettore dei dati sperimentali nella colonna C. Il risultato della analisi non parametrica permette di ottenere un valore caratteristico, corrispondente al percentile 5% (quantile 0.05) pari a 19.12 MPa mentre nel metodo classico otteniamo un valore caratteristico pari a 9.40 MPa.

Si può vedere dalla distribuzione dei valori che il valore caratteristico ottenuto con la applicazione del metodo classico è molto inferiore al valore minimo osservato sperimentalmente che è 18.40 MPa. Questo si spiega con il fatto che le osservazioni sono distribuite in maniera non Gaussiana, con una coda

verso valori molto alti (anche se sono questi valori con bassa frequenza) e una concentrazione con valori tra 20 e 30 MPa.



**Fig. F.6 Formule base per ottenere i valori caratteristici inferiore (percentile 5%) e superiore (percentile 95%) noti il numero delle osservazioni N e il coefficiente di variazione COV.**

Con questa configurazione nella distribuzione dei dati il valore caratteristico ottenuto con il metodo classico risulta eccessivamente cautelativo in quanto estremamente fuori dalla distribuzione reale dei dati.

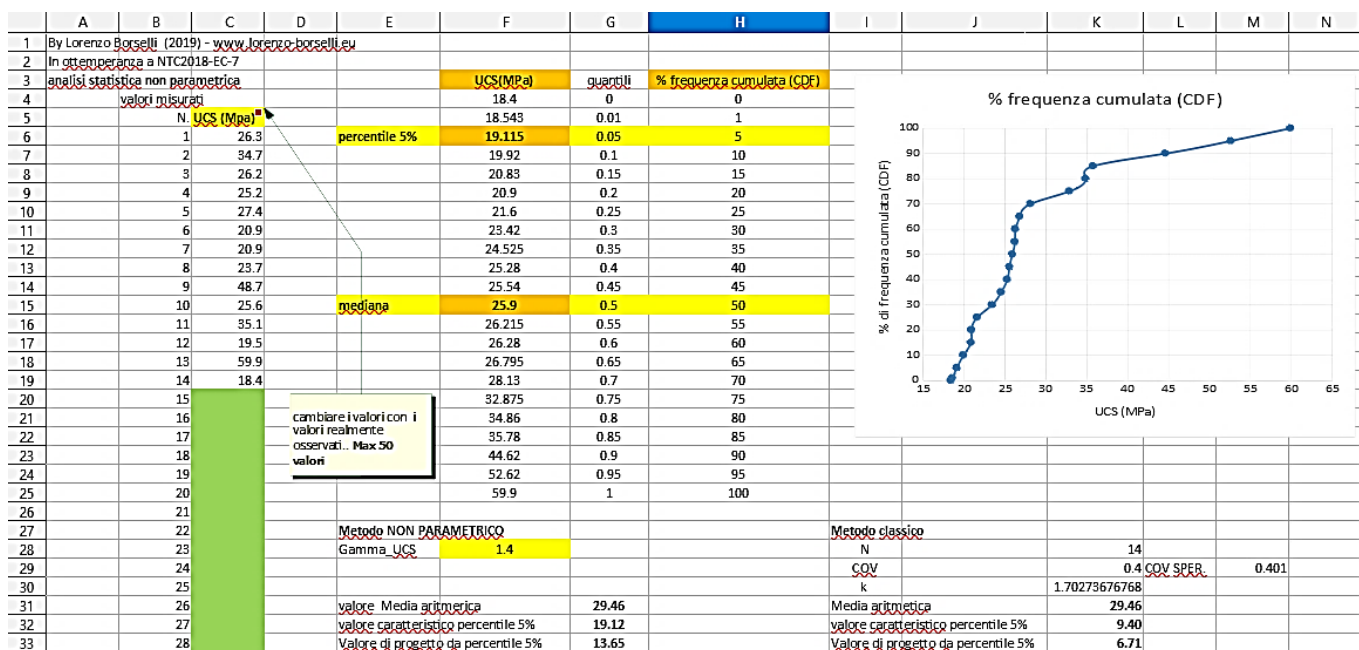
È importante sottolineare che il metodo non parametrico risulta affidabile solo se applicato con un numero rappresentativo di dati (es. almeno 10 osservazioni). Infatti con un numero basso di osservazioni qualunque metodo risulta inaffidabile.

Il foglio elettronico per effettuare questo tipo di elaborazioni è gratuitamente messo a disposizione, con finalità di divulgazione scientifico tecnica, nel sito web ufficiale di SSAP. (pagina <https://www.ssap.eu/downloads.html>). **È responsabilità ultima dell'utilizzatore l'uso progettuale pratico ultimo dei risultati delle elaborazioni effettuate con questo foglio di calcolo.**

Secondo le vigenti norme tecniche è previsto che i parametri geomeccanici caratteristici siano ottenuti mediante correlazioni statistiche partire da misure effettuate con indagini in situ. In questo caso possono essere utilizzato un ampio spettro e tipologia di prove in situ tra cui:

- Prove penetrometriche statiche CPT, CPTU
- Prove con dilatometro Marchetti DMT
- Prove penetrometriche standard SPT
- Prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH
- Etc.

Esistono diverse correlazioni che permettono una stima di vari parametri geotecnici a partire da misure ottenute da questo tipo di prove. Vi è una ampia letteratura specialistica su questo tema e si rimanda a questa per ulteriori approfondimenti. Tuttavia è importante sottolineare che la circolare esplicativa del 2019 relativa alle NTC2018 indica che è possibile adottare come parametri caratteristici, i valori medi qualora questi siano derivati su grandi volumi di terreno o roccia.



**Fig. F.7** analisi non parametrica di 14 valori di resistenza a compressione uniaxiale ottenute da Test Point Load. Foglio elettronico di calcolo sviluppato dall'Autore di SSAP.

In sintesi nella determinazione (o Scelta) del parametro caratteristico bisogna sempre:

- Porre attenzione all'uso meccanico delle formule proposte (può avere conseguenze serie);
- Considerare la alternativa del "metodo non parametrico", che consente di determinare in modo robusto il percentile 5%;
- Considerare la possibilità di usare correlazioni statistiche da misure con prove in situ. (ma fare attenzione a quali correlazioni si usano);
- Considerare la possibilità concessa e usare i valori Medi (o mediani) su per grandi volumi (e molti dati).

#### F.4 Le verifiche di sicurezza

Secondo le NTC 2018 le verifiche di sicurezza nei pendii devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.

**Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini.**

In questo caso quindi la prima verifica da effettuare è quella della superficie singola che meglio approssima quella di rottura...superficie che andrà pertanto ricostruita e verificata...

**Negli altri casi, la normativa impone che la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso (fig. F.8).**

Quando sussistano condizioni tali da non consentire un'agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

**Il progettista ha dunque un compito fondamentale. Definire qual è il grado di sicurezza accettabile. Anche in base al modello di calcolo adottato.**

In base alle precedenti considerazioni possiamo definire che il valore di FS ottenuto con le verifiche sviluppate con il software SSAP (o con altri software) deve risultare sempre il valore maggiore tra i valori indicati nel secondo membro della eq. F.2:

$$F_S = \frac{R_d}{E_d} > \max[1.0, \gamma_R, F_S^P] \quad \text{[F.2]}$$

Dove:

**$F_S$ : fattore di sicurezza ottenuto con le verifiche all'equilibrio limite, secondo gli scenari e approcci specifici indicati dalla normativa per il caso in esame.**

$R_d$ : resistenze di progetto

$E_d$ : Azioni di progetto

$\gamma_R$  : coefficiente parziale sulle resistenze di progetto

$F_S^P$  : Fattore di sicurezza minimo ritenuto accettabile dal progettista

La eq.F.2. deriva dalla considerazione che il coefficiente  $\gamma_R$  , qualunque sia il suo valore, deve sempre soddisfare le seguenti condizioni minime:

$$\frac{R_d}{\gamma_R} > E_d \quad \text{[F.3]}$$

Ovvero:

$$\frac{R_d}{E_d} > \gamma_R \quad \text{[F.4]}$$

E considerando inoltre che deve essere sempre soddisfatta la seguente relazione di sicurezza, in qualunque tipo di opera, scenario o approccio stabilito dalle NTC2018:

$$1.0 < \gamma_R \leq F_S^P \quad \text{[F.5]}$$

La precedente dimostrazione ci permette di considerare la eq. F.2 di uso fondamentale e di carattere generale per la Progettazione. In questo modo infatti possiamo considerare i risultati del fattore di sicurezza calcolato con le verifiche effettuate con i metodi all'equilibrio limite (e quindi anche con il SSAP), i valori  $\gamma_R$  indicati nei vari casi dalle NTC e il valore di FS minimo assunto autonomamente dal progettista, in un quadro integrale. In questa maniera il progettista, in maniera maggiormente cautelativa, in funzione del livello di conoscenza associato al sottosuolo o alle condizioni idrauliche e sismiche del sito può decidere anche di utilizzare un valore maggiore del  $\gamma_R$  indicato dalle NTC2018 o EC-7.

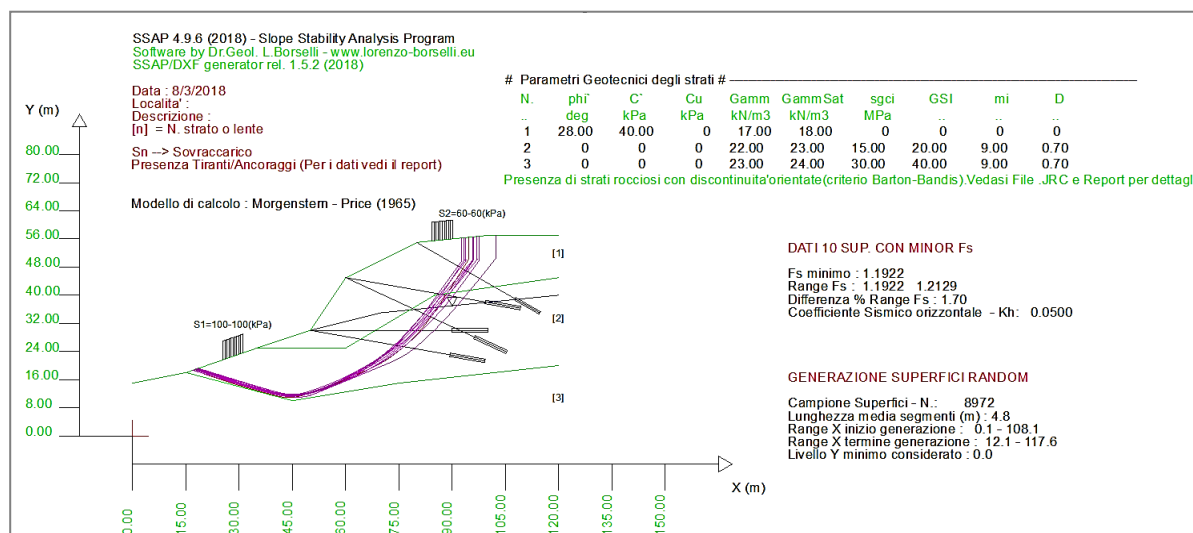


Fig. F.8: verifica di un numero sufficiente di superfici cinematica mente possibili. Esempio di risultato di ricerca e verifica effettuato dal SSAP2010 in condizioni sismiche.

#### F.4.1 Opere di materiali sciolti e fronti di scavo

Con opere con materiali sciolti e fronti di scavo Si deve verificare che non si raggiunga una condizione di STATO LIMITE ULTIMO (SLU) con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici. Lo è quello che evita crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero di comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera.

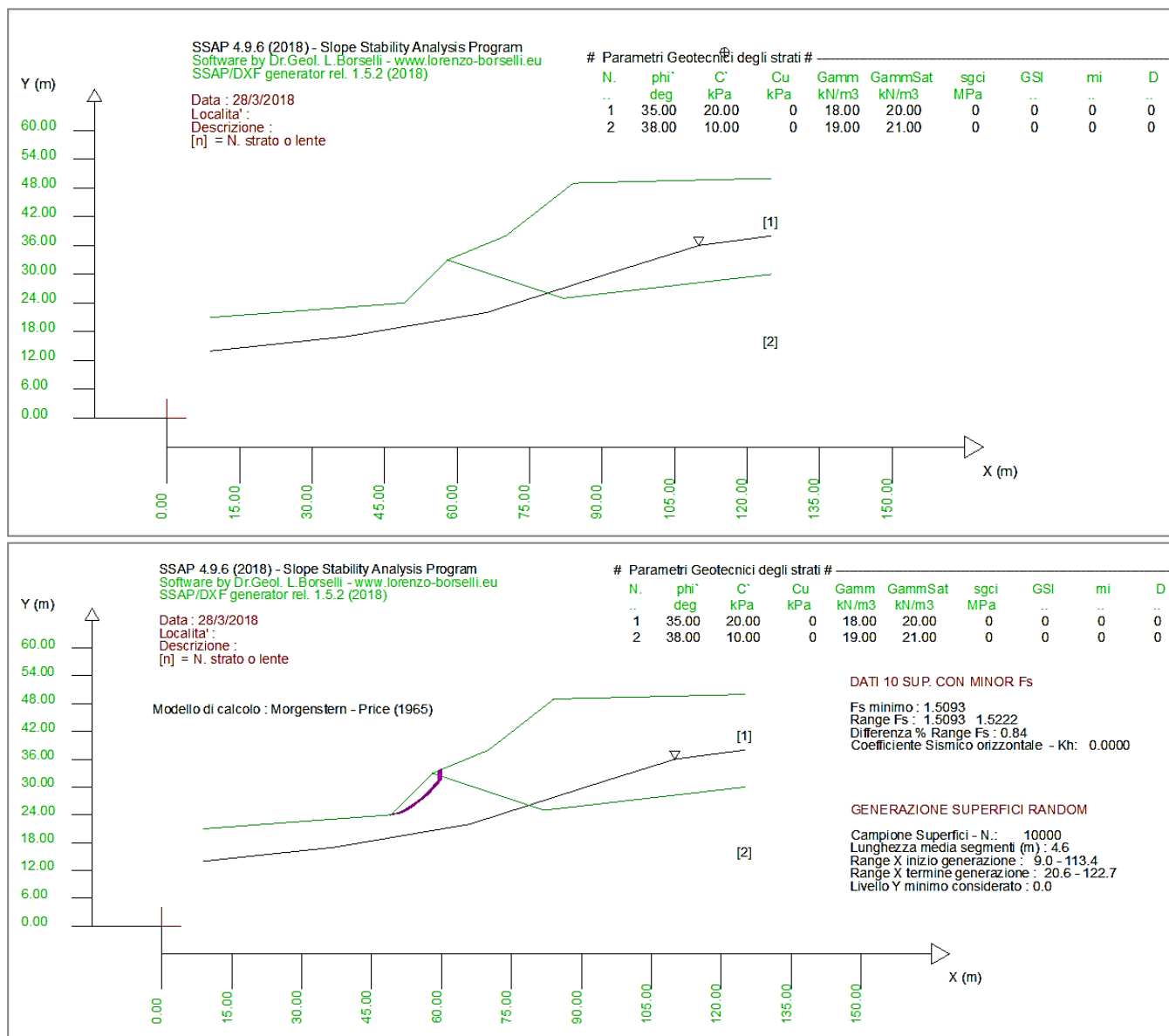
Le verifiche devono essere effettuate secondo l'approccio 1: **Combinazione 2:(A2+M2+R2)** tenendo conto dei valori dei Coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I ,6.2.II (figure F.2 e F.3) e la tabella 6.8.I - NTC2018.

**Fare attenzione!! Questo vuol dire che nel caso di materiali sciolti e fronti di scavo occorrerà sempre amplificare, ovvero moltiplicare per 1.3 i carichi permanenti portati, non strutturali, e quelli variabili, quando questi abbiano un effetto sfavorevole, sempre ridurre  $c'$  e  $\tan\Phi'$  dividendo per un fattore 1.25 e considerare per le resistenze un coefficiente  $\gamma_R$  pari a 1.1. Quindi un Fs minimo pari a 1.1.**

#### F.4.2 Le verifiche di sicurezza per i pendii naturali

Per i pendii naturali le NTC 2018 richiedono solo l'uso dei parametri caratteristici non facendo riferimento a nessun approccio ma solo l'utilizzo di parametri caratteristici e senza nessun fattore di sicurezza minimo di riferimento. Il fattore di sicurezza minimo deve essere selezionato dal progettista.

Se assumiamo che il pendio in figura F-9 sia un pendio naturale in condizioni statiche avremo che  $F_s=1.5093$  con la caratterizzazione con i soli parametri caratteristici. In queste condizioni il pendio risulta ampiamente stabile



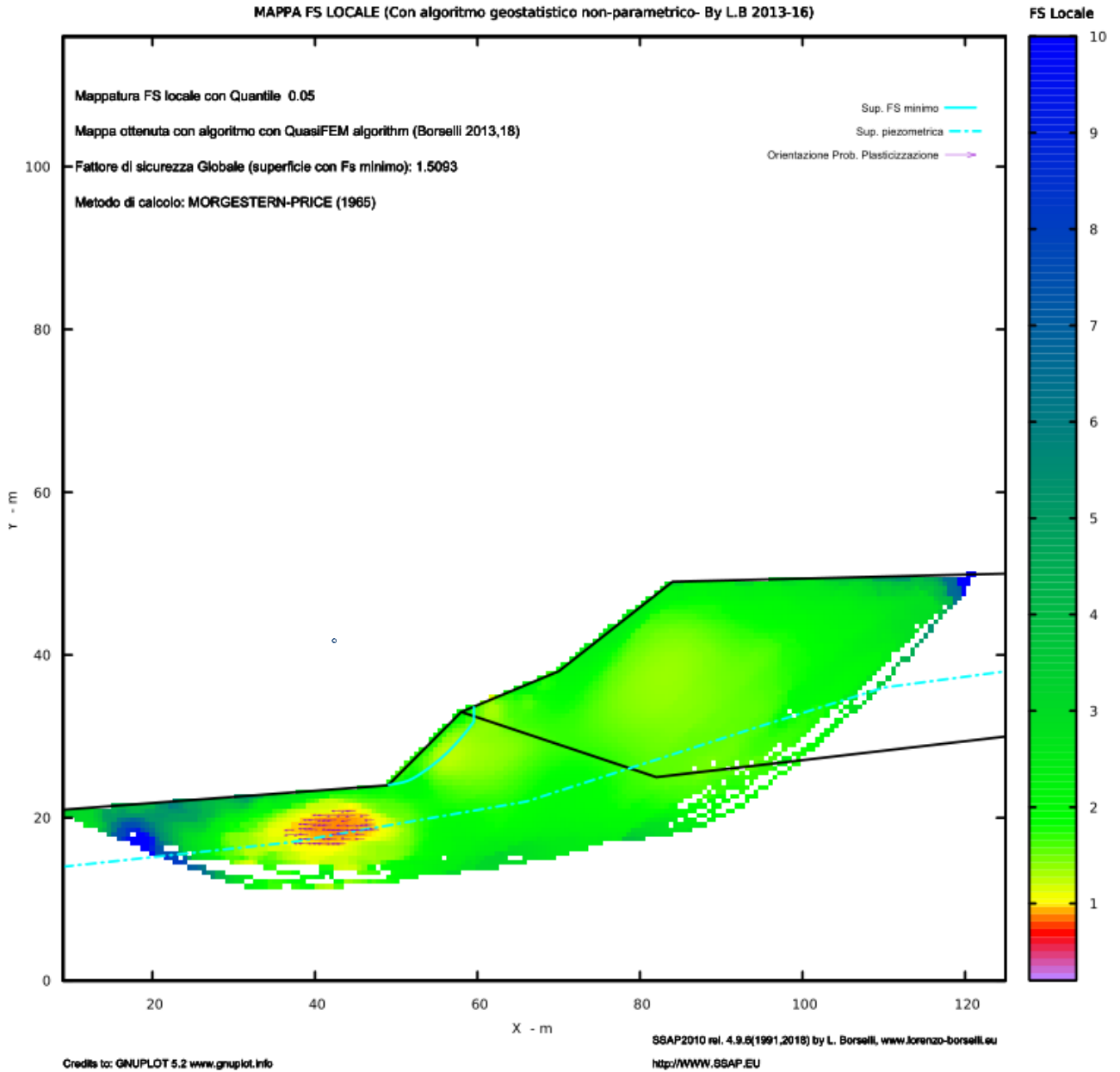
**Fig. F.9: pendio in condizioni statiche con parametri geomeccanici caratteristici senza coefficienti parziali applicati a riduzione dei parametri geomeccanici.**

Se invece assumiamo che lo stesso pendio sia il risultato di operazioni di scavo è richiesto di applicare l'approccio 1: **Combinazione 2:(A2+M2+R2)** quindi la applicazione di fattori riduttivi ai parametri di resistenza al taglio.

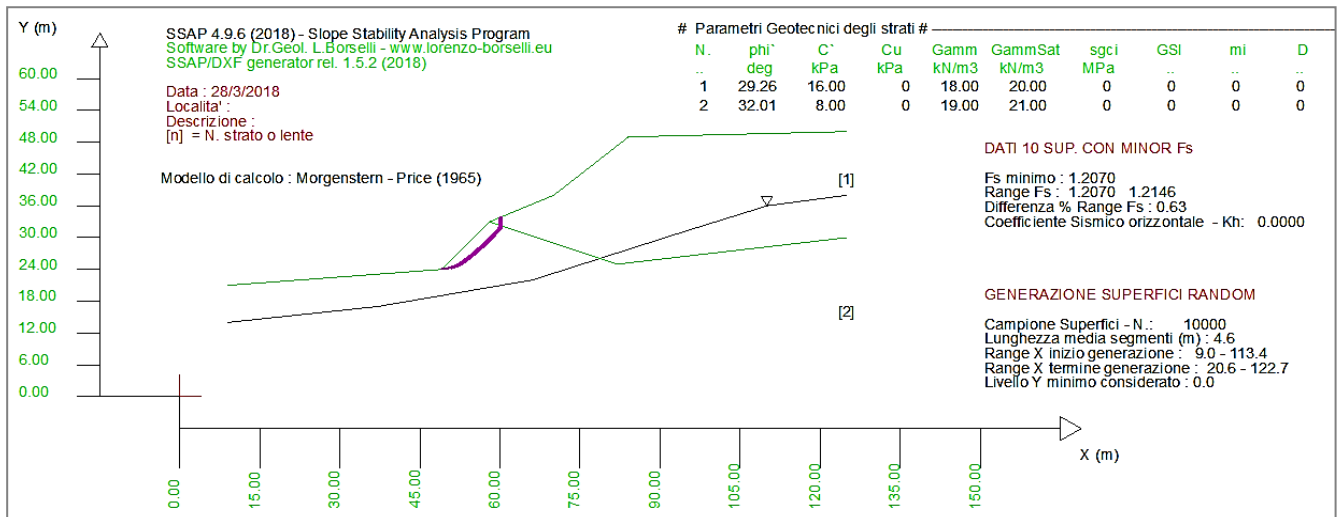
In questo caso per lo stesso pendio il  $F_s$  cambia considerevolmente applicando i fattori riduttivi di progetto ai parametri geomeccanici. La zona critica rimane pressoché' la medesima ma il valore di  $F_s$  cambia considerevolmente fino a  $F_s=1.2070$  (fig. F.11). Comunque anche così per le NTC2018 la verifica è soddisfatta perché il fattore  $F_s$  ottenuto è maggiore del fattore di sicurezza minimo richiesto per fronti di scavo, ovvero  $F_s=\gamma_R = 1.1$ .

**Ricordiamo che il progettista può considerare anche un livello di sicurezza maggiore qualora le informazioni disponibili o la loro affidabilità non sia soddisfacente.**





**Fig. F.10: mappa FS locale per il pendio in figura F.9**



**Fig. F.11: pendio in condizioni statiche con parametri geomeccanici di progetto ridotti.**

## F.5 Stabilità dei pendii in condizioni sismiche

Le NTC2018 indicano alcuni punti fondamentali da seguire nella modellazione geotecnica in condizioni sismiche. Vedi capitolo 7.11.2

I punti base sono i seguenti:

- Classificazione geotecnica dei terreni secondo il capitolo 3.2.2
- Possibile effetto di riduzione dei parametri di resistenza al taglio indotta degradazione ciclica, e quindi dalla tipologia dei terreni (grana fine o grana grossa)
- Nel caso di verifiche in condizioni non drenate considerare possibili effetti di incremento della pressione interstiziale come effetti di liquefazione totale o parziale (vedasi cap. 2 di questo manuale) e sezione 7.11.3.4 (NTC2018)
- Possibilità di utilizzare una caratterizzazione in termini di condizione non drenate e la possibile sua degradazione da stress ciclico. (vedasi appendice M di questo manuale)
- La normativa prevede che i parametri geomeccanici siano assegnati come parametri caratteristici, e non come parametri di progetto ridotti.
- **$\gamma_R = 1.2$  per fronti di scavo e riporto, mentre  $\gamma_R = 1.1$  per pendii naturali e pendii con opere di rinforzo.**

Naturalmente punto fondamentale è **la risposta sismica locale** da considerare nella verifica di stabilità con il metodo pseudo-statico mediante la introduzione di forze di inerzia aggiuntive legate al sisma.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLU dinamico ossia SLV) le componenti aggiuntive orizzontale  **$F_h$**  e verticale  **$F_v$**  dell'azione sismica si ricavano dalla relazione (vedasi per maggiori dettagli il capitolo 2 di questo manuale):

$$F_h = k_h W \quad [F.6a]$$

$$F_v = k_v W \quad [F.6b]$$

dove:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{\max}}{g} \quad [F.7a]$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h \quad [F.7b]$$

essendo:

w=la forza peso di ogni elemento predefinito del pendio (es. un concio verticale)

$k_h$ = il coefficiente sismico orizzontale

$k_v$ = il coefficiente sismico verticale

$\beta_s$  = il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito;

$a_{\max}$ = l'accelerazione massima attesa in sito (in  $m/s^2$ );

$g = 9.81$ , l'accelerazione di gravità ( $m/s^2$ ).

L'accelerazione massima attesa in sito (in condizioni di campo libero) può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S a_g = S_S S_T a_g \quad [F.8]$$

Dove:

$S_s$  = Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (tabella 3.2.IV – NTC2018)

$S_t$  = Coefficiente di amplificazione topografica (tabelle 3.2.III 3.2.V – NTC2018)

$a_g$  = l'accelerazione attesa in sito in condizioni di mezzo rigido (in  $m/s^2$ );

Mentre  $\beta_s$  dipende dalla categoria di sottosuolo (indicata nelle tabelle 3.2.II – NTC2018) (figura F.12)

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

**Fig. F.12. tabelle categorie classificazione del sottosuolo (NTC2018)**

e dall'accelerazione al suolo come in figura F.13.

Tab. 7.11.I – *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito*

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

**Fig. F.13. il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito (NTC2018)**

Relativamente alla azione sismica il capitolo. 3.2 delle NTC 2018 indica:

*“Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:*

- 1)  $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- 2)  $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- 3)  $T_c^*$  valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $Tc^*$ , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali

successivi aggiornamenti". Che è possibile scaricare qui come base dati ufficiale:

[http://www.dist.unina.it/doc/norme/05/agg2008/Allegati Tabelle.pdf](http://www.dist.unina.it/doc/norme/05/agg2008/Allegati_Tabelle.pdf)

Mentre a questo link è possibile scaricare il software ufficiale che permette di calcolare gli spettri di risposta delle accelerazioni su base locale sulla base dei dati che sono ancora vigenti nelle NTC2018.

[http://cslp.mit.gov.it/index.php?option=com\\_content&task=view&id=75&Itemid=20](http://cslp.mit.gov.it/index.php?option=com_content&task=view&id=75&Itemid=20)

Vediamo ora il caso del pendio con in aggiunta l'effetto sismico con effetto pseudostatico.

Supponiamo di associare al pendio in figura F.4 le seguenti caratteristiche:

- *Categoria sottosuolo B*
- *Accelerazione al suolo  $a_g = 1.717 [m/s^2]$*
- *Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo ( $S_s$ )=1.06*
- *Coefficiente di amplificazione topografica ( $S_t$ )=1.00*
- *Coefficiente riduzione ( $\beta_s$ )=0.27*
- *Coefficiente di intensità sismica orizzontale  $k_h=(a_g/g * \beta_s * S_t * S_s) =0.05$*
- *Coefficiente di intensità sismica verticale  $k_v=+0.025$*

La procedura di calcolo del valore di  $K_h$  è anche illustrata nel capitolo 2 di questo manuale.

**IMPORTANTE.** Le nuove norme NTC2018 prevedono che le analisi di stabilità in condizioni sismiche debbano essere effettuate ponendo i fattori riduttivi dei parametri geomeccanici e delle resistenze pari a 1.0 (cap. 7.11). Quindi la normativa prevede che i parametri geomeccanici siano assegnati, di fatto, come parametri caratteristici, e non come parametri di progetto ridotti. È importante notare che in questi casi avremo assegnati valori di parametri geomeccanici più alti di quelli previsti per condizioni statiche di progetto. In questi casi va osservato che per sismicità di basso e medio livello è possibile ottenere valori di FS maggiori che per condizioni statiche precedentemente calcolate con parametri di progetto ridotti.

Applicando al pendio di esempio (figura 9) e parametri caratteristici e i coefficienti sismici prima identificati di  $k_h=0.05$  e  $k_v=+0.025$ , il coefficiente FS calcolato sarà 1.385 (figura F.14). La verifica è apparentemente soddisfatta dato che  $\gamma_R = 1.2$  e quindi **FS(minimo)=1.2**.

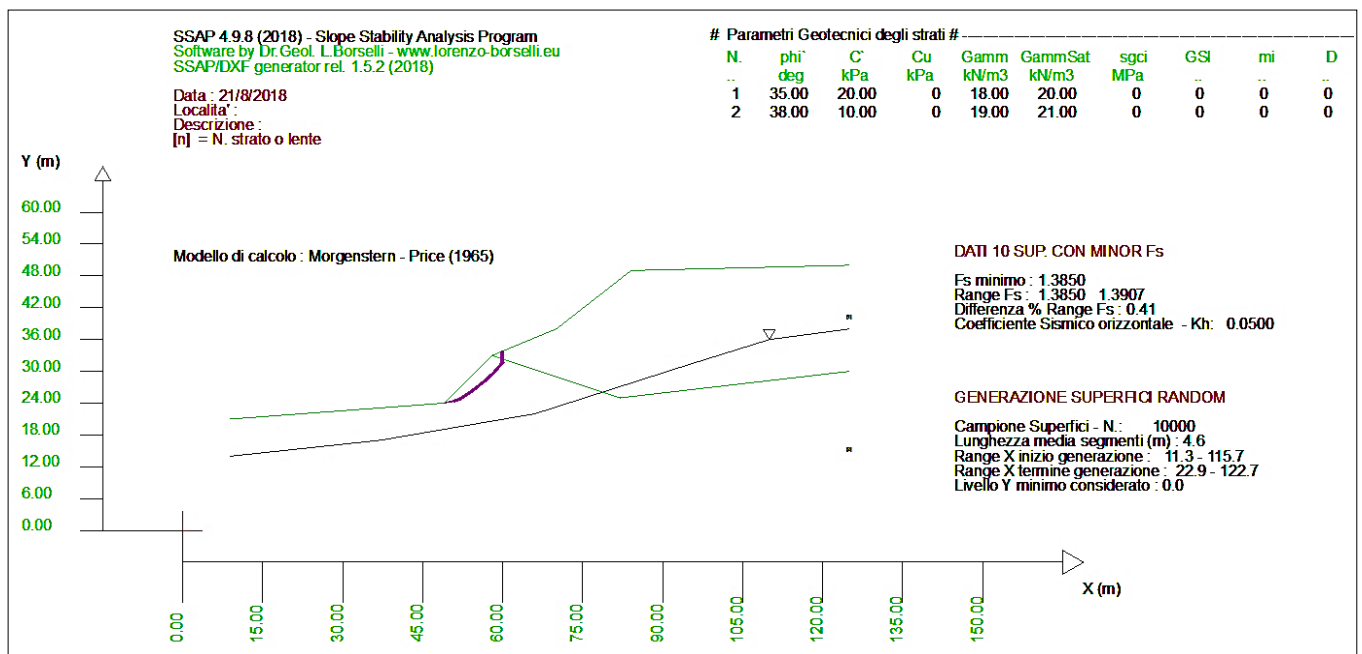
Tuttavia bisogna considerare che il valore ottenuto (**FS=1.385**) è più elevato rispetto alle condizioni statiche di progetto (**FS=1.207**), dato l'uso di parametri i caratteristici non ridotti. Inoltre non sono stati considerate riduzioni dei parametri per stress ciclico né effetti di incremento della pressione dei pori legati all'effetto sismico (come prevede anche la NTC2018).

**IMPORTANTE.** Va considerato che nelle EC-7, e in altre normative nazionali il coefficiente sismico viene applicato sopra le condizioni statiche di progetto (*Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2), con R2 = 1.1 (coefficiente per le resistenze)*) e questo produce per le condizioni sismiche sempre un valore di FS minore rispetto alle condizioni statiche di progetto calcolate con parametri di progetto ridotti.

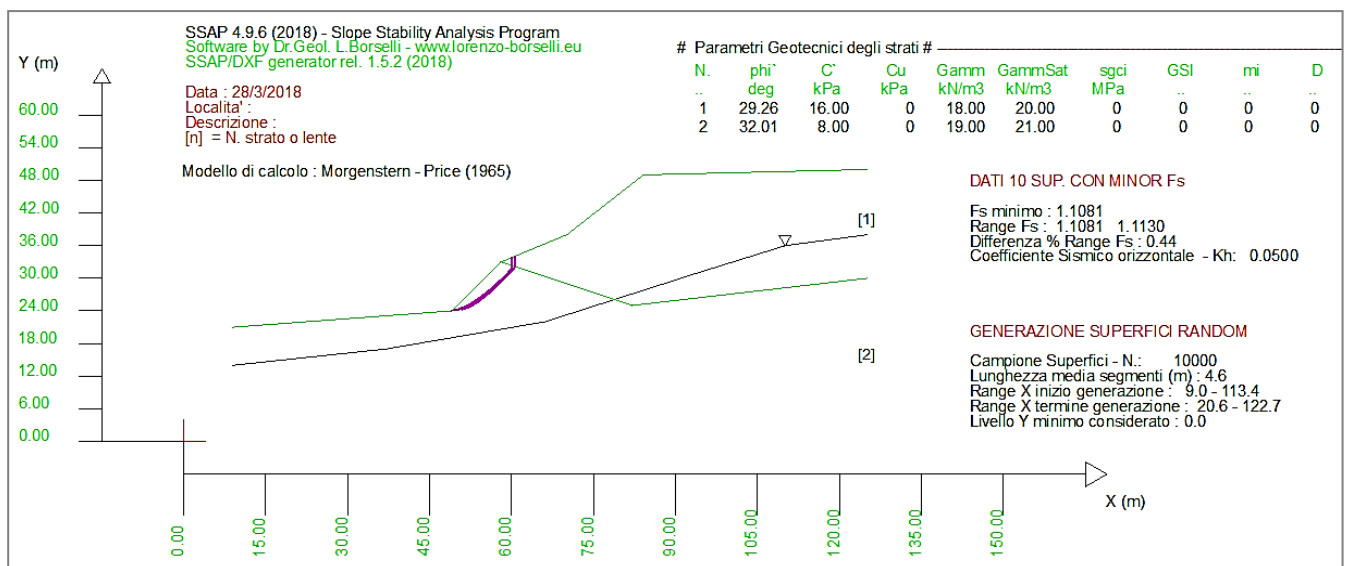
Secondo il parere dello scrivente questo sarebbe il metodo di applicazione più corretto, e infatti utilizzato in ambito internazionale, ma le NTC2018 nel cap. 7.11 escludono questo tipo di criterio di applicazione. Nel nostro esempio la applicazione dell'EC-7 infatti produrrebbe una **FS=1.108** (figura F.15), risultando un FS più basso delle condizioni statiche di progetto anche se la verifica rimarrebbe comunque soddisfatta per le NTC2018.

Ricordiamo inoltre che è possibile attivare la verifica anche utilizzando un **coefficiente sismico verticale (Kv) di segno negativo** che, in molti casi, produce condizioni di stabilità leggermente differenti. Ricordiamo che è richiesto dalle NTC2018 di effettuare le verifiche di stabilità considerando entrambe le opzioni, ovvero: una **verifica con Kv di segno positivo e una di segno negativo**. Conviene quindi selezionare come risultato di riferimento, ai fini di progetto, quella che fornisce i valori di Fs più bassi.

In figura F.16 viene proposto il risultato della analisi con il **metodo degli spostamenti** (previsto anche dalla NTC2018) utilizzando la procedura di Biondi et. al. (2011). Nella tabella sono presentati i valori di Fs ottenuti con tutti i metodi di calcolo applicati alla superficie critica in condizioni statiche di progetto e i valori dei coefficienti sismici critici orizzontali che inducono a un FS=1.0. I coefficienti sismici critici sono compresi tra  $0.1 < K_c < 0.12$  e gli spostamenti verticali attesi per  $a_{max}=0.4(g)$  sono compresi tra 2.4 e 3.1 cm. (vedasi capitolo 2 di questo manuale per maggiori dettagli sulla procedura utilizzata).



**Fig. F.14: pendio in condizioni dinamiche con coefficienti parziali di 1.0 applicati a riduzione dei parametri geomeccanici, e con coefficienti sismici applicati (kh=0.05; kv=+0.025)**





**Fig. F.15: pendio in condizioni dinamiche con coefficienti parziali >1.0 applicati a riduzione dei parametri geomeccanici e coefficienti sismici applicati ( $kh=0.05$ ;  $k_v=+0.025$ ), secondo EC-7**

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA								
METODO DI CALCOLO.....	F <sub>s</sub> .....	lambda.....	MLD.....	K <sub>c</sub> .....	Esito.....	Note.....		
JANBU_RIGOROSO(1973).....	1.4007	1.0000	0.1053	0.2488	Verificata			
SPENCER(1973).....	1.3982	0.8108	0.1126	0.2538	Verificata			
SARMA_I(1973).....	1.3788	1.0000	0.0740	0.2238	Verificata			
MORGESTERN-PRICE(1965)...	1.3854	1.1070	0.0847	0.2313	Verificata			
CHEN-MORGESTERN(1983)...	1.3976	0.3726	0.1100	0.2500	Verificata			
SARMA_II(1979).....	1.3788	1.0000	0.0739	0.2238	Verificata			
BORSELLI(2016).....	1.3912	0.5159	0.1103	0.2500	Verificata			
NOTE di Calcolo:-----								
[0]-->	F <sub>s</sub> <1.0 oppure non convergenza calcolo							
[1]-->	F <sub>s</sub> >50							
[2]-->	K <sub>c</sub> =0.0 per FS<1.0							
[3]-->	K <sub>c</sub> =0.0 per FS>50							
[4]-->	Calcolo K <sub>c</sub> senza convergenza							
[5]-->	Calcolo K <sub>c</sub> non attivato							
SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCENDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)								
.....  ----- S(cm) per Amax(g)-----								
METODO DI CALCOLO.....	K <sub>c</sub> .....	Sr.....	0.1g.....	0.2g.....	0.4g.....	0.6g.....	0.8g.....	1.0g
JANBU_RIGOROSO(1973).....	0.2488	1.087	0.001	0.001	0.289	1.203	2.325	3.518
SPENCER(1973).....	0.2538	1.087	0.001	0.001	0.261	1.141	2.232	3.398
SARMA_I(1973).....	0.2238	1.075	0.001	0.001	0.455	1.549	2.821	4.151
MORGESTERN-PRICE(1965)...	0.2313	1.080	0.001	0.001	0.399	1.437	2.663	3.951
CHEN-MORGESTERN(1983)...	0.2500	1.087	0.001	0.001	0.281	1.187	2.301	3.487
SARMA_II(1979).....	0.2238	1.075	0.001	0.001	0.455	1.549	2.821	4.151
BORSELLI(2016).....	0.2500	1.087	0.001	0.001	0.282	1.188	2.302	3.488

**Fig. F.16: risultato analisi metodo degli spostamenti adottando la procedura di Biondi et. al. (2011), Bandini et al.(2015, Du(2018), sopra la superficie critica individuata in condizioni statiche di progetto nel pendio in figura F.14.**

## F.6 Sintesi delle procedure di analisi secondo NTC2018

È a questo punto necessario fornire una sintesi degli approcci da seguire e delle condizioni minime di F<sub>s</sub> richieste per le varie condizioni di verifica. La sintesi è mostrata nella Figura F.17.

Sono considerate 3 casistiche di base dei pendii: pendii naturali, pendii con opere di rinforzo (es. muri, palificate, ancoraggi e trianti, terre armate etc.), pendii con fronti di scavo e riporto. Viene altresì considerata sia la condizione statica sia la condizione dinamica (sismica).

<b>Tabella di sintesi per le varie casistiche delle verifiche di stabilità globale</b>		
<b>Casistica pendii</b>	<b>Condizioni Statiche</b>	<b>Condizioni Dinamiche</b>
<b>Pendii naturali</b>	Parametri caratteristici $F_s(\text{minimo}) > (F_s \text{ minimo scelto dal progettista})$ Approccio: $(A1+M1+R1)$	Parametri caratteristici $F_s(\text{minimo}) > 1.1$ Approccio: $(A1+M1+RS)$
<b>Con opere di rinforzo</b>	Parametri progetto $F_s(\text{minimo}) > 1.1^*$ Approccio: $(A2+M2+R2)$	Parametri caratteristici $F_s(\text{minimo}) > 1.1$ Approccio: $(A1+M1+RS)$
<b>Fronti di scavo e riporti</b>	Parametri progetto $F_s(\text{minimo}) > 1.1$ Approccio: $(A2+M2+R2)$	Parametri caratteristici $F_s(\text{minimo}) > 1.2$ Approccio: $(A1+M1+RS)$

*\*In alcune tipologie di opere sono da includere verifiche di stabilità particolari che hanno diversi valori di  $F_s$  minimo (es. Muri di sostegno, palificate)*

**Fig.F.17: sintesi delle varie casistiche delle verifiche di stabilità globale nel contesto delle NTC2018.**

## F.7 Bibliografia

- BANDINI, V., BIONDI, G., CASCONI, E., & RAMPOLLO, S. (2015). A GLE-based model for seismic displacement analysis of slopes including strength degradation and geometry rearrangement. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 71, 128-142.
- BIONDI, G., CASCONI, E., & RAMPOLLO, S. 2011. Valutazione del comportamento dei pendii in condizioni sismiche. *Rivista italiana di geotecnica*, 45(1), 9-32.
- CORDER, G. W.; FOREMAN, D. I. (2014). *Nonparametric Statistics: A Step-by-Step Approach*. Wiley. ISBN 978-1118840313.
- DU, W. (2018). Effects of directionality and vertical component of ground motions on seismic slope displacements in Newmark sliding-block analysis. *Engineering Geology*, 239, 13-21.
- Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018) D. Min. Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018. Normativa . Legislazione tecnica, Roma. ISBN 978-88-6219-305-4



## APPENDICE G - ESEMPIO DI REPORT PRODOTTO DAL PROGRAMMA

**Avvertenza importante:** per riprodurre correttamente la formattazione delle tabelle del rapporto prodotto da SSAP, dopo l'inserimento (copia-incolla) in documenti formato Microsoft Word, è necessario usare il font **CURIER NEW**. Inoltre per la corretta visualizzazione può essere necessario utilizzare caratteri di dimensioni diverse per le varie tabelle e parti di testo. Un esempio è fornito nelle pagine di questa appendice. Le immagini riprodotte in questo esempio di report sono state incollate nel file di word direttamente dopo aver convertito i grafici dal formato DXF al formato PDF seguendo la procedura indicata nel capitolo 7. Successivamente tutte le immagini che rappresentano le mappe a colori sono state facendo copia e incolla come BITMAP in appunti, dalle immagini in formato PDF che i programmi **SumatraPDF** o **Acrobat Reader** permettono di visualizzare

### G.1 Descrizione del pendio

In questa sezione viene riportato il rapporto completo della verifica di un pendio su suolo e roccia, rinforzato da un sistema di 3 palificate tirantate in testa da tiranti passivi. Inoltre è presente un muro di sostegno a mensola e una area con un sovraccarico. (vedasi figure da G.1 a G11)

Il pendio del quale viene riprodotto un rapporto di verifica completo è caratterizzato da:

- 4 strati i dei quali uno in terreno sciolto con coesione e attrito, una lente/struttura di sostegno in C.A., due strati in ammasso roccioso fratturato parametrizzato secondo il criterio di rottura GSI generalizzato, di Hoek et al. 2002. Le verifiche sono state condotte in condizioni sismiche e con parametri caratteristici, secondo la normativa NTC2018
- Presenza di tre file di pali con diametro 0.8m e interasse 1.4m
- Presenza di 4 file di tiranti passivi con resistenza a trazione massima di progetto di 150kN/m
- Coefficiente sismico orizzontale:  $k_h=0.05$  e verticale  $k_v=0.025$
- Verifica condotta con motore SNIFF RANDOM SEARCH.
- Nelle figure (G.12 e G.13) sono riportati i risultati di una analoga verifica di stabilità ma sul pendio privo di opere di stabilizzazione e Coefficiente sismico orizzontale:  $k_h=0.0$  e verticale  $k_v=0.0$

### G.2 Report elaborazioni

# Report elaborazioni #

-----  
SSAP 5.1 - Slope Stability Analysis Program (1991,2022)

WWW.SSAP.EU

Build No. 12696

BY

Dr. Geol. LORENZO BORSELLI \*,\*\*

\*UASLP, San Luis Potosi, Mexico

e-mail: lborselli@gmail.com

CV e WEB page personale: WWW.LORENZO-BORSELLI.EU

\*\* Gia' Ricercatore CNR-IRPI fino a Luglio 2011

-----  
Ultima Revisione struttura tabelle del report: 13 Gennaio 2022  
-----

File report: D:\ssap2010\program\_package\pendii\mantov\_pali\1m\CD\report ssap 5.1.txt

Data: 26/3/2022

Localita':

Descrizione:

Modello pendio: **m1.mod**

----- PARAMETRI DEL MODELLO DEL PENDIO -----

\_\_\_ PARAMETRI GEOMETRICI - Coordinate X Y (in m) \_\_\_

SUP T.		SUP 2		SUP 3		SUP 4	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
20.00	35.00	114.58	64.16	20.00	25.00	20.00	20.00
32.00	41.00	114.33	64.16	32.00	31.00	35.00	26.00
39.37	41.50	114.33	57.56	43.35	34.00	43.35	29.00
43.35	44.00	113.38	57.56	81.54	45.50	81.54	40.50
64.20	50.29	113.38	56.01	123.23	56.50	123.23	51.50
64.20	50.53	115.93	56.01	135.61	61.50	135.61	56.50
65.00	50.53	116.14	57.01	156.43	66.50	156.43	61.50
86.47	57.02	118.23	57.01	-	-	-	-
86.47	57.26	118.23	57.31	-	-	-	-
87.27	57.26	115.23	57.71	-	-	-	-
113.38	57.26	114.58	64.16	-	-	-	-
113.38	57.56	-	-	-	-	-	-
114.33	57.56	-	-	-	-	-	-
114.33	64.16	-	-	-	-	-	-
114.58	64.16	-	-	-	-	-	-
135.61	71.50	-	-	-	-	-	-
156.43	76.50	-	-	-	-	-	-

SUP 5		SUP 6		SUP 7		SUP 8	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
64.20	50.53	86.47	57.26	114.33	56.01	-	-
64.20	50.29	86.47	57.02	114.33	44.01	-	-
64.20	30.53	86.47	36.26	115.13	44.01	-	-
65.00	30.53	87.27	36.26	115.13	56.01	-	-
65.00	50.53	87.27	57.26	114.33	56.01	-	-
64.20	50.53	86.47	57.26	-	-	-	-

---- SUP FALDA -----  
X Y (in m)

20.00	25.00
32.00	31.00
43.35	34.00
81.54	45.50
123.23	56.50
135.61	61.50
156.43	66.50

----- GESTIONE ACQUIFERI -----

Strati esclusi da acquifero e effetto pressione dei pori:  
 Esclusione sovraccarico pendio sommerso: NON ATTIVATA  
 EFFETTO TENSION CRACK IN TESTA RIEMPITO DI ACQUA: ----> DISATTIVATO  
 In caso di superfici con tension crack in testa, la frattura di tensione puo' venir viene considerata completamente riempita di acqua per la sua intera profondita'.  
 Viene quindi considerato una forza in testa, prodotta dalla pressione idrostatica.  
 La forza applicata ha un effetto destabilizzante aggiuntivo alle altre forze destabilizzanti agenti.

Peso unitario fluido (kN/m<sup>3</sup>): 9.81

Parametri funzione dissipazione superficiale pressione dei fluidi:

Coefficiente A 0  
 Coefficiente K 0.000800  
 Pressione minima fluidi Uo\_Min (kPa) 0.01  
 Coefficiente di soprapressione oltre pressione idrostatica 1.00  
 Limitazione dissipazione a Pressione Idrostatica = ATTIVA

STABILITE CONDIZIONI PER LA VERIFICA CON SOVRAPPRESSIONE ACQUIFERI CON DISSIPAZIONE IN DIREZIONE DELLA SUPERFICIE

CALCOLO EFFETTO DI FILTRAZIONE NON ATTIVATO

----- PARAMETRI GEOMECCANICI -----

	fi`	C`	Cu	Gamm	Gamm_sat	STR_IDX	sgci	GSI	mi	D
STRATO 1	18.40	4.00	0.00	18.00	18.00	1.032	0.00	0.00	0.00	0.00
STRATO 2	9.00	500.00	0.00	25.00	25.00	1000.000	0.00	0.00	0.00	0.00

STRATO 3	3	0.00	0.00	0.00	21.00	21.00	3.007	11.00	15.00	3.00	0.00
STRATO 4	4	0.00	0.00	0.00	22.00	22.00	6.767	21.90	30.00	6.00	0.00
STRATO 5	5	9.00	300.00	0.00	25.00	25.00	1000.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STRATO 6	6	9.00	300.00	0.00	25.00	25.00	1000.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STRATO 7	7	9.00	300.00	0.00	25.00	25.00	1000.000	0.00	0.00	0.00	0.00

LEGENDA:  $\phi_i$  Angolo di attrito interno efficace(in gradi)  
 $C$  Coesione efficace (in Kpa)  
 $C_u$  Resistenza al taglio Non drenata (in Kpa)  
 $\gamma$  Peso di volume terreno fuori falda (in KN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_{sat}$  Peso di volume terreno immerso (in KN/m<sup>3</sup>)  
 $STR\_IDX$  Indice di resistenza (usato in solo in 'SNIFF SEARCH) (adimensionale)  
 ---- SOLO Per AMMASSI ROCCIOSI FRATTURATI - Parametri Criterio di Rottura di Hoek (2002)-  
 $\sigma_{sigci}$  Resistenza Compressione Uniassiale Roccia Intatta (in MPa)  
 $GSI$  Geological Strenght Index ammasso(adimensionale)  
 $mi$  Indice litologico ammasso(adimensionale)  
 $D$  Fattore di disturbo ammasso(adimensionale)  
 Fattore di riduzione NTC2018:  $\gamma_{PHI}=1.25$  e  $\gamma_C=1.25$  - DISATTIVATO (solo per ROCCE)

Usò CRITERIO DI ROTTURA Hoek et al.(2002,2006) - non-lineare - Generalizzato, secondo Lei et al.(2016)

----- SOVRACCARICHI PRESENTI -----

Nota Bene:

##Nota: la distribuzione del carico e delle forze unitarie puo' variare in modo lineare tra gli estremi di coordinate X1 e X2

TABELLA SOVRACCARICHI IN SUPERFICIE

N.	da X1	a X2	SX1	SX2	Alpha	Wsh1	Wsh2	Wsv1	Wsv2
(-)	(m)	(m)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
1	87.2700	114.3300	40.00	40.00	90.00	0.00	0.00	40.00	40.00

LEGENDA SIMBOLI

N. (-) : NUMERO SOVRACCARICO  
 X1 (m) : Posizione carico da X1  
 X2 (m) : " " a X2  
 SX1 (kPa) : Carico in X1 (Kpa)  
 SX2 (kPa) : Carico in X2 (Kpa)  
 Alpha (°) : Inclinazione carico (gradi):  
 Componenti distribuzione forza unitaria applicata:  
 Wsh1,Wsh2 (kN/m) : forza unitaria Orizzontale (per metro di proiezione Verticale) : da X1 a X2 (vedasi cap.2 manuale)  
 Wsv1,Wsv2 (kN/m) : forza unitaria Verticale (per metro di proiezione Orizzontale) : da X1 a X2 (vedasi Cap.2 manuale)

----- TIRANTI/ANCORAGGI PRESENTI -----

Nota Bene:

TIPO TIRANTI/ANCORAGGI : Passivi

DISTRIBUZIONE FORZA RESISTENTE TIPO : Trapezoidale

PROCEDURA AUTOMATICA CALCOLO MOBILIZZAZIONE FORZA TIRANTI: Attivata

TABELLA TIRANTI/ANCORAGGI

N.	X	Y	Beta	L	T	Lc
(-)	(m)	(m)	(°)	(m)	(kN/m)	(%)
1	115.1300	56.0100	-20.00	21.00	150.00	20.00
2	87.2700	57.2600	-30.00	31.00	150.00	20.00
3	65.0000	50.5300	-45.00	27.00	150.00	20.00
4	114.3300	64.1600	-20.00	32.50	150.00	20.00

LEGENDA SIMBOLI

N. : NUMERO TIRANTE/ANCORAGGIO N.  
 X (m) : Coordinata X Testa  
 Y (m) : Coordinata Y Testa  
 Beta (°) : Inclinazione ancoraggio - Angolo con orizzontale(Gradi)  
 L (m) : Lunghezza (m):  
 T (kN/m) : Tensione di progetto  
 Lc (%) : % lunghezza cementata

----- PALIFICATE PRESENTI -----

Nota Bene:

Metodo di calcolo adottato: ITO-MATSUI(1975) - HASSIOTIS (1997)

Procedura calcolo automatico forza mobilitata su palificata: Attivata

TABELLA PALIFICATE

N.	X	Y	L	D	D2	D1	fNTC
(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(-)
1	115.1300	56.0100	12.00	0.80	0.60	1.40	2.00
2	87.2700	57.2600	21.00	0.80	0.60	1.40	2.00
3	65.0000	50.5300	20.00	0.80	0.60	1.40	2.00

LEGENDA SIMBOLI

N. (-) : Numero PALIFICATA  
 X (m) : Coordinata X Testa  
 Y (m) : Coordinata Y Testa  
 L (m) : Lunghezza pali L\*  
 D (m) : Diametro pali  
 D2 (m) : Lunghezza apertura tra pali  
 D1 (m) : Lunghezza interasse tra pali  
 fNTC : Fattore riduttivo resistenza palificata (NTC 2018)  
 \*NOTA IMPORTANTE: Per le superfici che intersecano la palificata sotto il 20% finale della lunghezza, ai fini della sicurezza, non viene considerato l'effetto stabilizzante per mancanza di sufficiente ancoraggio (incastro).

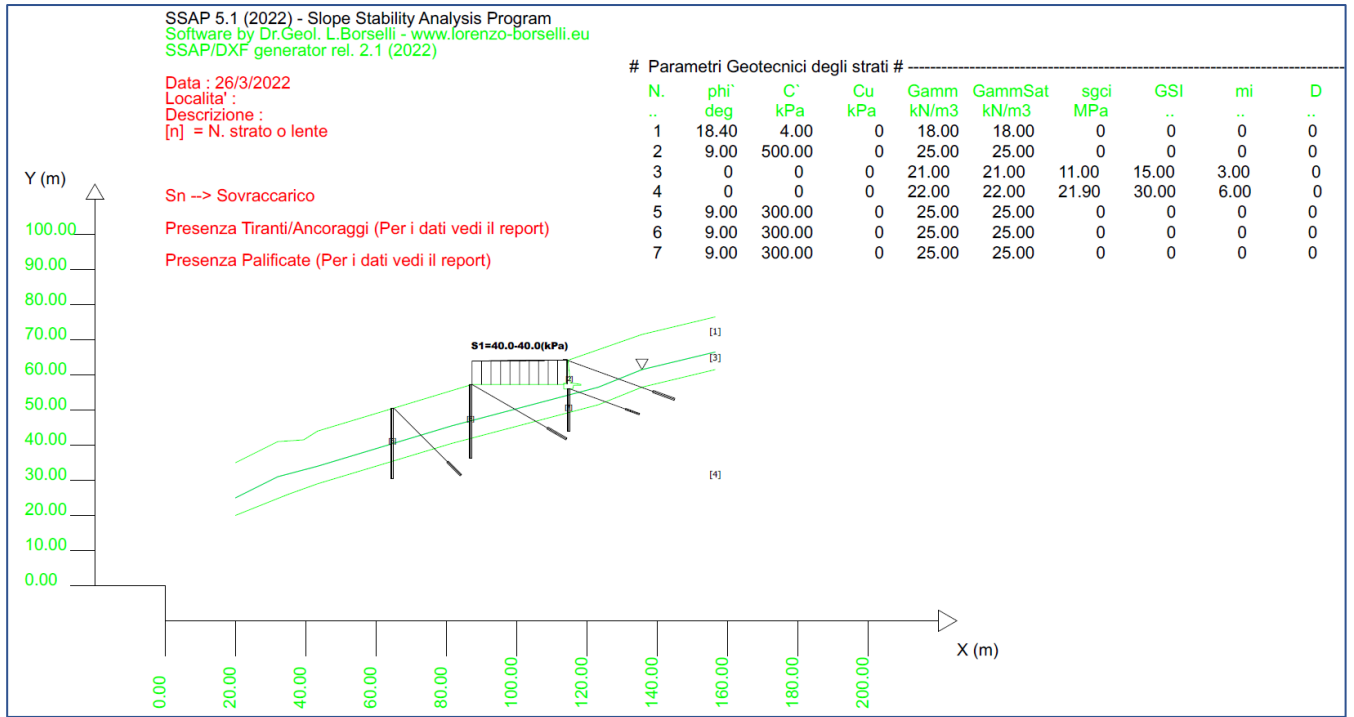


Figura G.1 modello del pendio

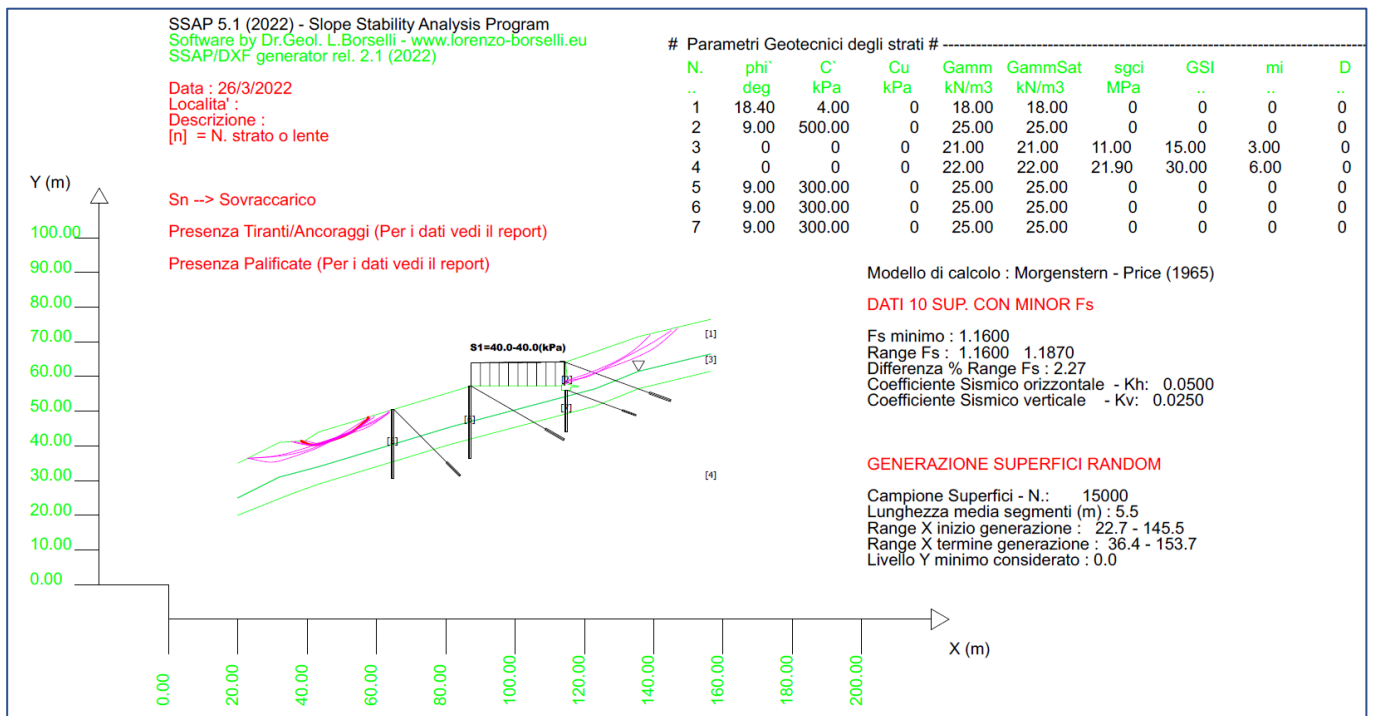


Figura G.2 modello del pendio e risultato verifica di stabilità- 10 superfici critiche. Dettaglio. Si nota la presenza di 2 famiglie di superfici critiche, a valle e a monte delle opere di sostegno implementate.

----- INFORMAZIONI GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM -----

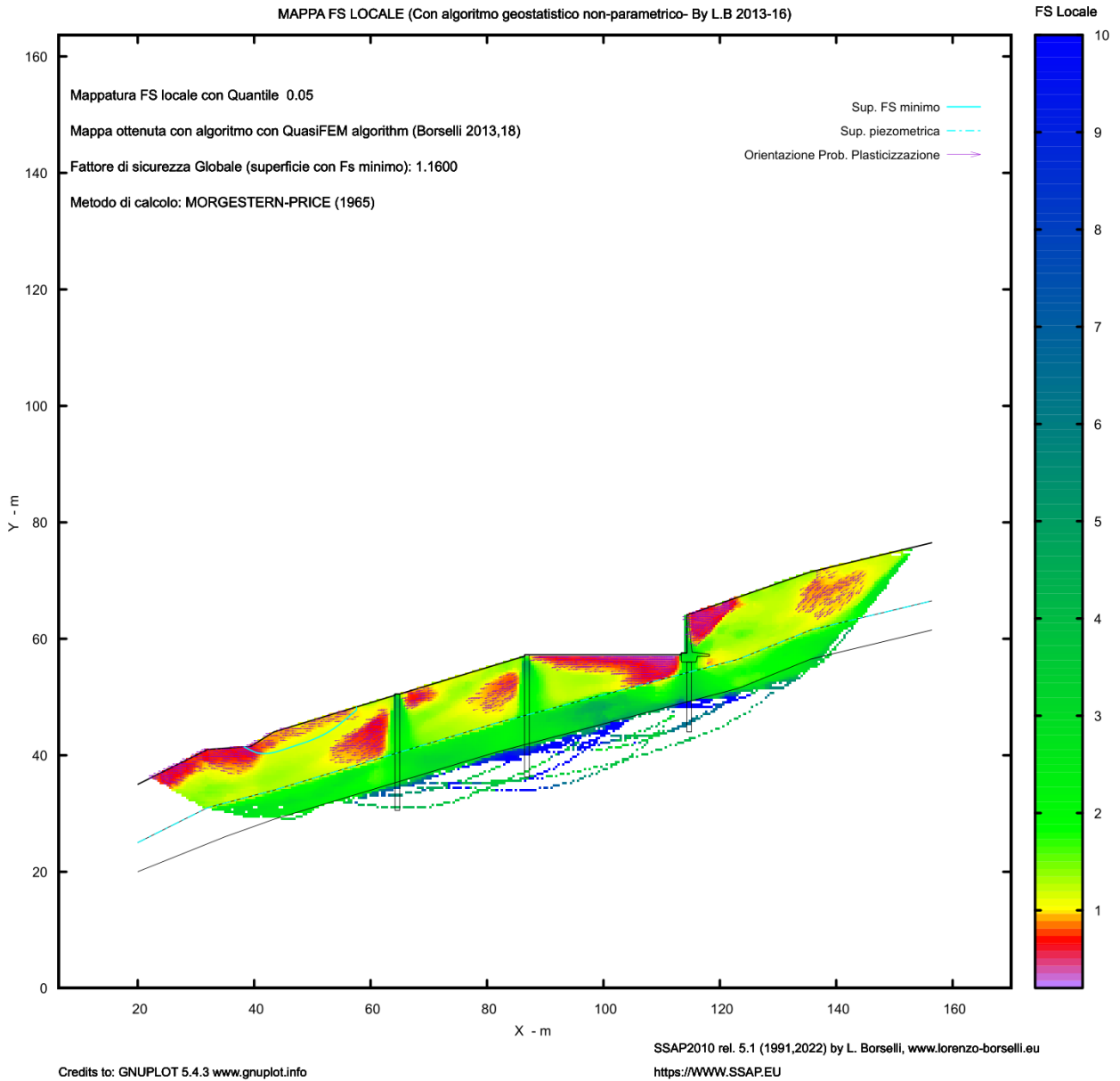
\*\*\* PARAMETRI PER LA GENERAZIONE DELLE SUPERFICI  
 MOTORE DI RICERCA: SNIFF RANDOM SEARCH - Borselli (1997,2021)  
 FILTRAGGIO SUPERFICI : ATTIVATO  
 COORDINATE X1,X2,Y OSTACOLO : 0.00 0.00 0.00  
 LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI (m)\*: 5.5 (+/-) 50%  
 INTERVALLO ASCISSE RANDOM STARTING POINT (Xmin .. Xmax): 22.73 145.52  
 LIVELLO MINIMO CONSIDERATO (Ymin): 0.00  
 INTERVALLO ASCISSE AMMESSO PER LA TERMINAZIONE (Xmin .. Xmax): 36.37 153.70  
 TOTALE SUPERFICI GENERATE : 15000  
 \*NOTA IMPORTANTE: La lunghezza media dei segmenti non viene considerata nel caso

di uso del motore di ricerca NEW RANOM SEARCH

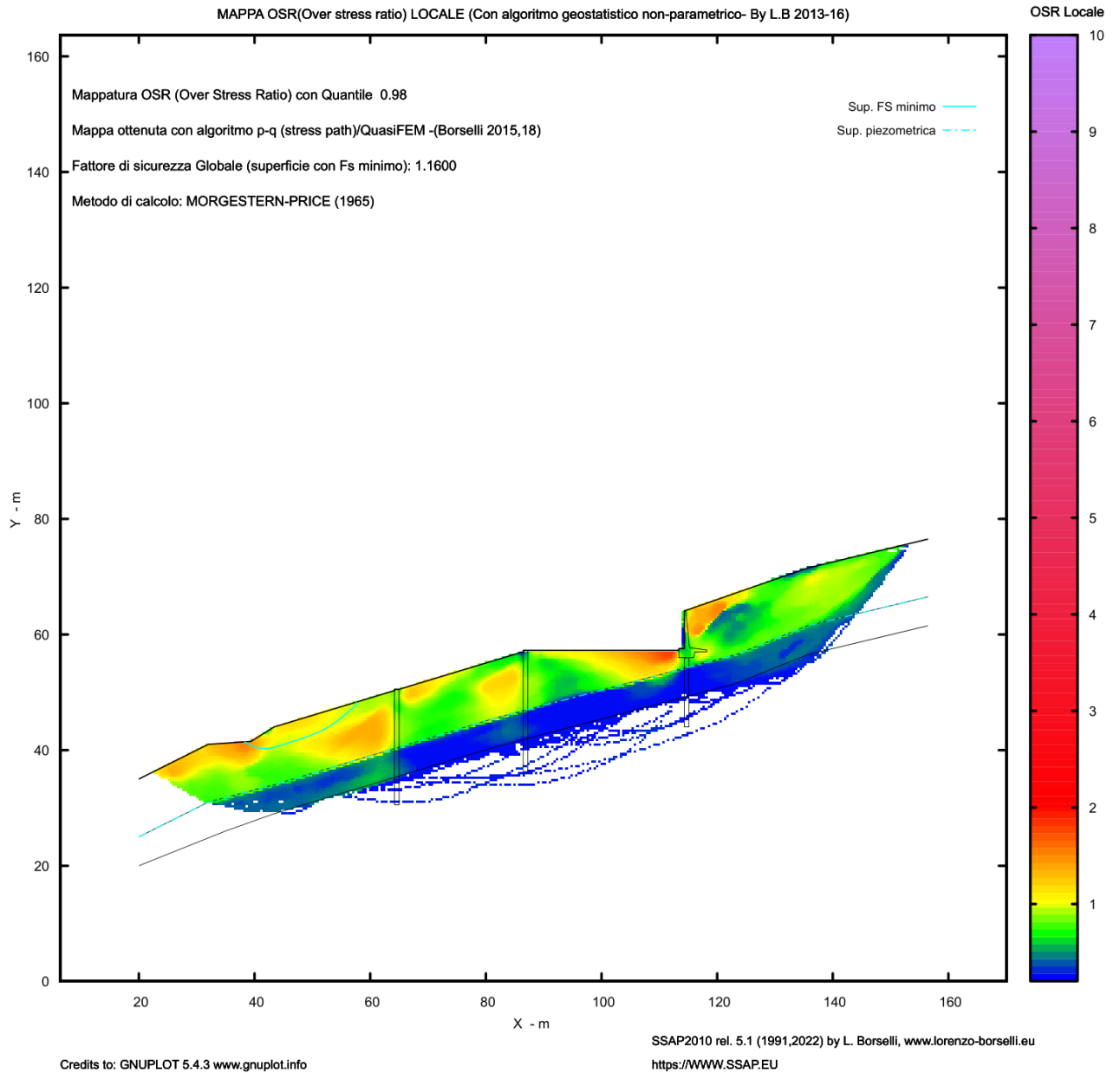
```

----- INFORMAZIONI PARAMETRI DI CALCOLO -----
METODO DI CALCOLO : MORGENSTERN - PRICE (Morgenstern & Price, 1965)
METODO DI ESPLORAZIONE CAMPO VALORI (lambda0,Fs0) ADOTTATO : A (rapido)
COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO Kh : 0.0500
COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO Kv (assunto Positivo): 0.0250
COEFFICIENTE c=Kv/Kh UTILIZZATO : 0.5000
FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE IN TESTA (kN/m): 0.00
FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE ALLA BASE (kN/m): 0.00
    
```

N.B. Le forze orizzontali aggiuntive in testa e alla base sono poste uguali a 0 durante le tutte le verifiche globali.  
I valori >0 impostati dall'utente sono utilizzati solo in caso di verifica singola



**Figura G.3** mappa del fattore di sicurezza locale. Si noti l'effetto del sovraccarico superficiale (zona con  $F_s < 1.0$ ) sopra lo stato 1 che ha scarse caratteristiche meccaniche e nella zona a valle delle opere di sostegno.



**Figura G.4 mappa del OSR (Over stress ratio) locale**

```

----- RISULTATO FINALE ELABORAZIONI -----
* DATI RELATIVI ALLE 10 SUPERFICI GENERATE CON MINOR Fs *
Fattore di sicurezza (FS)  1.1600 - Min. -      X      Y      Lambda=  0.4153
                          38.25  41.42
                          39.29  40.91
                          39.78  40.68
                          40.11  40.55
                          40.37  40.46
                          40.64  40.39
                          40.88  40.34
                          41.15  40.31
                          41.43  40.30
                          41.79  40.30
                          42.09  40.30
                          42.37  40.32
                          42.62  40.34
                          42.90  40.38
                          43.15  40.43
                          43.42  40.49
                          43.69  40.56
                          44.01  40.65
                          44.30  40.74
                          44.59  40.83
                          44.88  40.92
                          45.16  41.01
                          45.44  41.10
                          45.72  41.19
                          46.00  41.28
                          46.28  41.38
    
```

46.56 41.47  
 46.85 41.56  
 47.13 41.66  
 47.41 41.75  
 47.69 41.85  
 47.98 41.94  
 48.26 42.04  
 48.55 42.13  
 48.83 42.23  
 49.11 42.33  
 49.38 42.43  
 49.66 42.54  
 49.94 42.64  
 50.22 42.76  
 50.51 42.88  
 50.81 43.00  
 51.09 43.13  
 51.37 43.26  
 51.64 43.39  
 51.92 43.54  
 52.19 43.68  
 52.47 43.84  
 52.75 44.00  
 53.06 44.19  
 53.35 44.37  
 53.63 44.55  
 53.89 44.74  
 54.17 44.94  
 54.44 45.14  
 54.71 45.35  
 54.99 45.58  
 55.28 45.83  
 55.58 46.08  
 55.86 46.32  
 56.15 46.56  
 56.43 46.80  
 56.75 47.07  
 57.10 47.36  
 57.57 47.77  
 57.57 48.29

Fattore di sicurezza (FS) 1.1671 - N.2 -- X Y Lambda= 1.2500

114.33 58.65  
 116.47 59.34  
 117.57 59.70  
 118.35 59.96  
 119.05 60.20  
 119.68 60.42  
 120.30 60.65  
 120.93 60.88  
 121.56 61.12  
 122.21 61.36  
 122.84 61.61  
 123.47 61.86  
 124.09 62.11  
 124.71 62.37  
 125.33 62.64  
 125.96 62.91  
 126.60 63.20  
 127.27 63.50  
 127.90 63.79  
 128.52 64.10  
 129.12 64.41  
 129.74 64.74  
 130.35 65.08  
 130.98 65.44  
 131.63 65.83  
 132.33 66.26  
 132.96 66.67  
 133.57 67.09  
 134.16 67.53  
 134.77 68.02  
 135.43 68.58  
 136.19 69.26  
 137.28 70.29  
 138.91 71.86  
 138.91 72.29

Fattore di sicurezza (FS) 1.1703 - N.3 -- X Y Lambda= 0.3880

22.88 36.44  
 26.19 35.74  
 27.71 35.46  
 28.71 35.33  
 29.52 35.30  
 30.35 35.34  
 31.07 35.44  
 31.87 35.60  
 32.73 35.83  
 33.77 36.17  
 34.74 36.48  
 35.66 36.78  
 36.55 37.08  
 37.43 37.38  
 38.31 37.68  
 39.21 37.99  
 40.12 38.31  
 41.07 38.65  
 41.94 38.99  
 42.79 39.34  
 43.62 39.71  
 44.48 40.12  
 45.30 40.55  
 46.15 41.02  
 47.02 41.52  
 47.96 42.10



48.88 42.66  
 49.77 43.21  
 50.66 43.76  
 51.54 44.30  
 52.53 44.92  
 53.63 45.61  
 55.18 46.58  
 56.50 47.42  
 56.50 47.97

Fattore di sicurezza (FS) 1.1713 - N.4 -- X Y Lambda= 1.2500

114.33 57.82  
 117.11 58.84  
 118.56 59.37  
 119.60 59.75  
 120.53 60.10  
 121.36 60.40  
 122.18 60.71  
 123.01 61.01  
 123.84 61.32  
 124.66 61.62  
 125.49 61.92  
 126.31 62.23  
 127.14 62.53  
 127.97 62.84  
 128.80 63.14  
 129.64 63.45  
 130.48 63.76  
 131.33 64.07  
 132.15 64.39  
 132.96 64.71  
 133.76 65.04  
 134.58 65.39  
 135.39 65.75  
 136.22 66.13  
 137.09 66.54  
 138.02 67.00  
 138.84 67.43  
 139.63 67.89  
 140.38 68.37  
 141.18 68.93  
 142.02 69.58  
 143.01 70.40  
 144.45 71.66  
 146.68 73.68  
 146.68 74.16

Fattore di sicurezza (FS) 1.1736 - N.5 -- X Y Lambda= 0.3797

22.88 36.44  
 26.16 36.59  
 27.81 36.68  
 28.98 36.76  
 30.01 36.85  
 30.95 36.94  
 31.87 37.06  
 32.82 37.18  
 33.79 37.33  
 34.84 37.50  
 35.79 37.67  
 36.71 37.87  
 37.61 38.08  
 38.54 38.32  
 39.43 38.58  
 40.35 38.88  
 41.30 39.20  
 42.33 39.58  
 43.31 39.95  
 44.26 40.32  
 45.20 40.69  
 46.14 41.07  
 47.08 41.46  
 48.04 41.87  
 49.01 42.29  
 50.03 42.75  
 50.98 43.19  
 51.90 43.65  
 52.80 44.13  
 53.74 44.65  
 54.74 45.25  
 55.90 45.97  
 57.55 47.06  
 59.29 48.23  
 59.29 48.81

Fattore di sicurezza (FS) 1.1777 - N.6 -- X Y Lambda= 1.2500

114.33 58.68  
 117.24 59.11  
 118.63 59.35  
 119.57 59.55  
 120.36 59.77  
 121.13 60.03  
 121.84 60.32  
 122.59 60.65  
 123.38 61.04  
 124.27 61.51  
 125.12 61.97  
 125.95 62.41  
 126.77 62.85  
 127.57 63.28  
 128.38 63.71  
 129.18 64.14  
 129.98 64.56  
 130.78 64.99  
 131.58 65.42

132.38 65.85  
 133.19 66.28  
 133.99 66.71  
 134.80 67.14  
 135.61 67.57  
 136.42 68.01  
 137.24 68.45  
 138.04 68.88  
 138.83 69.33  
 139.61 69.78  
 140.41 70.25  
 141.29 70.79  
 142.28 71.41  
 143.68 72.31  
 144.93 73.12  
 144.93 73.74

Fattore di sicurezza (FS) 1.1780 - N.7 -- X Y Lambda= 0.4119

39.41 41.53  
 41.12 41.05  
 41.90 40.86  
 42.41 40.77  
 42.81 40.73  
 43.23 40.74  
 43.59 40.78  
 43.99 40.86  
 44.43 40.98  
 44.96 41.15  
 45.47 41.31  
 45.94 41.47  
 46.41 41.62  
 46.86 41.77  
 47.31 41.91  
 47.77 42.06  
 48.22 42.21  
 48.67 42.35  
 49.12 42.50  
 49.57 42.65  
 50.02 42.79  
 50.47 42.94  
 50.93 43.09  
 51.38 43.24  
 51.83 43.38  
 52.29 43.53  
 52.74 43.68  
 53.19 43.83  
 53.64 43.98  
 54.09 44.13  
 54.54 44.29  
 55.00 44.45  
 55.47 44.61  
 55.96 44.78  
 56.40 44.95  
 56.84 45.13  
 57.25 45.32  
 57.69 45.54  
 58.11 45.76  
 58.55 46.01  
 59.00 46.29  
 59.50 46.61  
 59.97 46.92  
 60.42 47.22  
 60.86 47.53  
 61.31 47.85  
 61.80 48.22  
 62.36 48.65  
 63.14 49.28  
 63.42 49.50  
 63.42 50.05

Fattore di sicurezza (FS) 1.1829 - N.8 -- X Y Lambda= 0.3891

22.80 36.40  
 26.55 36.65  
 28.40 36.80  
 29.68 36.94  
 30.79 37.09  
 31.83 37.28  
 32.83 37.48  
 33.85 37.73  
 34.91 38.00  
 36.06 38.34  
 37.17 38.66  
 38.24 38.99  
 39.30 39.31  
 40.36 39.65  
 41.41 39.99  
 42.47 40.34  
 43.55 40.70  
 44.65 41.08  
 45.72 41.46  
 46.77 41.84  
 47.82 42.23  
 48.88 42.63  
 49.93 43.04  
 50.99 43.46  
 52.08 43.91  
 53.20 44.37  
 54.26 44.84  
 55.31 45.31  
 56.34 45.79  
 57.39 46.30  
 58.55 46.89  
 59.85 47.58  
 61.71 48.60  
 63.20 49.43

			63.20	49.99	
Fattore di sicurezza (FS)	1.1867	- N.9 --	X	Y	Lambda= 0.3851
			36.09	41.28	
			37.51	40.92	
			38.23	40.75	
			38.73	40.63	
			39.18	40.54	
			39.58	40.46	
			39.99	40.39	
			40.41	40.33	
			40.85	40.27	
			41.34	40.21	
			41.75	40.17	
			42.13	40.17	
			42.47	40.18	
			42.86	40.23	
			43.21	40.29	
			43.58	40.38	
			43.98	40.50	
			44.45	40.67	
			44.90	40.83	
			45.33	40.98	
			45.75	41.12	
			46.16	41.27	
			46.58	41.41	
			46.99	41.56	
			47.41	41.71	
			47.83	41.85	
			48.24	42.00	
			48.64	42.16	
			49.04	42.31	
			49.45	42.48	
			49.85	42.65	
			50.25	42.83	
			50.67	43.02	
			51.11	43.22	
			51.52	43.43	
			51.93	43.63	
			52.33	43.84	
			52.73	44.06	
			53.13	44.28	
			53.54	44.52	
			53.96	44.77	
			54.41	45.04	
			54.82	45.30	
			55.23	45.57	
			55.62	45.85	
			56.02	46.15	
			56.46	46.49	
			56.96	46.90	
			57.67	47.51	
			58.19	47.96	
			58.19	48.48	

Fattore di sicurezza (FS)	1.1870	- N.10 --	X	Y	Lambda= 0.3881
			35.29	41.22	
			37.62	40.66	
			38.70	40.43	
			39.41	40.31	
			40.00	40.27	
			40.58	40.27	
			41.10	40.32	
			41.67	40.40	
			42.29	40.54	
			43.04	40.73	
			43.72	40.92	
			44.36	41.11	
			44.98	41.29	
			45.60	41.49	
			46.20	41.69	
			46.82	41.91	
			47.44	42.13	
			48.08	42.38	
			48.72	42.62	
			49.35	42.86	
			49.97	43.10	
			50.60	43.35	
			51.22	43.59	
			51.84	43.84	
			52.47	44.09	
			53.09	44.34	
			53.72	44.59	
			54.34	44.84	
			54.97	45.10	
			55.60	45.35	
			56.23	45.60	
			56.87	45.86	
			57.52	46.12	
			58.18	46.39	
			58.80	46.66	
			59.39	46.94	
			59.98	47.23	
			60.59	47.56	
			61.24	47.94	
			61.99	48.41	
			63.08	49.13	
			63.68	49.53	
			63.68	50.13	

----- ANALISI DEFICIT DI RESISTENZA -----

# DATI RELATIVI ALLE 10 SUPERFICIE GENERATE CON MINOR Fs \*  
 # Analisi Deficit in riferimento a FS(progetto) = 1.200

Sup N.	FS	FTR (kN/m)	FTA (kN/m)	Bilancio(kN/m)	ESITO
1	1.160	387.3	333.9	-13.3	Deficit
2	1.167	1110.2	951.2	-31.3	Deficit
3	1.170	815.7	697.0	-20.7	Deficit
4	1.171	1611.2	1375.6	-39.5	Deficit
5	1.174	760.4	647.9	-17.1	Deficit
6	1.178	1317.9	1119.1	-25.0	Deficit
7	1.178	477.9	405.7	-8.9	Deficit
8	1.183	742.1	627.4	-10.7	Deficit
9	1.187	419.0	353.1	-4.7	Deficit
10	1.187	479.7	404.2	-5.3	Deficit

Esito analisi: DEFICIT di RESISTENZA!

Valore massimo di DEFICIT di RESISTENZA(kN/m): -39.5

Note: FTR --> Forza totale Resistente lungo la superficie di scivolamento  
 FTA --> Forza totale Agente lungo la superficie di scivolamento

IMPORTANTE! : Il Deficit o il Surplus di resistenza viene espresso in kN per metro di LARGHEZZA rispetto al fronte della scarpata

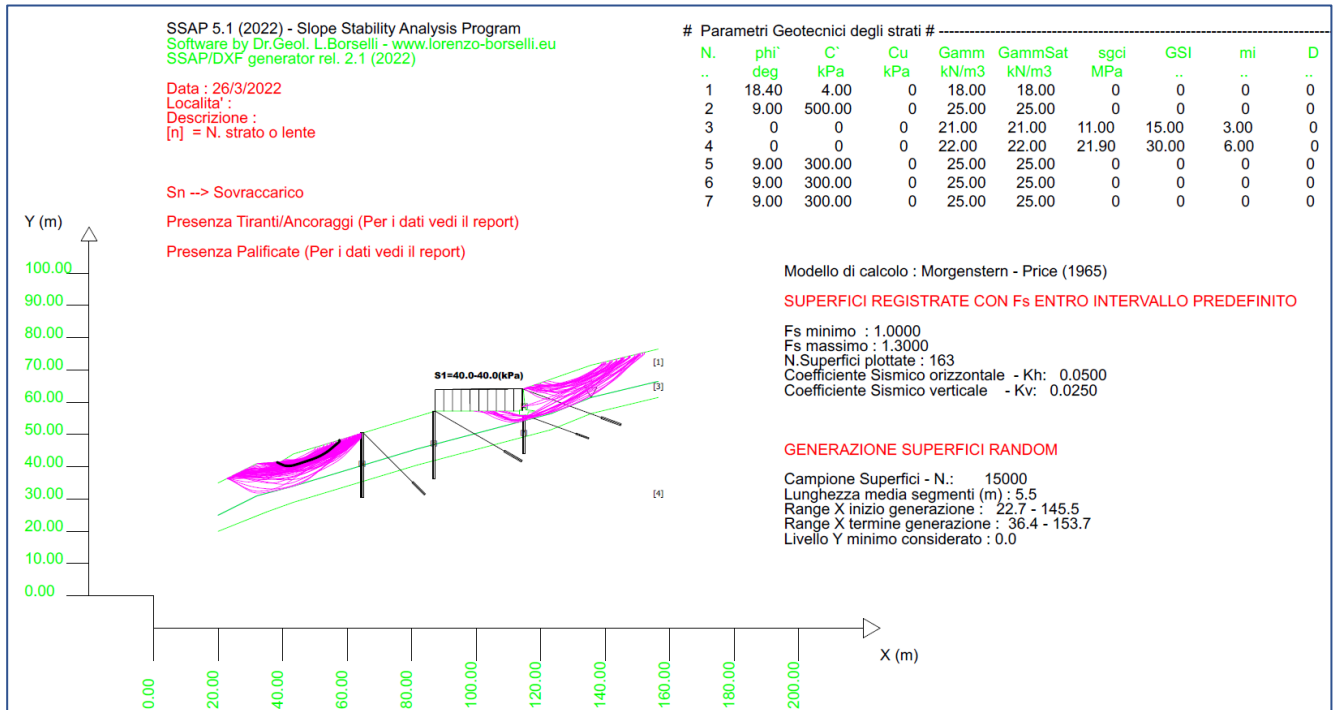


Figura G.5 superfici registrate con  $1.0 < Fs < 1.3$ .confrontare con il risultato delle figure G.2

TABELLA PARAMETRI CONCI DELLA SUPERFICIE INDIVIDUATA CON MINOR FS

X (m)	dx (m)	alpha (°)	W (kN/m)	ru (-)	U (kPa)	phi' (°)	(c', Cu) (kPa)
38.252	0.238	-26.30	0.29	0.00	0.00	18.40	4.00
38.491	0.238	-26.30	0.88	0.00	0.00	18.40	4.00
38.729	0.238	-26.30	1.47	0.00	0.00	18.40	4.00
38.968	0.238	-26.30	2.06	0.00	0.00	18.40	4.00
39.206	0.085	-26.30	0.88	0.00	0.00	18.40	4.00
39.291	0.079	-25.09	0.88	0.00	0.00	18.40	4.00
39.370	0.238	-25.09	3.33	0.00	0.00	18.40	4.00
39.608	0.172	-25.09	3.11	0.00	0.00	18.40	4.00
39.780	0.238	-22.35	5.28	0.00	0.00	18.40	4.00
40.018	0.087	-22.35	2.20	0.00	0.00	18.40	4.00
40.105	0.238	-18.80	6.73	0.00	0.00	18.40	4.00
40.344	0.031	-18.80	0.93	0.00	0.00	18.40	4.00
40.374	0.238	-14.20	7.83	0.00	0.00	18.40	4.00
40.613	0.028	-14.20	0.99	0.00	0.00	18.40	4.00
40.641	0.238	-10.38	8.82	0.00	0.00	18.40	4.00
40.879	0.003	-10.38	0.10	0.00	0.00	18.40	4.00
40.882	0.238	-6.47	9.65	0.00	0.00	18.40	4.00
41.120	0.026	-6.47	1.09	0.00	0.00	18.40	4.00
41.146	0.238	-3.13	10.48	0.00	0.00	18.40	4.00
41.385	0.050	-3.13	2.28	0.00	0.00	18.40	4.00
41.434	0.238	-0.67	11.32	0.00	0.00	18.40	4.00

41.673	0.117	-0.67	5.78	0.00	0.00	18.40	4.00
41.789	0.238	1.03	12.30	0.00	0.00	18.40	4.00
42.028	0.062	1.03	3.28	0.00	0.00	18.40	4.00
42.089	0.238	3.20	13.09	0.00	0.00	18.40	4.00
42.328	0.039	3.20	2.17	0.00	0.00	18.40	4.00
42.366	0.238	5.65	13.76	0.00	0.00	18.40	4.00
42.605	0.020	5.65	1.19	0.00	0.00	18.40	4.00
42.625	0.238	8.13	14.34	0.00	0.00	18.40	4.00
42.863	0.033	8.13	2.04	0.00	0.00	18.40	4.00
42.896	0.238	10.46	14.90	0.00	0.00	18.40	4.00
43.135	0.016	10.46	1.01	0.00	0.00	18.40	4.00
43.151	0.199	12.79	12.82	0.00	0.00	18.40	4.00
43.350	0.067	12.79	4.37	0.00	0.00	18.40	4.00
43.417	0.238	14.85	15.56	0.00	0.00	18.40	4.00
43.656	0.039	14.85	2.54	0.00	0.00	18.40	4.00
43.694	0.238	16.56	15.58	0.00	0.00	18.40	4.00
43.933	0.073	16.56	4.77	0.00	0.00	18.40	4.00
44.006	0.238	16.78	15.59	0.00	0.00	18.40	4.00
44.244	0.059	16.78	3.87	0.00	0.00	18.40	4.00
44.303	0.238	17.01	15.59	0.00	0.00	18.40	4.00
44.542	0.050	17.01	3.25	0.00	0.00	18.40	4.00
44.591	0.238	17.25	15.58	0.00	0.00	18.40	4.00
44.830	0.045	17.25	2.96	0.00	0.00	18.40	4.00
44.875	0.238	17.50	15.56	0.00	0.00	18.40	4.00
45.114	0.042	17.50	2.73	0.00	0.00	18.40	4.00
45.155	0.238	17.73	15.54	0.00	0.00	18.40	4.00
45.394	0.041	17.73	2.69	0.00	0.00	18.40	4.00
45.435	0.238	17.97	15.52	0.00	0.00	18.40	4.00
45.674	0.042	17.97	2.71	0.00	0.00	18.40	4.00
45.715	0.238	18.20	15.49	0.00	0.00	18.40	4.00
45.954	0.043	18.20	2.78	0.00	0.00	18.40	4.00
45.996	0.238	18.43	15.45	0.00	0.00	18.40	4.00
46.235	0.044	18.43	2.88	0.00	0.00	18.40	4.00
46.279	0.238	18.43	15.41	0.00	0.00	18.40	4.00
46.518	0.045	18.43	2.94	0.00	0.00	18.40	4.00
46.563	0.238	18.43	15.38	0.00	0.00	18.40	4.00
46.802	0.044	18.43	2.85	0.00	0.00	18.40	4.00
46.846	0.238	18.43	15.34	0.00	0.00	18.40	4.00
47.084	0.045	18.43	2.88	0.00	0.00	18.40	4.00
47.129	0.238	18.43	15.30	0.00	0.00	18.40	4.00
47.367	0.043	18.43	2.74	0.00	0.00	18.40	4.00
47.410	0.238	18.44	15.26	0.00	0.00	18.40	4.00
47.649	0.045	18.44	2.91	0.00	0.00	18.40	4.00
47.694	0.238	18.44	15.22	0.00	0.00	18.40	4.00
47.932	0.046	18.44	2.91	0.00	0.00	18.40	4.00
47.978	0.238	18.44	15.18	0.00	0.00	18.40	4.00
48.216	0.048	18.44	3.06	0.00	0.00	18.40	4.00
48.265	0.238	18.44	15.14	0.00	0.00	18.40	4.00
48.503	0.049	18.44	3.11	0.00	0.00	18.40	4.00
48.552	0.238	19.01	15.09	0.00	0.00	18.40	4.00
48.790	0.042	19.01	2.63	0.00	0.00	18.40	4.00
48.832	0.238	19.60	15.03	0.00	0.00	18.40	4.00
49.070	0.039	19.60	2.45	0.00	0.00	18.40	4.00
49.109	0.238	20.20	14.96	0.00	0.00	18.40	4.00
49.348	0.037	20.20	2.30	0.00	0.00	18.40	4.00
49.384	0.238	20.79	14.88	0.00	0.00	18.40	4.00
49.623	0.040	20.79	2.52	0.00	0.00	18.40	4.00
49.663	0.238	21.39	14.77	0.00	0.00	18.40	4.00
49.902	0.039	21.39	2.38	0.00	0.00	18.40	4.00
49.940	0.238	21.98	14.66	0.00	0.00	18.40	4.00
50.179	0.043	21.98	2.62	0.00	0.00	18.40	4.00
50.221	0.238	22.55	14.52	0.00	0.00	18.40	4.00
50.460	0.049	22.55	2.99	0.00	0.00	18.40	4.00
50.509	0.238	23.07	14.38	0.00	0.00	18.40	4.00
50.748	0.062	23.07	3.75	0.00	0.00	18.40	4.00
50.810	0.238	24.04	14.20	0.00	0.00	18.40	4.00
51.048	0.044	24.04	2.62	0.00	0.00	18.40	4.00
51.093	0.238	25.07	14.01	0.00	0.00	18.40	4.00
51.331	0.038	25.07	2.21	0.00	0.00	18.40	4.00
51.369	0.238	26.14	13.80	0.00	0.00	18.40	4.00
51.607	0.032	26.14	1.84	0.00	0.00	18.40	4.00
51.639	0.238	27.18	13.56	0.00	0.00	18.40	4.00
51.878	0.039	27.18	2.18	0.00	0.00	18.40	4.00
51.917	0.238	28.22	13.29	0.00	0.00	18.40	4.00
52.155	0.033	28.22	1.84	0.00	0.00	18.40	4.00
52.188	0.238	29.23	13.00	0.00	0.00	18.40	4.00
52.427	0.040	29.23	2.17	0.00	0.00	18.40	4.00
52.467	0.238	30.17	12.67	0.00	0.00	18.40	4.00
52.705	0.049	30.17	2.59	0.00	0.00	18.40	4.00
52.755	0.238	31.01	12.30	0.00	0.00	18.40	4.00
52.993	0.070	31.01	3.57	0.00	0.00	18.40	4.00
53.063	0.238	32.14	11.88	0.00	0.00	18.40	4.00
53.302	0.047	32.14	2.29	0.00	0.00	18.40	4.00
53.348	0.238	33.37	11.46	0.00	0.00	18.40	4.00
53.587	0.038	33.37	1.80	0.00	0.00	18.40	4.00
53.625	0.238	34.64	11.01	0.00	0.00	18.40	4.00
53.863	0.030	34.64	1.37	0.00	0.00	18.40	4.00
53.894	0.238	35.87	10.53	0.00	0.00	18.40	4.00
54.132	0.038	35.87	1.64	0.00	0.00	18.40	4.00
54.170	0.238	37.05	10.00	0.00	0.00	18.40	4.00
54.409	0.029	37.05	1.20	0.00	0.00	18.40	4.00
54.438	0.238	38.20	9.45	0.00	0.00	18.40	4.00







43.656	0.039	0.040	14.850	19.241	0.774	24.081	0.969
43.694	0.238	0.249	16.559	20.862	5.188	23.667	5.886
43.933	0.073	0.076	16.559	20.866	1.588	23.675	1.802
44.006	0.238	0.249	16.779	21.070	5.246	23.627	5.883
44.244	0.059	0.062	16.779	21.070	1.303	23.631	1.462
44.303	0.238	0.249	17.014	21.282	5.306	23.578	5.878
44.542	0.050	0.052	17.014	21.278	1.106	23.579	1.226
44.591	0.238	0.250	17.254	21.489	5.364	23.521	5.872
44.830	0.045	0.047	17.254	21.481	1.020	23.518	1.116
44.875	0.238	0.250	17.499	21.692	5.422	23.455	5.863
45.114	0.042	0.044	17.499	21.681	0.951	23.448	1.029
45.155	0.238	0.250	17.734	21.876	5.475	23.383	5.852
45.394	0.041	0.043	17.734	21.861	0.949	23.374	1.014
45.435	0.238	0.251	17.969	22.050	5.526	23.304	5.840
45.674	0.042	0.044	17.969	22.030	0.965	23.292	1.020
45.715	0.238	0.251	18.201	22.212	5.574	23.219	5.827
45.954	0.043	0.045	18.201	22.188	1.002	23.204	1.047
45.996	0.238	0.251	18.429	22.360	5.619	23.127	5.811
46.235	0.044	0.047	18.429	22.332	1.046	23.109	1.083
46.279	0.238	0.251	18.430	22.305	5.605	23.081	5.800
46.518	0.045	0.048	18.430	22.276	1.068	23.063	1.106
46.563	0.238	0.251	18.432	22.249	5.591	23.034	5.788
46.802	0.044	0.047	18.432	22.220	1.037	23.016	1.074
46.846	0.238	0.251	18.433	22.193	5.577	22.986	5.776
47.084	0.045	0.047	18.433	22.164	1.048	22.968	1.086
47.129	0.238	0.251	18.434	22.137	5.563	22.938	5.764
47.367	0.043	0.045	18.434	22.108	0.995	22.921	1.032
47.410	0.238	0.251	18.435	22.081	5.549	22.890	5.752
47.649	0.045	0.048	18.435	22.053	1.057	22.874	1.097
47.694	0.238	0.251	18.436	22.025	5.535	22.844	5.740
47.932	0.046	0.048	18.436	21.996	1.057	22.828	1.096
47.978	0.238	0.251	18.438	21.969	5.521	22.798	5.729
48.216	0.048	0.051	18.438	21.940	1.113	22.783	1.156
48.265	0.238	0.251	18.439	21.912	5.506	22.753	5.718
48.503	0.049	0.052	18.439	21.883	1.132	22.739	1.176
48.552	0.238	0.252	19.010	22.327	5.630	22.582	5.694
48.790	0.042	0.044	19.010	22.288	0.980	22.563	0.992
48.832	0.238	0.253	19.599	22.727	5.751	22.393	5.667
49.070	0.039	0.041	19.599	22.677	0.939	22.370	0.926
49.109	0.238	0.254	20.200	23.101	5.868	22.187	5.636
49.348	0.037	0.039	20.200	23.039	0.900	22.162	0.866
49.384	0.238	0.255	20.792	23.434	5.976	21.969	5.602
49.623	0.040	0.043	20.792	23.359	1.011	21.947	0.950
49.663	0.238	0.256	21.392	23.732	6.076	21.739	5.566
49.902	0.039	0.041	21.392	23.644	0.980	21.721	0.900
49.940	0.238	0.257	21.981	23.984	6.166	21.506	5.529
50.179	0.043	0.046	21.981	23.881	1.101	21.488	0.991
50.221	0.238	0.258	22.548	24.176	6.240	21.268	5.490
50.460	0.049	0.053	22.548	24.056	1.284	21.248	1.134
50.509	0.238	0.259	23.075	24.295	6.296	21.025	5.448
50.748	0.062	0.068	23.075	24.156	1.640	20.997	1.426
50.810	0.238	0.261	24.036	24.643	6.433	20.662	5.393
51.048	0.044	0.049	24.036	24.487	1.189	20.629	1.002
51.093	0.238	0.263	25.070	24.966	6.571	20.262	5.333
51.331	0.038	0.042	25.070	24.786	1.038	20.226	0.847
51.369	0.238	0.266	26.137	25.218	6.697	19.828	5.265
51.607	0.032	0.036	26.137	25.013	0.892	19.801	0.706
51.639	0.238	0.268	27.183	25.364	6.797	19.376	5.193
51.878	0.039	0.044	27.183	25.122	1.094	19.374	0.844
51.917	0.238	0.271	28.221	25.390	6.869	18.924	5.120
52.155	0.033	0.038	28.221	25.121	0.953	18.948	0.719
52.188	0.238	0.273	29.232	25.307	6.913	18.498	5.053
52.427	0.040	0.046	29.232	24.999	1.155	18.526	0.856
52.467	0.238	0.276	30.173	25.076	6.915	18.077	4.985
52.705	0.049	0.057	30.173	24.726	1.411	18.092	1.033
52.755	0.238	0.278	31.009	24.685	6.866	17.637	4.905
52.993	0.070	0.082	31.009	24.277	1.990	17.621	1.444
53.063	0.238	0.282	32.139	24.241	6.825	17.055	4.802
53.302	0.047	0.055	32.139	23.823	1.313	17.016	0.938
53.348	0.238	0.285	33.370	23.754	6.781	16.409	4.684
53.587	0.038	0.046	33.370	23.304	1.064	16.352	0.746
53.625	0.238	0.290	34.640	23.155	6.709	15.706	4.551
53.863	0.030	0.037	34.640	22.671	0.838	15.644	0.578
53.894	0.238	0.294	35.872	22.423	6.597	14.989	4.410
54.132	0.038	0.047	35.872	21.878	1.026	14.916	0.700
54.170	0.238	0.299	37.047	21.508	6.424	14.268	4.262
54.409	0.029	0.037	37.047	20.934	0.772	14.174	0.523
54.438	0.238	0.303	38.198	20.489	6.215	13.558	4.113
54.676	0.035	0.044	38.198	19.856	0.883	13.414	0.597
54.711	0.238	0.308	39.257	19.305	5.943	12.795	3.939
54.950	0.040	0.052	39.257	18.616	0.966	12.607	0.654
54.990	0.238	0.312	40.204	17.971	5.609	11.973	3.737
55.228	0.056	0.073	40.204	17.200	1.264	11.729	0.862
55.284	0.238	0.312	40.204	16.429	5.128	11.188	3.492
55.523	0.052	0.069	40.204	15.668	1.074	10.890	0.746
55.575	0.238	0.312	40.204	14.906	4.653	10.359	3.233
55.814	0.048	0.062	40.204	14.157	0.885	10.044	0.628
55.861	0.238	0.312	40.204	13.408	4.185	9.535	2.976
56.100	0.047	0.061	40.204	12.662	0.772	9.223	0.563
56.146	0.238	0.312	40.204	11.916	3.719	8.754	2.732
56.385	0.043	0.056	40.204	11.180	0.625	8.618	0.482
56.427	0.238	0.312	40.204	10.444	3.260	8.135	2.539

56.666	0.080	0.105	40.204	9.611	1.005	7.723	0.808
56.746	0.238	0.312	40.204	8.777	2.740	7.312	2.282
56.984	0.114	0.149	40.204	7.855	1.173	6.861	1.024
57.098	0.238	0.312	40.204	6.932	2.164	6.497	2.028
57.336	0.238	0.312	40.204	5.684	1.774	6.024	1.880

## LEGENDA SIMBOLI

X(m) : Ascissa sinistra concio  
dx(m) : Larghezza concio  
dl(m) : lunghezza base concio  
alpha(°) : Angolo pendenza base concio  
TauStress(kPa) : Sforzo di taglio su base concio  
TauF (kN/m) : Forza di taglio su base concio  
TauStrength(kPa) : Resistenza al taglio su base concio  
TauS (kN/m) : Forza resistente al taglio su base concio

## FORZE APPLICATE/RESISTENTI SU PALIFICATE\*,\*\*

Metodo di calcolo adottato: ITO-MATSUI(1975,79,81,82) - HASSIOTIS (1997)

\*NOTA IMPORTANTE: Per le superfici che intersecano la palificata sotto il 20% finale della lunghezza, ai fini della sicurezza, non viene considerato l'effetto stabilizzante per mancanza di sufficiente ancoraggio (incastro).

PALIFICATA N.1 --> NESSUNA INTERSEZIONE VALIDA CON LA SUPERFICIE di FS minimo

PALIFICATA N.2 --> NESSUNA INTERSEZIONE VALIDA CON LA SUPERFICIE di FS minimo

PALIFICATA N.3 --> NESSUNA INTERSEZIONE VALIDA CON LA SUPERFICIE di FS minimo

## RISULTATI INTERAZIONI CON SISTEMA DI CHIODI e/o TIRANTI

Nessuna Intersezione e interazione tra superficie con FS minimo e Sistema di Tiranti e/o Chiodi

Strato 3 -- Parametri di resistenza al taglio equivalenti dell'ammasso roccioso stimati secondo criterio di rottura non lineare Hoek et al.(2002) CRITERIO DI ROTTURA Hoek et al.(2002,2006) - Generalizzato secondo Lei et al.(2016) Fattore di riduzione NTC2018 gammaPHI=1.25 e gammaC=1.25 - DISATTIVATO

SigmaN' (kPa)	TauStrength(kPa)	Phi' (deg)	c' (kPa)
25.00	34.71	39.40	14.18
50.00	53.42	34.48	19.09
75.00	69.54	31.44	23.69
100.00	84.14	29.26	28.12
125.00	97.60	27.57	32.34
150.00	110.26	26.21	36.43
175.00	122.18	25.07	40.32
200.00	133.95	24.06	44.64
225.00	144.89	23.22	48.38
250.00	155.05	22.50	51.52
275.00	165.53	21.81	55.49
300.00	175.29	21.21	58.86
325.00	184.65	20.68	61.98
350.00	194.02	20.18	65.41
375.00	203.36	19.70	69.05
400.00	211.96	19.29	71.94
425.00	221.01	18.88	75.64
450.00	229.14	18.53	78.29
475.00	237.63	18.18	81.62
500.00	245.76	17.86	84.63
600.00	276.64	16.76	95.96
700.00	305.57	15.86	106.64
800.00	334.03	15.09	118.34
900.00	359.85	14.46	127.80
1000.00	385.37	13.89	138.00
1100.00	409.33	13.41	147.08
1200.00	432.99	12.97	156.64
1300.00	456.02	12.57	166.13
1400.00	477.15	12.23	173.67
1500.00	498.71	11.91	182.47
2000.00	597.93	10.63	222.40

Strato 4 -- Parametri di resistenza al taglio equivalenti dell'ammasso roccioso stimati secondo criterio di rottura non lineare Hoek et al.(2002)  
 CRITERIO DI ROTTURA Hoek et al.(2002,2006) - Generalizzato secondo Lei et al.(2016)  
 Fattore di riduzione NTC2018 gammaPHI=1.25 e gammaC=1.25 - DISATTIVATO

SigmaN' (kPa)	TauStrength(kPa)	Phi' (deg)	c' (kPa)
25.00	93.64	58.03	53.58
50.00	131.24	54.73	60.54
75.00	165.47	52.31	68.40
100.00	196.26	50.45	75.19
125.00	226.69	48.82	83.80
150.00	254.30	47.49	90.65
175.00	280.03	46.36	96.54
200.00	307.30	45.24	105.58
225.00	331.94	44.31	112.31
250.00	355.61	43.46	118.68
275.00	378.06	42.70	124.26
300.00	401.43	41.95	131.74
325.00	423.28	41.29	137.89
350.00	445.94	40.63	145.66
375.00	466.77	40.05	151.60
400.00	488.29	39.47	158.91
425.00	507.69	38.97	163.91
450.00	527.64	38.47	170.05
475.00	548.16	37.98	177.34
500.00	566.22	37.56	181.75
600.00	643.01	35.90	208.69
700.00	713.01	34.54	231.14
800.00	781.17	33.34	254.85
900.00	842.05	32.35	271.95
1000.00	906.95	31.37	297.18
1100.00	966.72	30.53	317.89
1200.00	1025.00	29.77	338.72
1300.00	1081.25	29.07	358.69
1400.00	1136.24	28.42	378.68
1500.00	1189.58	27.82	397.99
2000.00	1439.04	25.37	490.46

Una analisi piu dettagliata della sola zona a monte dello scavo presenta il risultato in figura G.6 G.7 con un FS=1.289

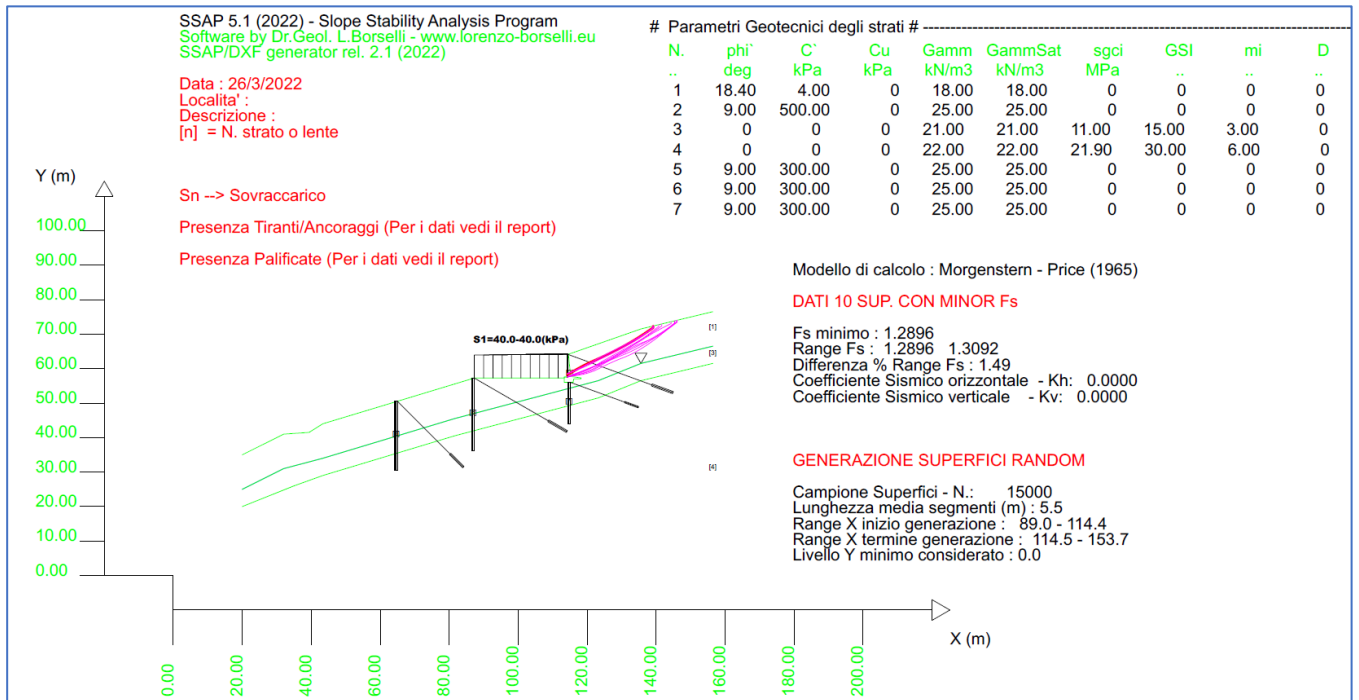
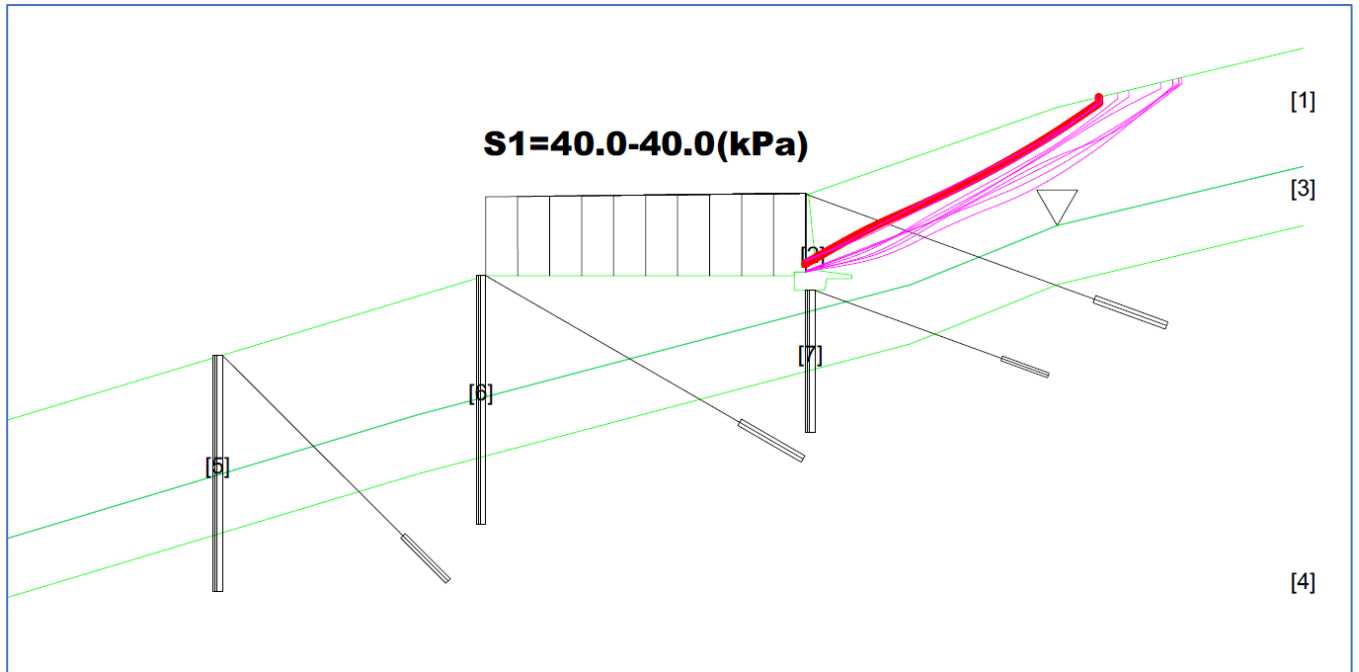


Figura G.6 risultato verifica zona limiata a monte dello scavo



**Figura G.7. Zona critica presente nella zona del pendio con rinforzi. Zona critica a monte dello scavo.**

Di seguito la tabella con i dati della interazione della superficie di scivolamento con i tiranti (passivi) nella zona amonte dello scavo

RISULTATI INTERAZIONI CON SISTEMA DI CHIODI e/o TIRANTI

TABELLA INTERAZIONI LUNGO SUPERFICIE INDIVIDUATA CON MINOR FS - Versione 1.1 della tabella -

NTir	X	Y	Tipo	T	Th_mob	Tv_mob	DeltaF	alpha	beta	F	omega
(-)	(m)	(m)	(-)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN)	(°)	(°)	(-)	(-)
4	120.857	61.784	1	150.00	140.954	-51.303	475.998	25.08	-20.00	1.0000	1.0000

LEGENDA SIMBOLI

- NTir(-) : Numero Tirante
- X(m) : Progressiva intersezione tra Tirante e sup. di scivolamento
- Y(m) : Quota intersezione tra Tirante e sup. di scivolamento
- Tipo(-) : Tipo tirante 1=PASSIVO , 2=ATTIVO
- T (kN/m) : Tensione di Progetto \*\*
- Th\_mob (kN/m) : Reazione Mobilitata - componente Orizzontale
- Tv\_mob (kN/m) : Reazione Mobilitata - componente Verticale
- DeltaF(kN) : Deficit massimo di forze lungo la sup di scivolamento, calcolata per arrivare a un FS=2.0, senza rinforzi \*
- alpha(°) : Angolo pendenza locale superficie scivolamento nel punto di intersezione
- beta(°) : Angolo Tirante
- F (-) : Coefficiente distribuzione trazione lungo fondazione
- Omega(-) : Coefficiente mobilizzazione tensione nominale di progetto

\* In caso di DeltaF=0 abbiamo un eccesso di forze resistenti. Di conseguenza in caso di attivazione della procedura calcolo automatico della mobilizzazione della reazione del tirante, la forza di reazione del Tirante NON verra' attivata.

\*\*In caso presenza di Wiremesh per alcuni dei tiranti viene considerata una Forza massima a Trazione ridotta rispetto a quella nominale di progetto. Questo per considerare l'effetto della trazione di sfilamento indotta dalla deformazione della wiremesh.

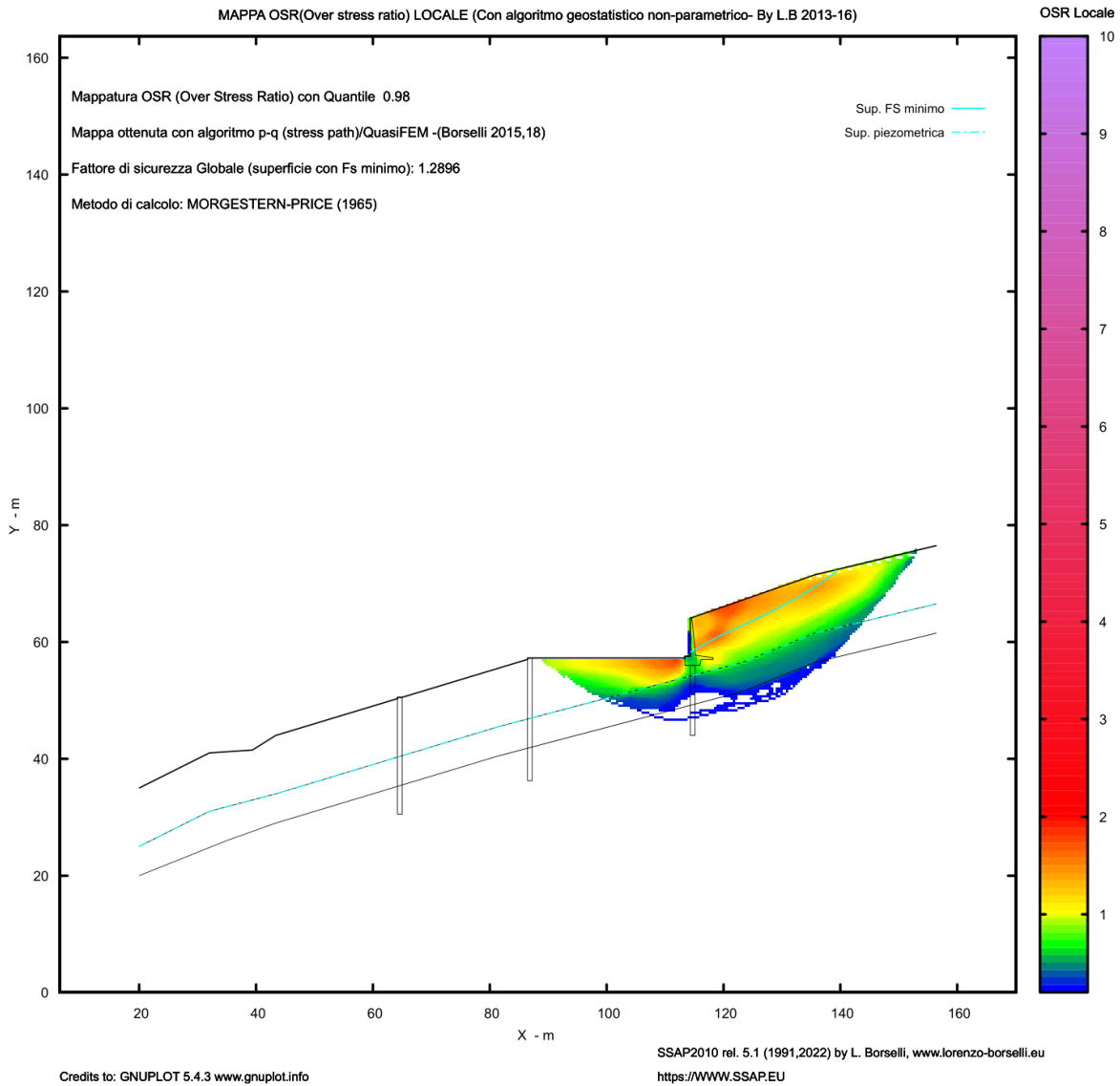


Figura G.8. Mappa OSR zona critica a monte dello scavo.

Di seguito le tabelle con azioni e reazioni sui pali e sul sistema dei tiranti. Si evince che nella palificata n.1 , in corrispondenza della intersezione con la superficie di scivolamento abbiamo solo una mobilitazione del 12% della spinta teorica necessaria a plasticizzare il terreno tra i pali. Quindi in questo caso condizioni di sicurezza per questo aspetto.

FORZE APPLICATE/RESISTENTI SU PALIFICATE\*,\*\*

Metodo di calcolo adottato: ITO-MATSUI(1975,79,81,82) - HASSIOTIS (1997)

\*NOTA IMPORTANTE: Per le superfici che intersecano la palificata sotto il 20% finale della lunghezza, ai fini della sicurezza, non viene considerato l'effetto stabilizzante per mancanza di sufficiente ancoraggio (incastro).

PALIFICATA N.1-----

Coordinata X Testa (m):	115.1300
Coordinata Y Testa (m):	56.0100
Lunghezza pali L (m)* :	12.00
Diametro pali D(m):	0.80
Interasse tra pali D1(m):	1.40
Lunghezza apertura tra pali D2(m):	0.60
Fattore riduttivo resistenza palificata (NTC 2018):	1.00
Massima % mobilitazione di resistenza teorica plasticizzazione Suolo-Palo:	100.00

PROFONDITA' SUPERFICIE DI SCORRIMENTO H (m) : 8.56

PENDENZA LOCALE INTERSEZIONE SUP. SCORRIMENTO-PALO alpha (gradi) : 10.35

Procedura calcolo automatico forza mobilitata su palificata: ATTIVATA

CRITERIO DI SPINTA ASSUNTO: Minima tra mobilitazione massima assunta e spinta E(x) reale

MODELLO DI CALCOLO UTILIZZATO: ITO E MATSUI(1981)

--- PARAMETRI MASSIMI TEORICI IN CONDIZIONI DI PLASTICIZZAZIONE INTERFACCIA SUOLO PALO SECONDO TEORIA PLASTICIZZAZIONE ITO E MATSUI(1981) / KUMAR E HALL(2006)  
 FORZA UNITARIA SU PALO (Massima teorica) LOCALIZZATA ALLA TESTA PALO  $qz_0$  (kN/m) : 1106.11  
 FORZA UNITARIA SU PALO (Massima teorica) LOCALIZZATA ALLA BASE SUP. SCORRIMENTO  $qz_{max}$  (kN/m) : 1117.76  
 FORZA REAZIONE TOTALE UNITARIA (massima teorica per fronte larghezza 1 m) SU PALIFICATA  $F_p$  (kN/m) : 170.15

--- PARAMETRI FORZE E SFORZI MOBILITATI CALCOLATI E APPLICATI NELLA VERIFICA ---  
 FORZA REAZIONE TOTALE UNITARIA (Mobilizzata per fronte larghezza 1 m) SU PALIFICATA  $F_{pm}$  (kN/m) : 19.60  
 COEFFICIENTE DI MOBILIZZAZIONE TOTALE CALCOLATO E APPLICATO  $\alpha_M$  (-) : 0.1152  
 FORZA UNITARIA SU PALO (mobilizzata) LOCALIZZATA ALLA TESTA PALO  $qz_{0m}$  (kN/m) : 127.41  
 FORZA UNITARIA SU PALO (mobilizzata) LOCALIZZATA ALLA BASE SUP SCORRIMENTO  $qz_{maxm}$  (kN/m) : 128.76  
 SFORZO DI TAGLIO (Mobilizzato Stimato) SU PALO LOCALIZZATO SU SUP. SCORRIMENTO  $\tau_{Upm}$  (kPa) : 31.960

PALIFICATA N.2 --> NESSUNA INTERSEZIONE VALIDA CON LA SUPERFICIE di FS minimo

PALIFICATA N.3 --> NESSUNA INTERSEZIONE VALIDA CON LA SUPERFICIE di FS minimo

RISULTATI INTERAZIONI CON SISTEMA DI CHIODI e/o TIRANTI  
 TABELLA INTERAZIONI LUNGO SUPERFICIE INDIVIDUATA CON MINOR FS - Versione 1.1 della tabella -

NTir	X	Y	Tipo	T	Th_mob	Tv_mob	DeltaF	alpha	beta	F	omega
(-)	(m)	(m)	(-)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN)	(°)	(°)	(-)	(-)
1	115.522	55.867	1	150.00	140.954	-51.303	1292.679	10.35	-20.00	1.0000	1.0000
4	127.900	59.221	1	150.00	140.954	-51.303	861.278	24.26	-20.00	1.0000	1.0000

LEGENDA SIMBOLI

NTir(-) : Numero Tirante  
 X(m) : Progressiva intersezione tra Tirante e sup. di scivolamento  
 Y(m) : Quota intersezione tra Tirante e sup. di scivolamento  
 Tipo(-) : Tipo tirante 1=PASSIVO , 2=ATTIVO  
 T (kN/m) : Tensione di Progetto \*\*  
 Th\_mob (kN/m) : Reazione Mobilitata - componente Orizzontale  
 Tv\_mob (kN/m) : Reazione Mobilitata - componente Verticale  
 DeltaF(kN) : Deficit massimo di forze lungo la sup di scivolamento, calcolata per arrivare a un FS=2.0, senza rinforzi \*  
 alpha(°) : Angolo pendenza locale superficie scivolamento nel punto di intersezione  
 beta(°) : Angolo Tirante  
 F (-) : Coefficiente distribuzione trazione lungo fondazione  
 Omega(-) : Coefficiente mobilizzazione tensione nominale di progetto

\* In caso di DeltaF=0 abbiamo un eccesso di forze resistenti. Di conseguenza in caso di attivazione della procedura calcolo automatico della mobilizzazione della reazione del tirante, la forza di reazione del Tirante NON verra' attivata.

\*\*In caso presenza di Wiremesh per alcuni dei tiranti viene considerata una Forza massima a Trazione ridotta rispetto a quella nominale di progetto. Questo per considerare l'effetto della trazione di sfilamento indotta dalla deformazione della wiremesh.

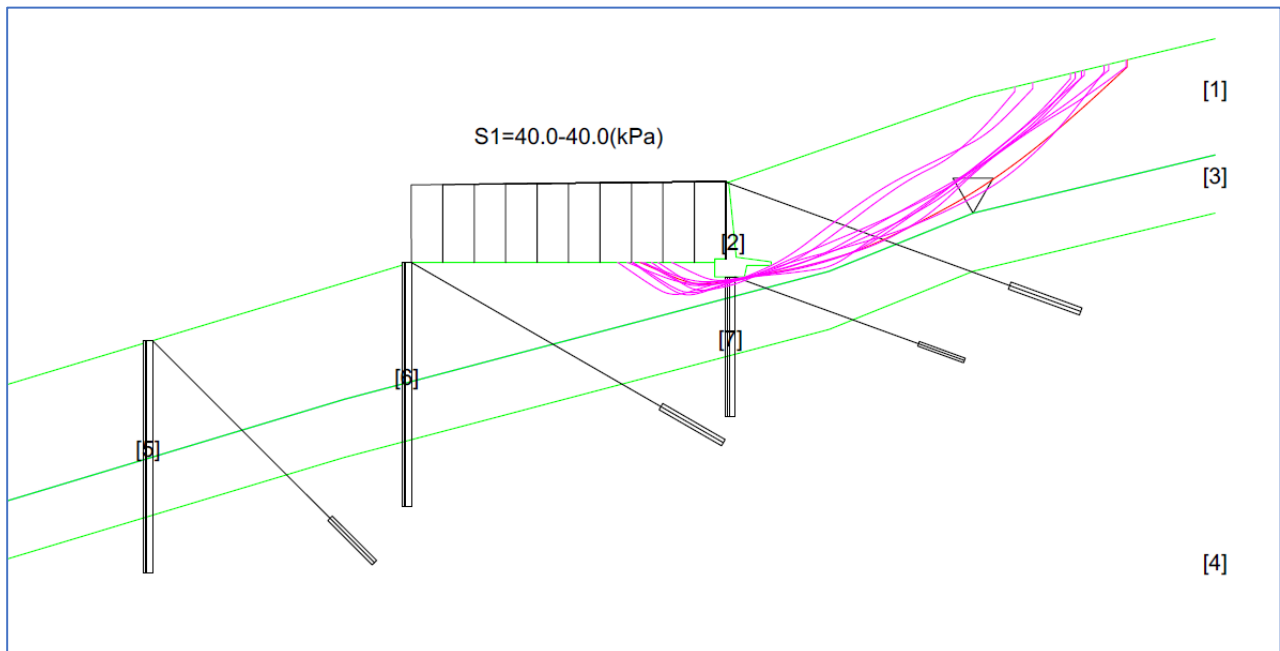


Figura G.9. Zona critica presente nella zona del pendio con rinforzi in prossimità dello scavo, imponendo l'attraversamento della palificata.

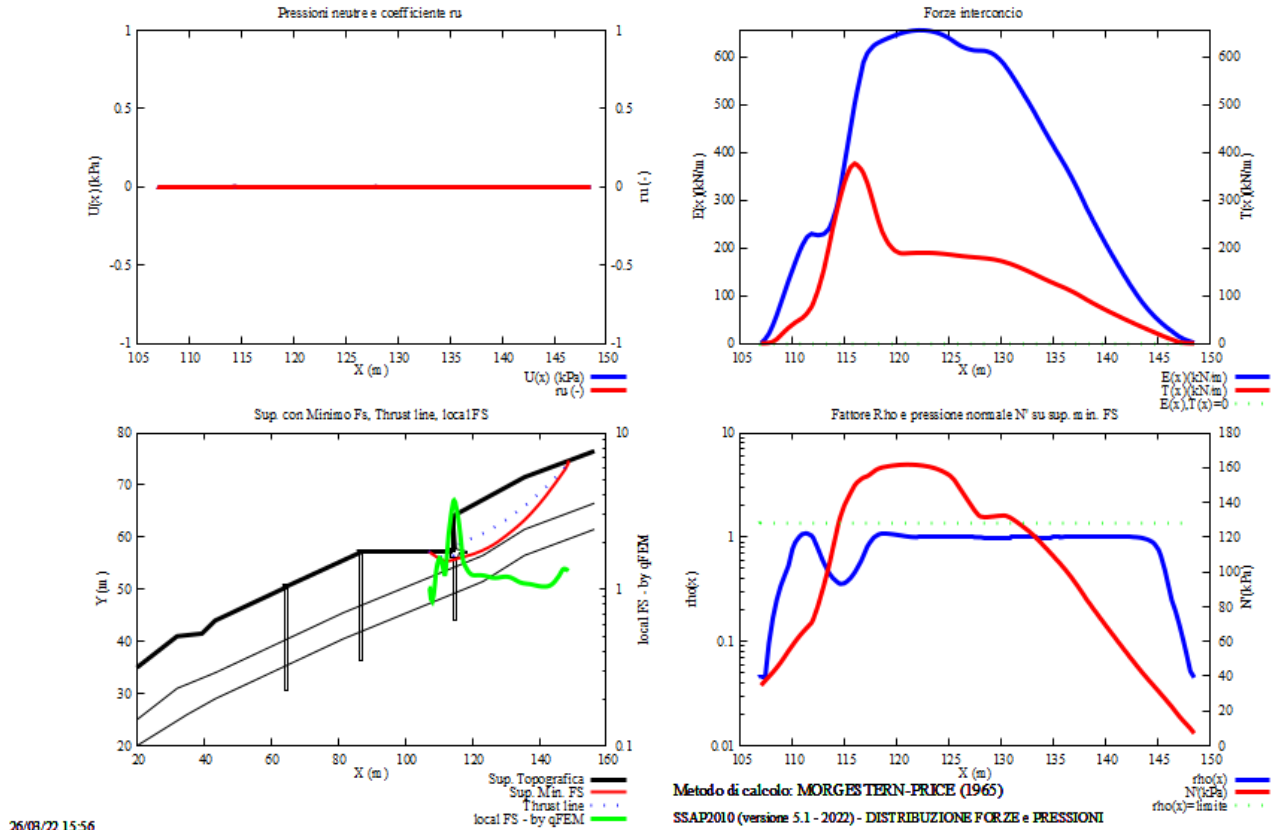


Figura G.10. Distribuzione delle forze e pressioni interno nella zona del pendio con rinforzi in prossimita' dello scavo, imponendo lattraversamento della palificata.

Seguono risultati Grafici di analisi dello stesso pendio però senza opere di sostegno. **Fs=0.879** e la mappa a colori dell'FS locale. I pixel con FS<1.0 corrispondono a zone di potenziale plasticizzazione locale. Si evince da questo risultato che il maggior problema è la destabilizzazione del muro di sostegno nel caso che non vi siano opere di rinforzo come pali e tiranti. Inoltre anche la parte restante del pendio a valle è di fatto instabile.

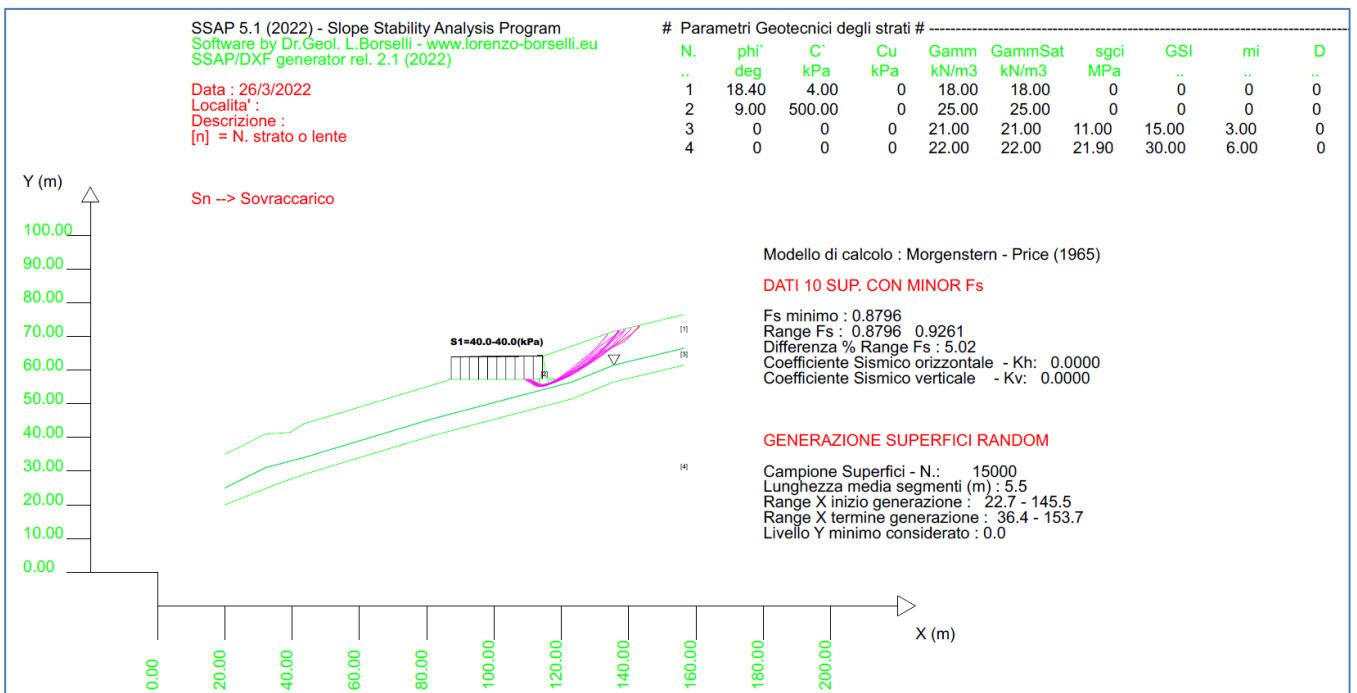


Figura G.11. Zona critica, nel caso di pendio senza rinforzi di pali e tiranti



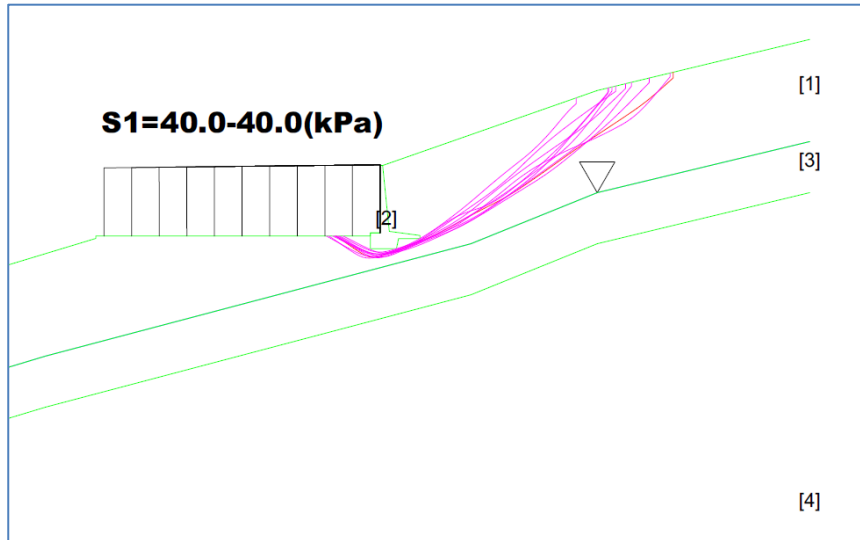


Figura G.12. Dettaglio della zona critica, nel caso di pendio senza rinforzi di pali e tiranti

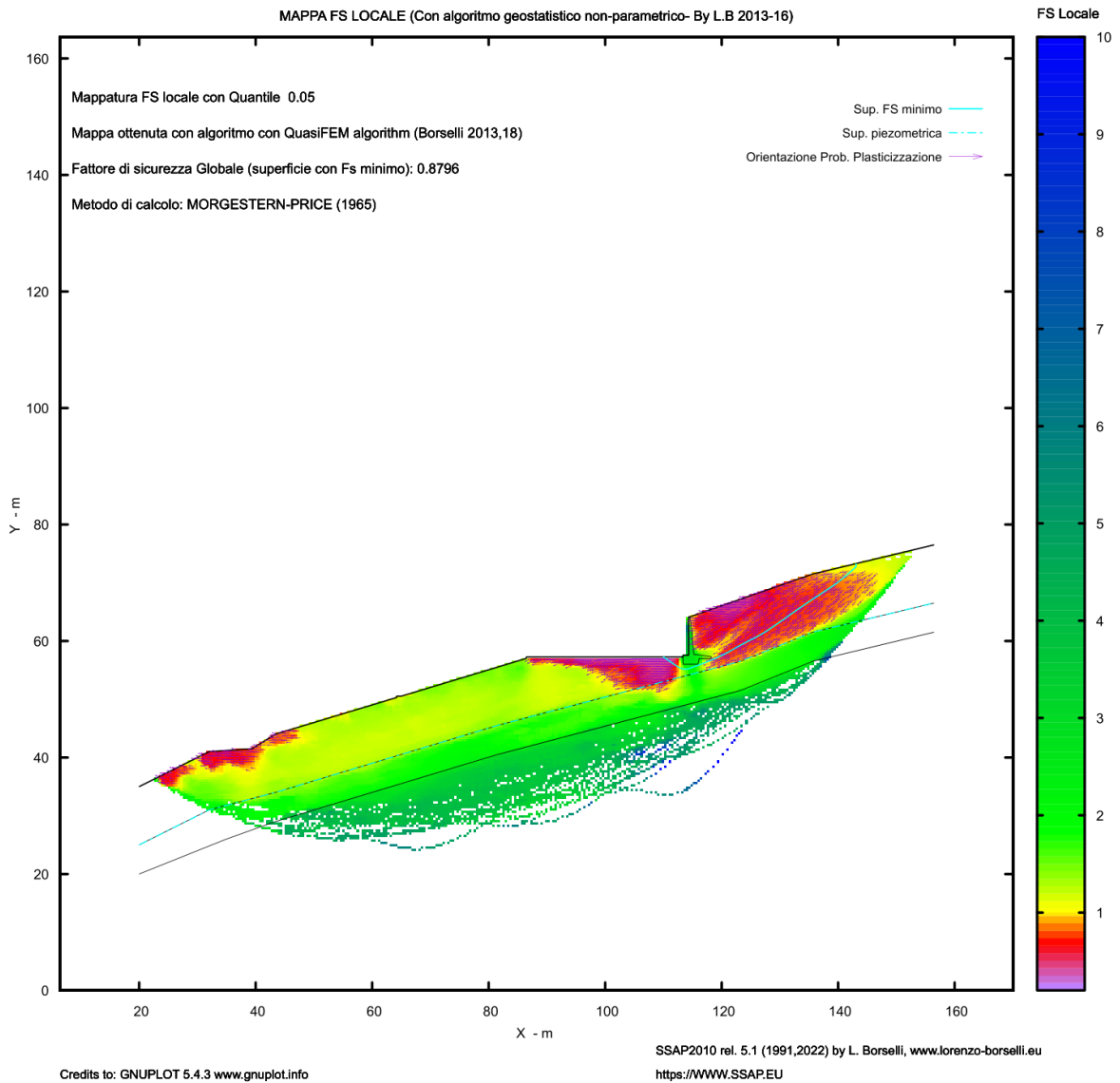


Figura G.13. Mappa del FS locale con in rosso le zone con possibilità di plasticizzazione, nel caso di pendio senza rinforzi di pali e tiranti

### *G.3 Considerazioni Generali sul Pendio e sui risultati della verifica*

Si possono fare a questo punto fare alcune considerazioni su questo pendio e sul progetto di stabilizzazione:

Il pedio non risulta ancora stabile ai sensi delle NTC2018 dato che abbiamo sia a valle delle opere sia a monte dello scavo FS minore di 1.2 (come richiesto per le verifiche in condizioni sismiche).

- La zona a valle presenta una residua instabilità e quindi la palificata n.3 probabilmente dovrebbe essere spostata a valle o aggiungere una quarta fila di pali.
- La parte a monte dello scavo in corrispondenza del muro di sostegno fondato su pali dovrebbe essere rinforzata con un file di pali con maggior reazione di ancoraggio. Ovvero le ultime 2 file di pali a monte dovrebbero essere rinforzate con una area cementata maggiormente estesa
- La parte dello scavo dove agisce il sovraccarico ha scarse caratteristiche geomeccaniche. In tutti i casi le mappe di Fs mostrano zone con possibilità di plasticizzazione locale. Quindi possibili problemi di capacità portante che potrebbero essere mitigati con il posizionamento di geotessili, ad alta resistenza a trazione, come base delle fondazioni.

## APPENDICE H – NOTE SU INSTALLAZIONE E CONFIGURAZIONE del SOFTWARE

### H.1. CONFIGURAZIONI MINIME HARDWARE E SOFTWARE

configurazione minima consigliata:

- **SISTEMA OPERATIVO: WINDOWS 10,11 (64 bit)**
- **Linux, installazione su macchine virtuali Windows (VirtualBOX 7.x - Oracle - freeware) ;**
- **MAC OSx , installazione su macchine virtuali Windows ( VirtualBOX 7.x - Oracle - freeware) ;**
- **SPAZIO MINIMO LIBERO SU DISCO RIGIDO – 1 GB**
- **RAM CONVENZIONALE libera Totale minima (consigliata): 4GB per Windows 10,11**
- **Scheda grafica con risoluzione minima di 1360x768**

**Nota:** diversi utenti ancora lavorano in ambienti **Windows XP, o Vista, 7, 8x**. Tuttavia è necessario per l'autore di SSAP proiettarsi verso la maggiore compatibilità con sistemi più recenti (**Windows 10,11**). Quindi ai sistemi operativi più vecchi e non più aggiornati da Microsoft oramai non verrà posta attenzione. Pertanto si consiglia quando possibile aggiornare il vostro PC e il vostro sistema operativo. Se non altro per questioni generali di sicurezza informatica, che ovviamente sono indipendenti dall'uso di SSAP. Di conseguenza per macchine con Windows Vista o XP, 7 o 8x non viene più garantita al 100% la possibilità di installazione e funzionamento corretto.

### H.2.ISTRUZIONI PER LA INSTALLAZIONE

Per la corretta **installazione standard pre-configurata (PORTABLE) di SSAP** seguire i seguenti passi:

**1) Si consigliano gli utenti di tenere sempre aggiornata la versione di Windows attualmente in uso. Nel caso il vostro sistema Windows 10,11 non sia stata aggiornato alla ultima versione ufficiale Microsoft, non potranno essere garantite al 100% tutte le funzionalità del pacchetto SSAP. Ricordiamo che l'aggiornamento di Windows 10 e 11 è gratuito e può essere fatto con la procedura Windows Update. Si ricorda che alcune datate versioni di Windows 10, e 11 non aggiornate hanno presentato problemi e bug che impediscono il corretto funzionamento di SSAP generando, all'avvio di una verifica di stabilità un messaggio di "Runtime error" bloccando la esecuzione. L'aggiornamento di Windows ha risolto totalmente questi problemi. Quindi consiglio tenere sempre aggiornata la versione di Windows 10 o 11 attualmente in uso. Ugualmente si suggerisce di tenere sempre aggiornato il sistema antivirus (windows defender e software**

antivirus di terze parti) che può influire sulla possibilità di scrittura dei files temporanei su disco generando un messaggio "Access Denied" bloccando la esecuzione. (vedasi anche la nota al punto 7).

2) **COPIARE IL FILE** di installazione SSAP2010SETUP.EXE in una cartella temporanea del vostro PC

3) Lanciare il programma di setup che copierà i files necessari in una cartella (es. C:\SSAP2010). (è possibile comunque indicare una cartella diversa al momento di installazione, ma è vivamente suggerito di non installare SSAP in una cartella di sistema di windows, es. \DESKTOP. In caso di installazione in una cartella di sistema di Windows non è garantita la piena funzionalità del pacchetto). Non usare per i nomi di cartelle, nomi con caratteri speciali e/o con accenti. Infatti in questi casi, su alcune versioni di windows, si riscontrano problemi per il funzionamento dei programmi esterni utilizzati da SSAP (es. GNU PLOT, SumatraPDF, QCAD) per la riproduzione grafica dei risultati.

4) Il file eseguibile del programma SSAP2010 è il file:SSAP2010\_64bit.EXE (versione a 64bit). Nella cartella finale dove si è installato il pacchetto SSAP2010 fare doppio click in corrispondenza del file eseguibile che si desidera utilizzare. Il programma viene lanciato cliccando sul file SSAP2010\_64bit.EXE, presenti nella directory ..\ssap2010, o cliccando sulla Icona generata dal programma di installazione, nel desktop del Sistema Windows.

5) È fondamentale installare e lanciare il programma in Windows come utente con diritti di Amministratore. Questo è importante per evitare che, in alcuni casi, le impostazioni di sicurezza basica di windows impediscano la corretta lettura e scrittura dei files di input e output, generando messaggi di errore di Runtime che bloccano la verifica nelle fasi iniziali. Cliccando con il pulsante destro del mouse sulla icona di SSAP ubicata nel Desktop potete visualizzare una finestra di dialogo che possiede la opzione di avvio del programma con diritti di Amministratore. Se questo non risulta possibile consultate un amministratore di sistema affinché i diritti operativi necessari siano concessi. In alcuni casi per ovviare al problema può essere sufficiente installare SSAP in una unità esterna (disco rigido esterno o chiavetta USB) dove si possiedono diritti completi di scrittura e lettura.

6) **IMPORTANTE:** NON selezionare per la installazione la cartella "DESKTOP" dei sistemi Windows. Si consiglia comunque di non installare SSAP in altre cartelle di Sistema. Potete selezionare qualunque altra cartella ordinaria, anche di nuova creazione, es: c:\SSAP2010, o ad es: c:\Programmi\SSAP2010.

7) La versione installata in modo standard, seguendo i punti precedenti è la versione **PORTABLE**. La versione Portable non necessita di ulteriori configurazioni e può essere eseguita con piena funzionalità immediatamente. Ciò facilita enormemente la applicazione del programma in mobilità. La versione **Portable** garantisce una utilizzabilità immediata di SSAP dato che è già pre-configurato il protocollo di comunicazione per lanciare alcuni programmi esterni che sono usati da SSAP per:

- 1) Visualizzazione grafici in formato DXF (software standard: QCAD portable)
- 2) Visualizzazione diagrammi delle forze interne e pressioni (GNU PLOT)
- 3) Creazione e gestione files di dati e modello del pendio mediante il software MAKEFILES
- 4) Editazione e visualizzazione files di dati (software standard: ATPAD)
- 5) Help in linea mediante visualizzazione sincronizzata e contestuale del manuale utente in formato PDF, nelle pagine di interesse (software standard: SumatraPDF).

Tali software sono stati selezionati e testati con SSAP. La caratteristica comune di questi software esterni utilizzati per alcune funzionalità di visualizzazione da SSAP è che sono software freeware (di uso libero) e ridistribuiti per applicazioni non commerciali come il SSAP. Tuttavia **i software precedentemente indicati ai punti 1 e 4 possono essere sostituiti** con altre applicazioni alternative che devono però essere preinstallate sul vostro Pc. Nel sito web di SSAP <http://www.ssap.eu/download.html> è data una lista di applicazioni alternative testate per SSAP. A queste si può aggiungere anche **Autocad** (AUTODESK). Nel caso si desideri una personalizzazione della installazione di questo tipo seguire le istruzioni nella sezione H.4.

**8) NOTIFICA IMPORTANTE:** per gli utenti che hanno installato sul Proprio PC software antivirus di ultima generazione si avverte della possibilità che, avendo molti di questi software attive delle funzionalità avanzate di protezione contro i virus/trojan di tipo RAMSOMWARE, è possibile che in alcune occasioni alcune funzionalità di scrittura di files binari da parte di SSAP siano inibite in alcune cartelle. In questo caso verificare che tra le cartelle protette non vi siano quelle dove risiedono i dati del modello del pendio da analizzare. In caso di protezione attivata contro i RAMSOMWARE alcuni software antivirus potrebbero impedire la scrittura dei Files .PDF dove sono prodotte le mappe a colori degli FS locali e della pressione dei fluidi. Impedendo la generazione di questi files .PDF le mappe a colori non potranno essere visualizzate. Si consigliano gli utenti, qualora si riscontrassero problemi di visualizzazione delle mappe, di disattivare temporaneamente dalla protezione le aree di lavoro o le cartelle di lavoro utilizzate da SSAP. In caso di dubbi contattate l'autore per maggiori informazioni.

9) Per la corretta installazione standard pre-configurata, PORTABLE, di SSAP, in caso di problemi con il programma di installazione potete scaricare la versione compressa (in formato .ZIP) del pacchetto di installazione completo, detta anche Versione PORTABLE. In questo caso potete scaricare il file **SSAP2010SETUP.ZIP** e scompattatelo nella cartella **C:\SSAP2010**, o in qualunque altra cartella del vostro Pc, precedentemente svuotata. Il file eseguibile del programma SSAP2010 è il file **SSAP2010\_64bit.EXE**. Nella cartella finale dove si è installato il pacchetto SSAP2010, fare doppio click in corrispondenza del file eseguibile che si desidera utilizzare.

### H.3 UBICAZIONE CORRETTA DEI FILES DI INPUT DEL MODELLO DEL PENDIO:

**IMPORTANTE: NON** utilizzare, come area di lavoro e ubicazione dei files di un modello di pendio, la cartella "DESKTOP" o altre cartelle di Sistema di Windows, o loro sottocartelle. Potete selezionare qualunque altra cartella ordinaria, anche di nuova creazione, es: c:\SSAP2010\verifiche, o ad esempio: c:\Lavoro\verifiche pendii, o ad esempio: D:\verifiche pendii. L'utilizzo di cartelle di sistema, o loro sottocartelle, come area dati di lavoro per SSAP potrebbe influire sulla corretta funzionalità degli altri software che SSAP usa per la visualizzazione dei risultati e il rendering grafico. **Non usare per i nomi di cartelle, nomi con caratteri speciali e con accenti.** Infatti in questi casi, su alcune versioni di Windows si riscontrano problemi per il funzionamento dei programmi esterni (es. GNU PLOT) dei programmi utilizzati da SSAP per la riproduzione grafica dei risultati.

### H.4. OPERAZIONI DI CONFIGURAZIONE PERSONALIZZATA – **FACOLTATIVA!!!**

**(Successiva alla installazione base di SSAP per utilizzo di programmi esterni alternativi. NOTA BENE: Queste informazioni vengo fornite per completezza ma per il 95% degli utenti di SSAP non servono più, risultando in pratica sufficientemente adeguata la configurazione automatica della Versione PORTABLE...!!)**

Il programma **SSAP2010** e la utility **MAKEFILES 5.7**, programma di servizio per la creazione dei files di dati per SSAP2010, fanno uso di software esterno per alcune funzionalità particolari già indicate alla sezione punto H.2.

Ad esempio per la **visualizzazione dei grafici contenenti il modello del pendio e/o le superfici di scivolamento** identificate si fa uso di programmi prodotti da terze parti per la **visualizzazione dei files DXF** prodotti automaticamente da SSAP2010. Oppure si fa ricorso a un programma esterno di editazione o visualizzazione di files dati (tutti in formato file di testo ASCII). L'utente può a propria scelta fare uso degli strumenti alternativi che sono già presenti nel suo sistema operativo (es. **Notepad.exe** per la editazione dei dati) oppure

indicare al programma di fare uso di strumenti esterni (come altri i programmi di editing dati o per la visualizzazione di files DXF).

**Se si desidera cambiare i programmi necessari a queste funzionalità è necessario quindi, prima di iniziare ad operare con SSAP, configurare il protocollo di comunicazione tra SSAP e i programmi esterni.**

Nel pacchetto di SSAP2010 è presente un programma di utilità chiamato **INIUPDATE.EXE** che permette di leggere e aggiornare le configurazioni di base del file SSAP2010.INI. Questo programma permette di effettuare una configurazione personalizzata abbandonando la configurazione PORTABLE standard.

Con la configurazione personalizzata le opzioni e le scelte dei vari programmi esterni verranno poi salvate nel file **SSAP2010.INI** in modo automatico senza dover aprire e editare il file direttamente. Questo programma di utilità può essere richiamato anche direttamente dall'interno della interfaccia utente di SSAP2010 cliccando sull'apposito pulsante **SSAP2010.INI (in basso a destra nella console di comando)**



**Figura H.1.** Schermata **INIUPDATE.EXE (rel. 1.5)**. Nella finestra è attivata la configurazione standard PORTABLE. Per attivare la configurazione personalizzata è necessario disattivarla, poi procedere con la configurazione e successivamente rigenerare il file SSAP2010.INI premendo il pulsante [**scrivi SSAP2010.INI**].

## H.5. DESCRIZIONE DEL FILE SSAP2010.INI

La indicazione di quali strumenti utilizzare viene data al programma nel file SSAP2010.INI che contiene queste basilari informazioni che verranno lette ogni volta che il programma SSAP2010 o MAKEFILES vengono lanciati.



### ***H.5.1. Programma di editazione e visualizzazione files di testo (Editor).***

Si possono utilizzare molti programmi scegliendo tra programmi già presenti su tutti i sistemi operativi Windows (es. il famoso NOTEPAD) oppure programmi di pubblico dominio e gratuiti scaricabili su internet o, se preferite, prodotti commerciali.

L'autore del programma consiglia la prima delle prime due opzioni:

- NOTEPAD installato ogni sistema Windows. Semplice programma editazione di files di testo. Solitamente su Windows il percorso completo del programma è:

***C:\windows\system32\notepad.exe***

### ***H.5.2 Programmi per la visualizzazione dei files DXF e Visualizzazione di grafici prodotti dal programma SSAP2010.***

Per la visualizzazione del modello del pendio selezionato per il lavoro e per la visualizzazione dei grafici dei risultati della analisi (superficie di scivolamento) SSAP2010 fa uso di programmi per la visualizzazione di files DXF. Esistono molti programmi che permettono di visualizzare il formato DXF. I più famosi sono AUTOCAD della Autodesk .. tuttavia è possibile anche utilizzare programmi più semplici e agili che permettono le medesime funzioni di visualizzazione, editazione e stampa (ad esempio LIBRECAD – [www.librecad.org](http://www.librecad.org)). L'autore di SSAP2010 suggerisce però di utilizzare alcune valide alternative gratuite e senza necessità di licenza commerciale come o LIBRECAD 2.2.

- Il **programma LIBRECAD**, programma Gratuito per la visualizzazione e l'editazione di files DXF e DWG scaricabile presso il sito <http://www.librecad.org> dove è presente anche una versione con maggiori funzionalità, in questo caso a pagamento. Questa versione freeware è tuttavia molto buona per le funzioni di visualizzazione, stampa (con tutte le opzioni di stampa per stampare in scala), ed editazione degli stessi files DXF prodotti dal programma SSAP2010.

Ad esempio Il programma **Librecad** viene solitamente installato sui sistemi windows (in italiano) al seguente percorso:

***C:\Programmi\librecad\librecad.exe***

### ***H.5.3 Un Esempio personalizzato di file SSAP2010.INI***

Alla fine, Secondo le scelte fatte come esempio, il nostro File SSAP2010.INI finale sarà, per l'uso di **LIBRECAD** e del programma editore di testo **NOTEPAD**:

---

**[cad]**

**filename= C:\Programmi\librecad\librecad.exe**

**carattere\_speciale=**

**[editor]**

**filename= C:\windows\system32\notepad.exe**

**[portable]**

**Portable\_config=no**

---

NB: Il file SSAP2010.INI può anche essere editato con un qualsiasi editore di files di Testo come quello presente su tutti i sistemi Windows, ovvero il programma NOTEPAD di Windows. Le modifiche possono essere eseguite manualmente prima di salvare il file e lanciare nuovamente SSAP2010 o MakeFiles. Comunque si consigliano gli utenti di farlo fare automaticamente al programma INIUPDATE.EXE

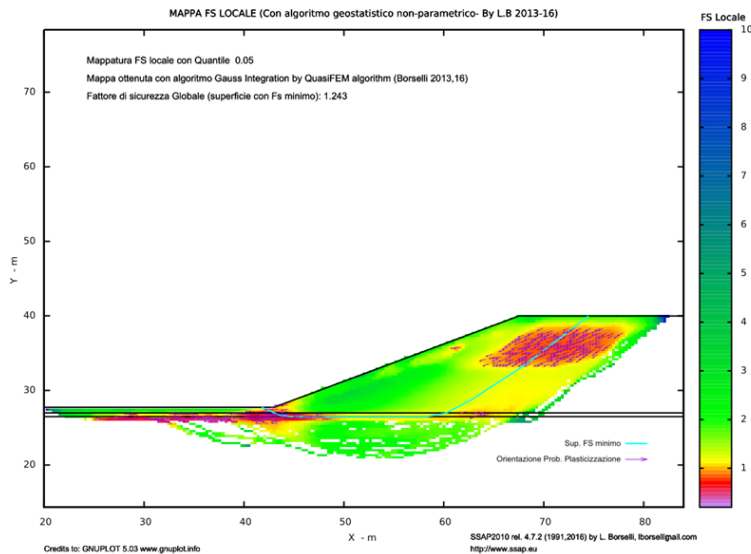
## APPENDICE I- NUOVO METODO DI CALCOLO RIGOROSO PER VERIFICHE DI STABILITA' DEI PENDII ALL'EQUILIBRIO LIMITE. (versione 1.3 -2023)

LORENZO BORSELLI\*,\*\*

\* Docente di Geotecnica e Engineering Geology  
 Facoltà Di Ingegneria, Universidad Autonoma de San Luis Potosí.  
 San Luis Potosí., Mexico

\*\*Ricecatore Associato  
 C.N.R – IRPI, Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica, ITALIA

<http://www.lorenzo-borselli.eu>  
[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)



### I.1-INTRODUZIONE

I metodi di calcolo rigorosi all'equilibrio limite (LEM) che sono utilizzati in SSAP attualmente sono stati selezionati dopo una scelta tra quelli disponibili e più affidabili secondo la letteratura internazionale. I 7 metodi ora disponibili per SSAP sono costituiti da 6 metodi già da decenni utilizzati in moltissime delle applicazioni di calcolo della verifica di stabilità secondo l'equilibrio limite (*Janbu rigoroso, Sarma I; Sarma II, Spencer, Morgestern-Price, Chen-Morgestern*) e un nuovo metodo qui proposto e descritto per la prima volta.

La necessità di implementare le metodologie rigorose già descritte è stata giustificata nel capitolo 2. Tuttavia esiste ulteriore spazio nello sviluppo e test di nuovi metodi di calcolo rigorosi.

In questo contesto il nuovo metodo di calcolo è stato sviluppato come una evoluzione e generalizzazione del metodo di calcolo di *Chen-Morgestern* (1983), che a sua volta fu una evoluzione e generalizzazione di quello ben noto di *Morgestern –Price* (1965), secondo Duncan et al. (2014).

Il nuovo metodo è quindi descritto e proposto come uno strumento di comparazione con gli altri metodi più conosciuti. Ai futuri utilizzatori di SSAP (ricercatori, professionisti, tecnici, studenti) viene data questa opportunità di testare e comparare i risultati di FS ottenuti con i metodi classici con quelli ottenuti con il nuovo metodo qui proposto. In una delle sezioni di questa appendice viene fatto uno studio comparativo di questo tipo su uno dei pendii già analizzati nel capitolo 6.

## I.2-I METODI RIGOROSI NEL QUADRO DELLA MODELLISTICA ALL'EQUILIBRIO LIMITE

Nella tabella I.1 sono presente le relazioni esistenti tra la distribuzione delle forze tangenziali interconco e le forze normali che diversificano i vari metodi conosciuti. Le assunzioni utilizzate per ottenere  $T(X)$  da i valori di  $E(X)$  e da altri parametri determinati durante la procedura numerica di soluzione (già descritti nel capitolo 2 di questo manuale) sono quelle che determinano le differenze tra i vari metodi e le differenze di FS. Il nuovo metodo, qui indicato come Borselli (2016), è di fatto una evoluzione e generalizzazione del metodo di calcolo di *Chen-Morgestern* (1983).

La descrizione dei due metodi è presente nella successiva sezione

## I.3.- UN NUOVO METODO RIGOROSO DEL GRUPPO II

Secondo Chen e Morgestern (1983) la assunzione proposta da Morgestern e Price (1965) ha il difetto che la funzione  $f(x)$  assume agli estremi della superficie di scivolamento (al piede e in testa sempre valori uguali a 0 essendo tale funzione compresa tra [0.0 e 1.0], spesso definita da una funzione  $\sin(x)$ ). Questi valori poco realistici possono essere eliminati aggiungendo un termine alla funzione che lega  $T(X)$  a  $E(X)$  ovvero:

$$T(x) = [\lambda f(x) + f_0(x)]E(x) \quad \text{I.1}$$

dove:

$f_0(x)$  è una funzione di interpolazioni lineare del gradiente di pendenza locale  $\tan \beta(x_1), \tan \beta(x_2)$ , agli estremi di coordinate  $(x_1, y_1)$  e  $(x_2, y_2)$  della superficie di scivolamento assunta come in figura I.1.

La nuova funzione  $f_0(x)$  nel metodo Chen-Morgestern è quindi una interpolazione lineare tra due valori costanti che dipende dalla geometria della sola superficie topografica e dalla porzione di pendio preso in esame.

La nuova funzione non prende in considerazione la forma della superficie di scivolamento (es. curvatura. Irregolarità, posizione del centro di massa), anche se il pregio del metodo di Chen e Morgestern è quello di tentare il superamento della limitazione fisica dell'approccio di Morgestern e Price.

tabella I.1: relazione funzionale che esprime  $T(x)$  per i vari modelli di calcolo implementati in SSAP

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

La formulazione della eq. I.1 mostra che è possibile una ulteriore generalizzazione del metodo portando a considerare contemporaneamente tutti i valori di pendenza della

<sup>1</sup> Presentata per la prima volta nel manuale SSAP (versione 4.7.2) <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.1.3851.1766>.

superficie topografica compresi tra  $(x_1, y_1)$  e  $(x_2, y_2)$  e anche la geometria della superficie di scivolamento.

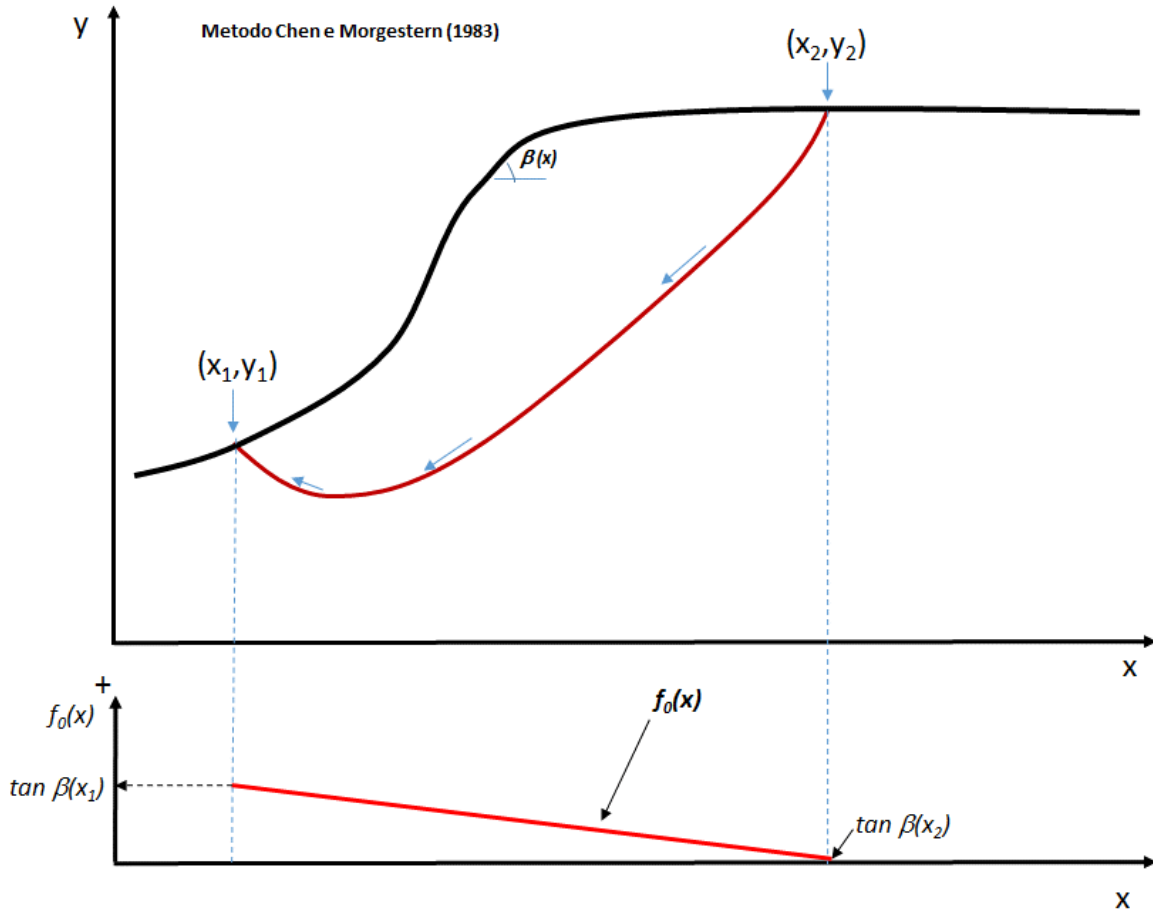


Fig. I.1- schema grafico struttura del modello di calcolo Chen-Morgestern (1983)

Il nuovo metodo proposto (Borselli, 2016) è definito dalla eq. I.2:

$$T(x) = \lambda [f(x) + f_1(x)] E(x) \quad \text{I.2}$$

Dove:

$$f_1(x) = \frac{\tan \beta(x) + \tan \theta(x)}{2} \quad \text{I.3}$$

e dove, come mostrato nella Figura I.2,  $\tan \beta(x)$  è la funzione del gradiente locale della superficie topografica tra gli estremi  $(x_1, y_1)$  e  $(x_2, y_2)$  e  $\tan \theta(x)$  è il gradiente locale della *thrust line* o luogo geometrico dei punti di applicazione delle forze interconcorrenti  $T(X)$  e  $E(X)$ .

La funzione I.3 viene inoltre calcolata con la limitazione seguente:

$$0 \leq f_1(x) \leq \tan \beta^* \quad \text{I.4}$$

dove:  $\beta^*$  = angolo sotteso tra i due estremi di coordinate  $(x_1, y_1)$  e  $(x_2, Y_2)$  che sottendono la superficie di scivolamento considerata. (figura I.2)

La eq. I.2 del nuovo metodo ha una importante differenza aggiuntiva rispetto alla eq. I.1. Infatti il coefficiente di scala  $\lambda$  moltiplica la somma di entrambi i termini delle funzioni  $f(x)$  e  $f_1(x)$ , quindi agisce correttamente come un fattore di scala globale come per il metodo di Morgenstern e Price e quello di Spencer. Questo tipo di interazione non è invece presente nella eq. I.1.

#### I.4. ANALISI COMPARATIVA TRA I METODI CLASSICI E IL NUOVO METODO

In questa sezione viene presentata una veloce analisi comparativa dei risultati ottenuti con il nuovo metodo di calcolo e i metodi classici indicati nella tabella I.1.

Il pendio sul quale viene testato il modello è analogo all'esempio 6.2 (capitolo 6) però senza l'effetto di una piezometrica interna, quindi in assenza di pressione di poro.

Si tratta quindi rilevato poggiate su strato a bassa resistenza. Caso critico, utilizzato nella letteratura internazionale, per testare i programmi di verifica di stabilità (Fredlund 1977) con un valore di riferimento di  $F_s$  1.24 per il metodo Spencer. Nello studio comparativo viene utilizzato il motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH. Il pendio è caratterizzato da uno stato molto sottile orizzontale con una resistenza al taglio bassissima (livello torboso). Sopra di esso un rilevato con coesione e attrito e sotto di esso uno strato molto resistente. Questo tipo di pendio è normalmente usato come benchmark per i software di analisi di stabilità LEM che non usano superfici esclusivamente circolari e per metodi ad elementi finiti.

Facendo riferimento ai risultati specifici della verifica ha come riferimento la superficie con  $F_s$  minimo indicata nella figura I.6. e come valore di riferimento l' $F_s$  ottenuto con metodo di Spencer (1973), possiamo vedere i risultati della analisi comparativa dettagliata tra tutti i metodi indicati nella tabella I.1.

Nella tabella I.2 vengono proposti i risultati in termini di  $F_s$ ,  $\lambda$  e differenza % nel valore di  $F_s$ , rispetto al metodo Spencer. Dalla analisi comparativa dettagliata presentata nella tabella I.2 si evince come il nuovo metodo proposto (indicato come Borselli (2016) sia perfettamente sovrapponibile ai metodi del Gruppo I e II e in particolare è rilevante che in tutti i casi si abbiano una differenza molto inferiore al 1%, rispetto al metodo Spencer.



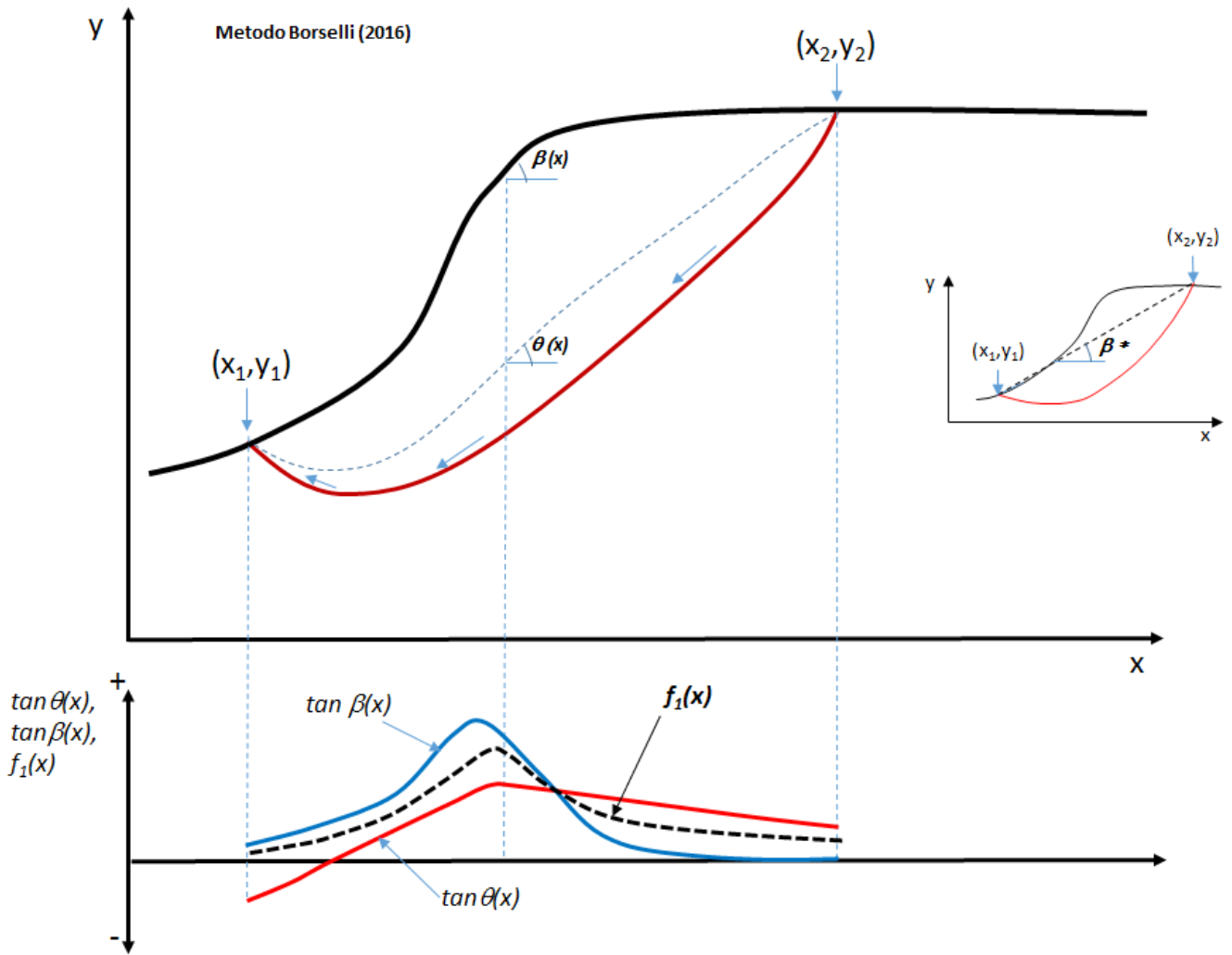


Fig. I.2: schema grafico struttura del modello di calcolo Borselli (2016)

Tabella I.2. Risultati analisi comparativa tra i vari metodi di calcolo rigorosi.

Tipo modello (gruppo)	Metodo di calcolo	FS	lambda	Differenza % Fs rispetto metodo SPENCER
1	Spencer (1973)	1.2362	0.1668	-
2	<b>Borselli (2016)</b>	1.2313	0.1332	-0.396
2	Morgestern –Price (1965)	1.2303	0.1813	-0.477
2	Chen-Morgestern (1983)	1.2312	0.1403	-0.404
1	Sarma I (1973)	1.2312	0.1556	-0.404
2	Sarma II (1979)	1.2274	0.1572	-0.711
3	Janbu Rigoroso (1973)*	1.2444	*	+0.663

Note: \*il metodo di Janbu rigoroso non fa uso del fattore di scala lambda per la soluzione di FS.

Una prima analisi di ricerca globale porta a comparare i risultati tra il metodo Spencer e il nuovo metodo di calcolo qui proposto. La ricerca globale è stata eseguita con le medesime condizioni: motore SNIFF-RANDOM SEARCH, lunghezza media segmenti 1 m, nessun *tension Cracks*, 15000 superfici. In figura I.3 e I.6 i risultati mostrano che abbiamo una pressoché completa sovrapposizione delle zone critiche individuate e un pressoché identico FS.

La analisi delle Figure I.4, I.5, I.7 e I.8 mostra la elevata riproducibilità delle mappe di Fs locale e dello OSR (over stress ratio (Farias & Naylor (1998)), mappe che come abbiamo già commentato nel capitolo 6 di questo manuale permettono di fornire utilissime indicazioni per identificare le zone di probabile plasticizzazione locale (Fs locale <1.0 e OSR>1.0).

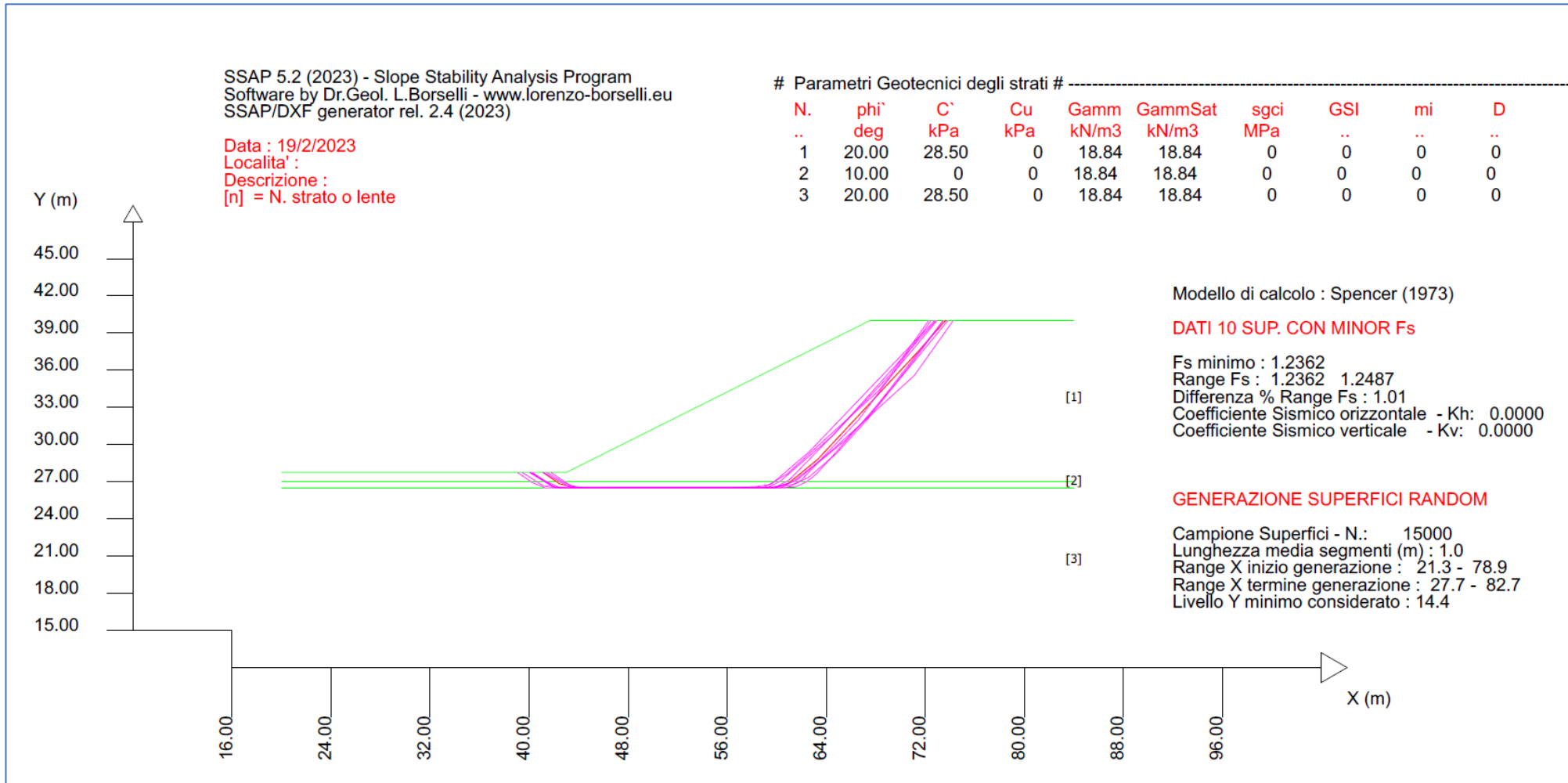


Fig. I.3: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks, metodo di calcolo Spencer (1973)

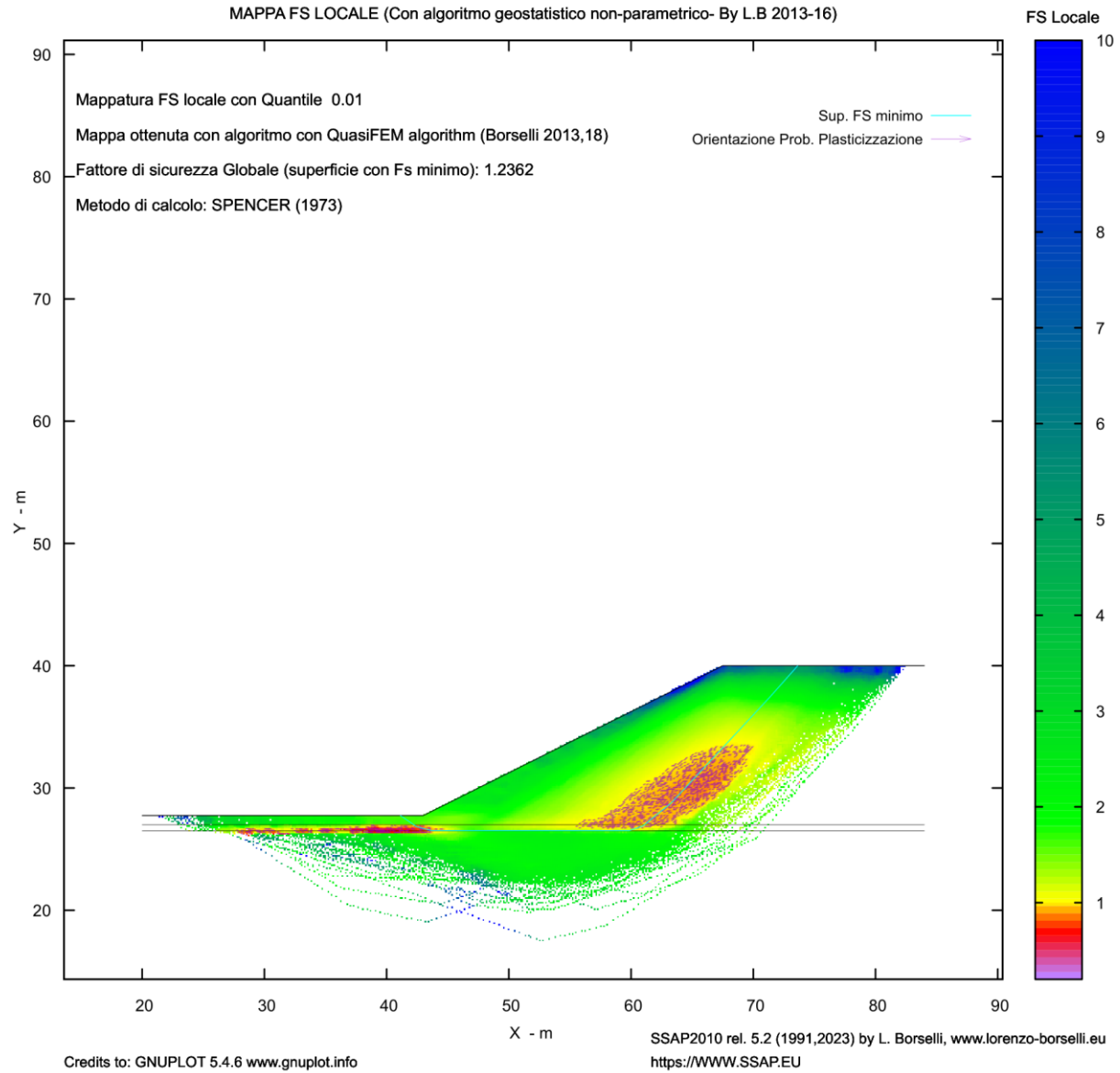


Fig. I.4: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks, metodo di calcolo Spencer (1973): mappa del fattore di FS Locale

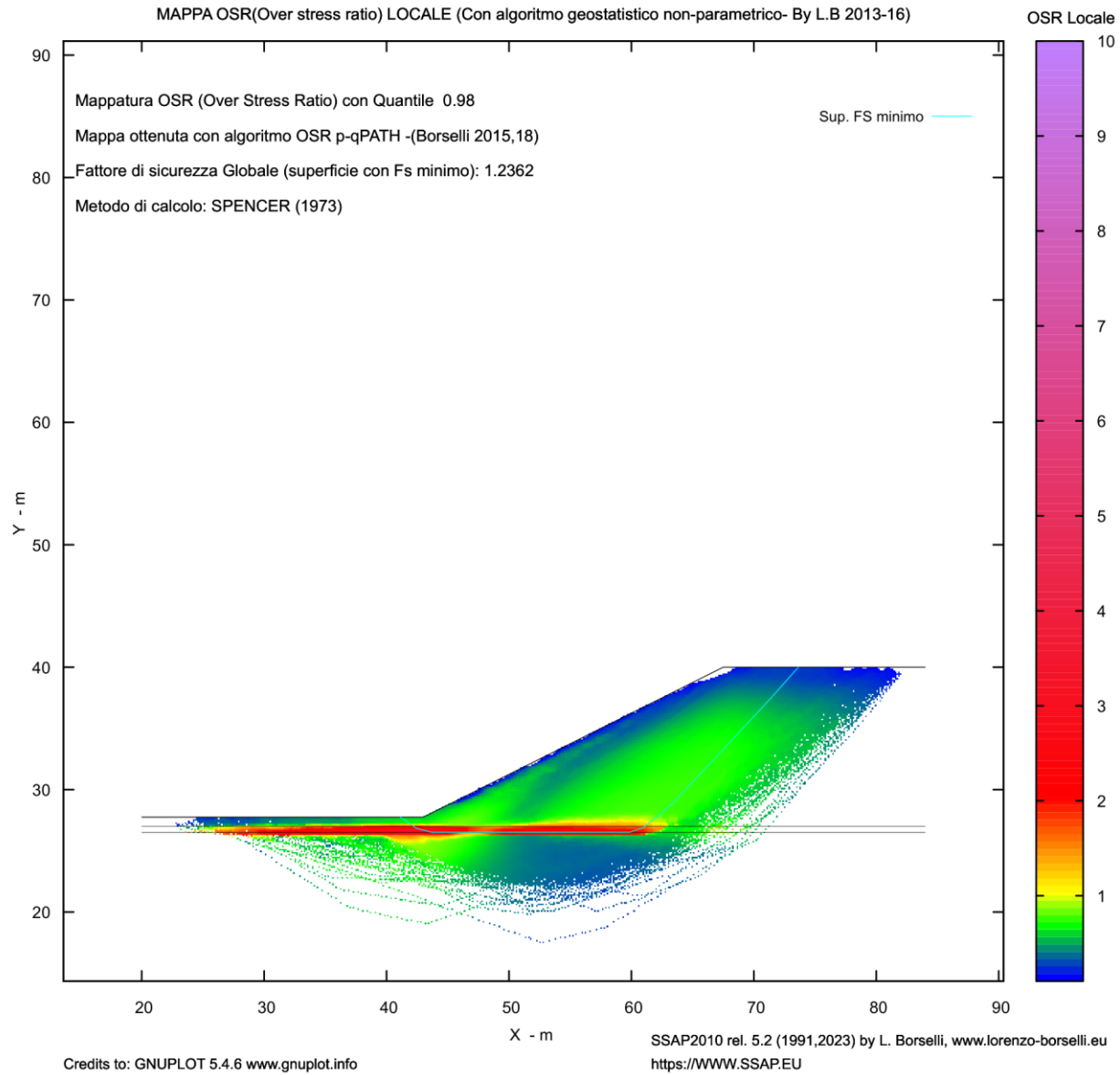


Fig. I.5: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks e metodo di calcolo Spencer (1973): mappa del OSR (over stress ratio)

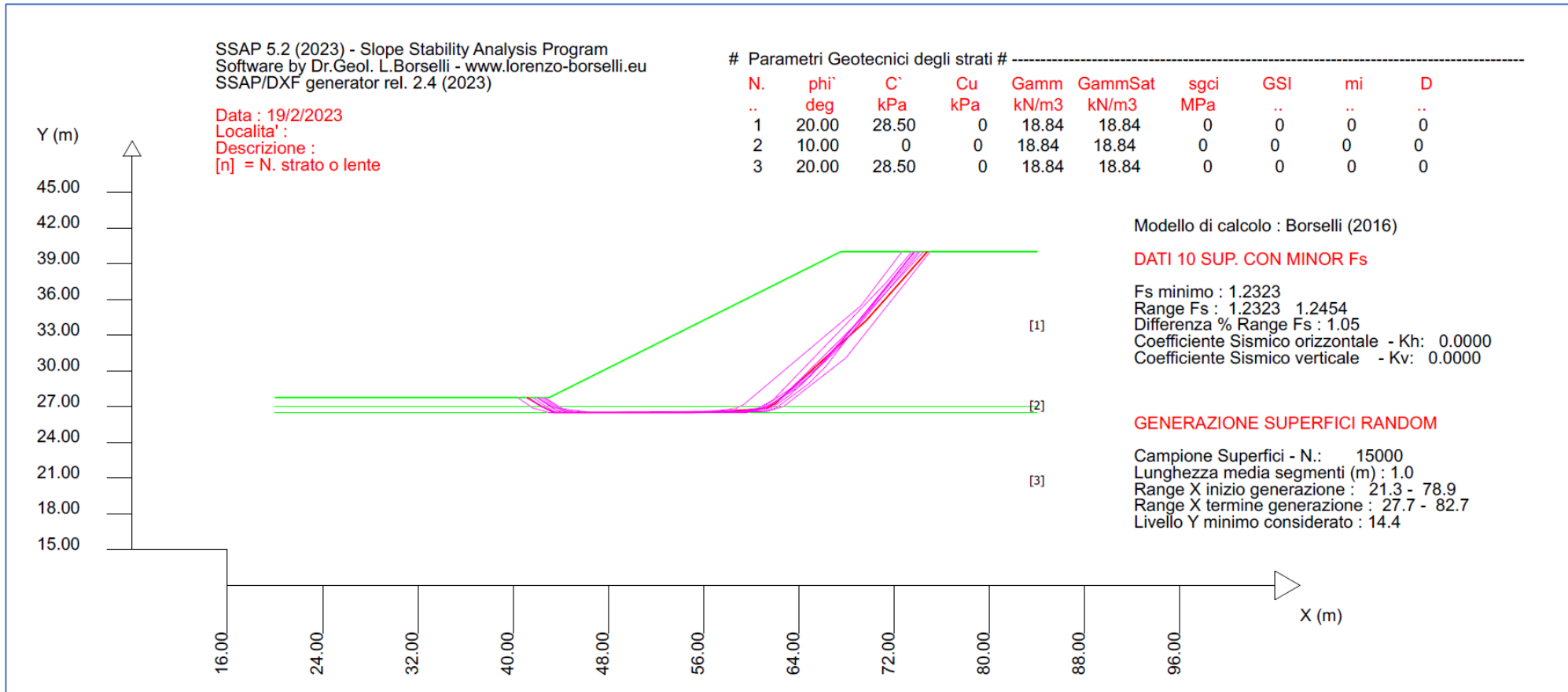


Fig. I.6: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks, metodo di calcolo Borselli (2016)

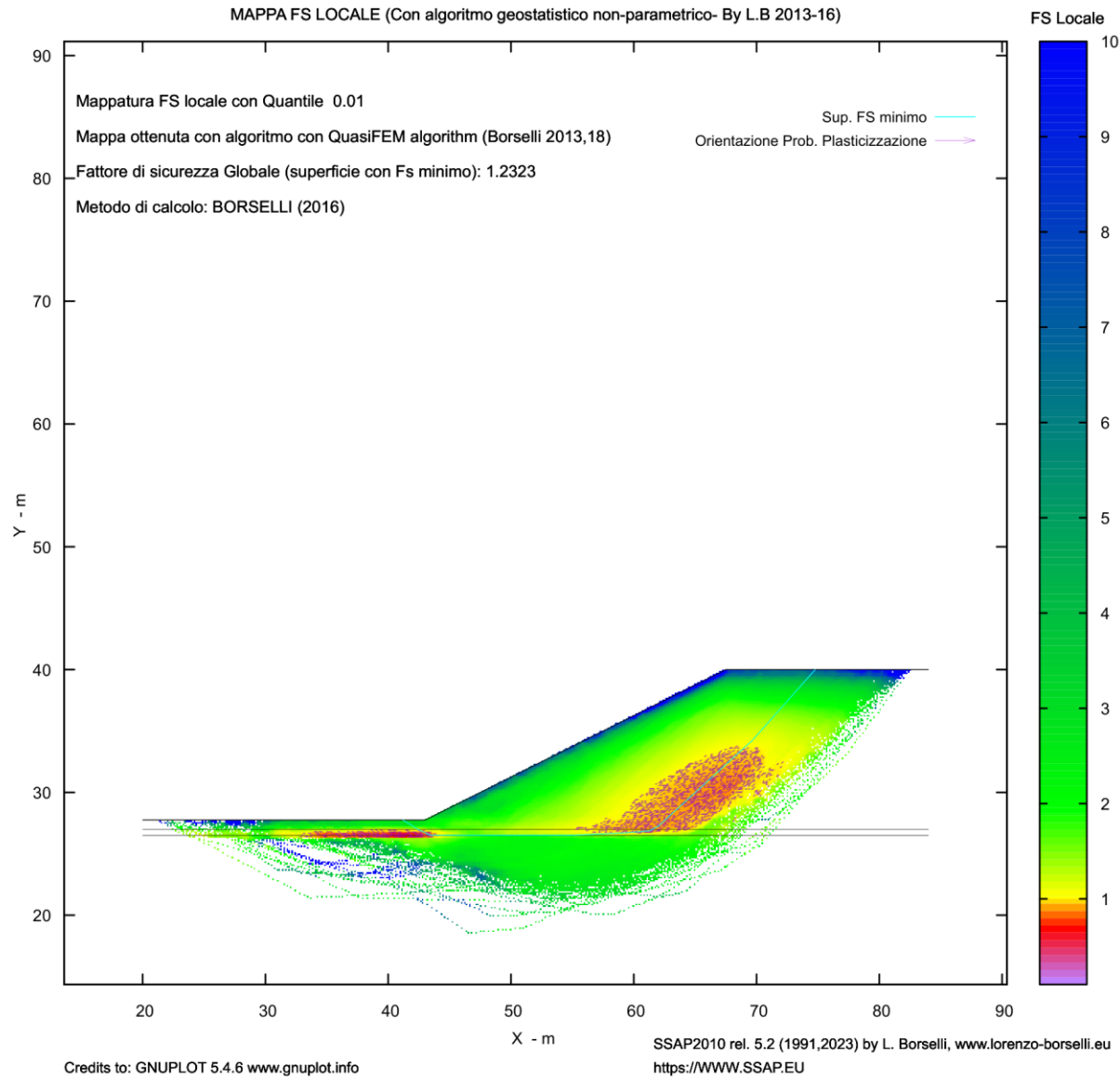


Fig. I.7: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks e metodo di calcolo Borselli (2016): mappa del FS locale



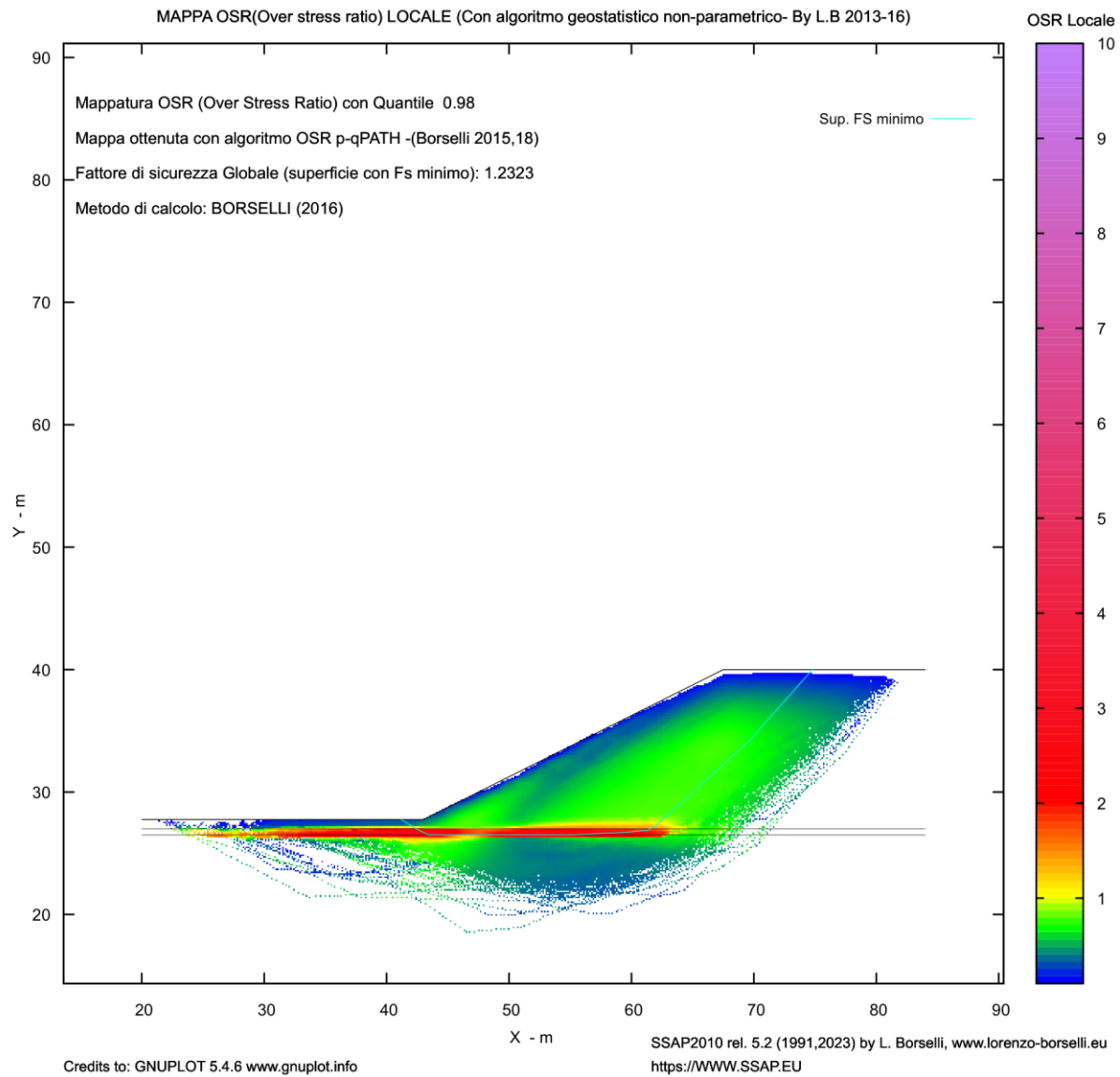


Fig. I.8: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks e metodo di calcolo Borselli (2016): mappa del OSR (over stress ratio)

## I.5.- CONCLUSIONI

Il nuovo metodo di calcolo rigoroso per le verifiche di stabilità all'equilibrio limite, qui proposto, mostra una eccellente riproducibilità rispetto ai risultati degli altri metodi largamente accettati nella letteratura scientifica internazionale. Il promettente risultato suggerisce che ulteriori studi siano sviluppati aumentando i test comparativi su altri pendii *Benchmark* già noti e utilizzati nella letteratura internazionale. Il nuovo metodo proposto può essere considerato come una evoluzione e generalizzazione dei metodi Morgenstern-Price (1965) e Chen-Morgenstern (1983).

## I.6-BIBLIOGRAFIA

- Borselli L. (2016). "SSAP 4.7.2 - SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM". MANUALE DI RIFERIMENTO. DEL CODICE SSAP Versione 4.7.2 . DOI: <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.1.3851.1766>
- Chen, Z. Y., & Morgenstern, N. R. (1983). *Extensions to the generalized method of slices for stability analysis. Canadian Geotechnical Journal*, 20(1), 104-119.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.
- Farias, M. M., & Naylor, D. J. (1998). *Safety analysis using finite elements. Computers and Geotechnics*, 22(2), 165-181.
- Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). *The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique*, 15(1), 79-93.
- Sarma S.K. (1979). *Stability analysis of embankments and slopes. Journal of Geotech. Eng. Vol. 105(2):1511-1524.*
- Sarma, S. K. (1973). *Stability analysis of embankments and slopes. Geotechnique*, 23(3), 423-433.
- Spencer, E. (1967). *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. Géotechnique*, 17(1): 11–26.
- Spencer, E. (1973). *Thrust line criterion in embankment stability analysis. Geotechnique*, 23(1).

## APPENDICE L- ESEMPI DEGLI ERRORI PIÙ COMUNI (E DELLE LORO POSSIBILI CORREZIONI) AL MOMENTO DI CREARE MODELLI DI PENDIO PER OPERARE CON IL SOFTWARE SSAP2010

### L.1 INTRODUZIONE

La creazione di un modello completo del pendio è la prima fase di lavoro di una verifica di stabilità e anche la più importante. In questa si deve sempre porre la massima attenzione nel rispettare le convenzioni generale indicate nel capitolo 3 di questo manuale per quanto riguarda la geometria dei corpi di strato, le superfici di strato, le superfici freatiche e piezometriche , la geometria delle strutture di sostegno. In questa appendice vengono riportati gli errori più frequenti che gli utenti commettono nella costruzione dei modelli del pendio, ma anche le soluzioni a tali errori. Si ritiene che questa appendice sia estremamente importante per gli utenti dato che evidenzia gli errori più frequenti in un modo grafico senza eccessivi formalismi teorici.

### L.2 LE SUPERFICI DI STRATO E LE SUPERFICI FREATICHE/PIEZOMETRICHE

Di seguito una serie di schede con la presentazione dell'errore tipico e della sua soluzione.

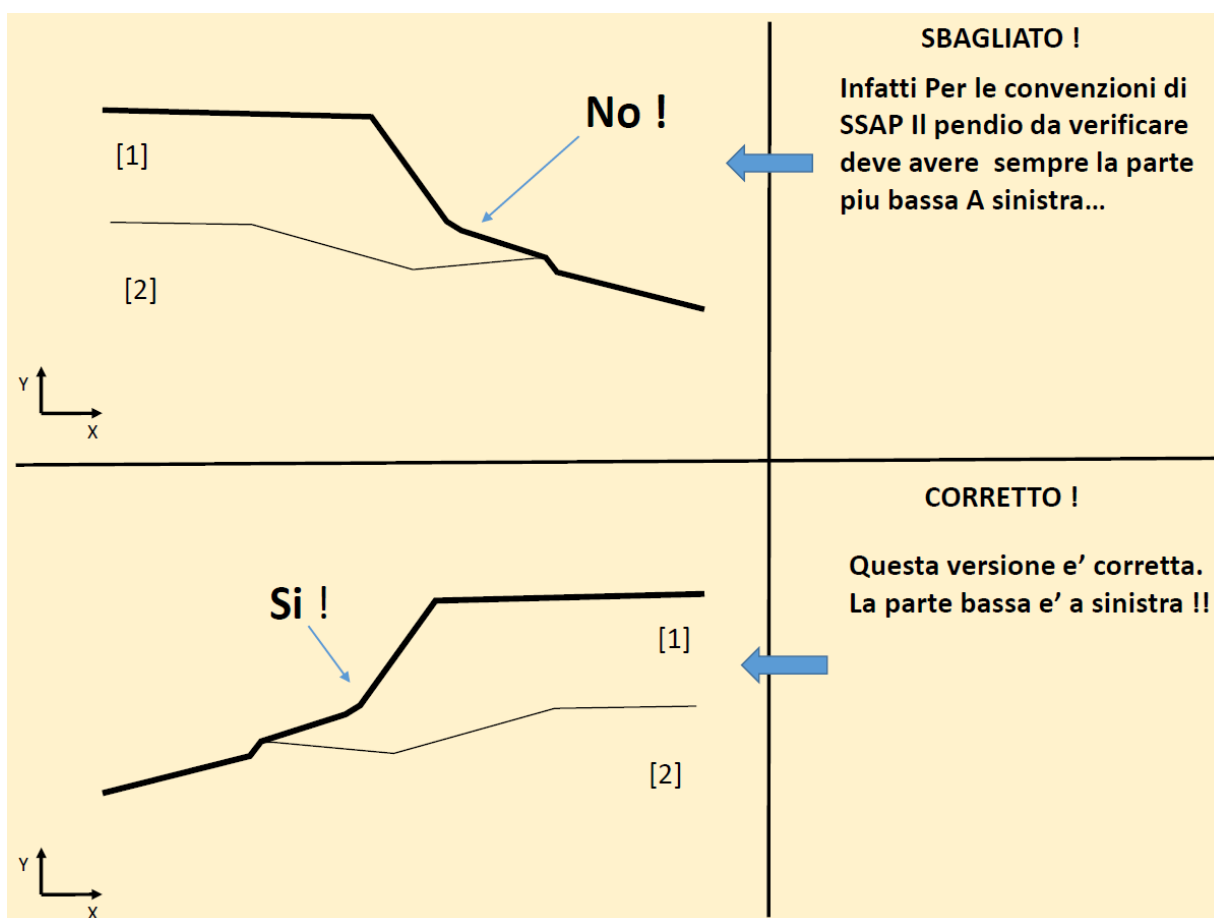


Fig. L.1

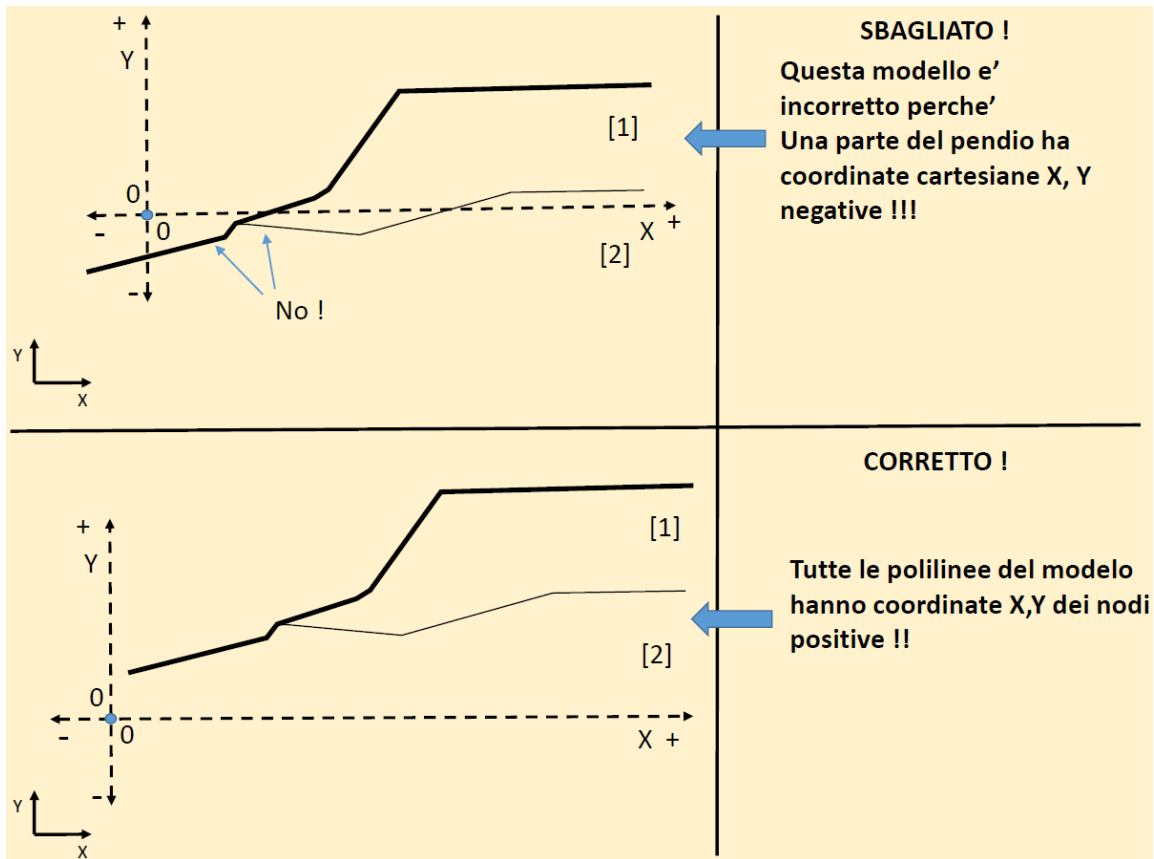


Fig. L.2

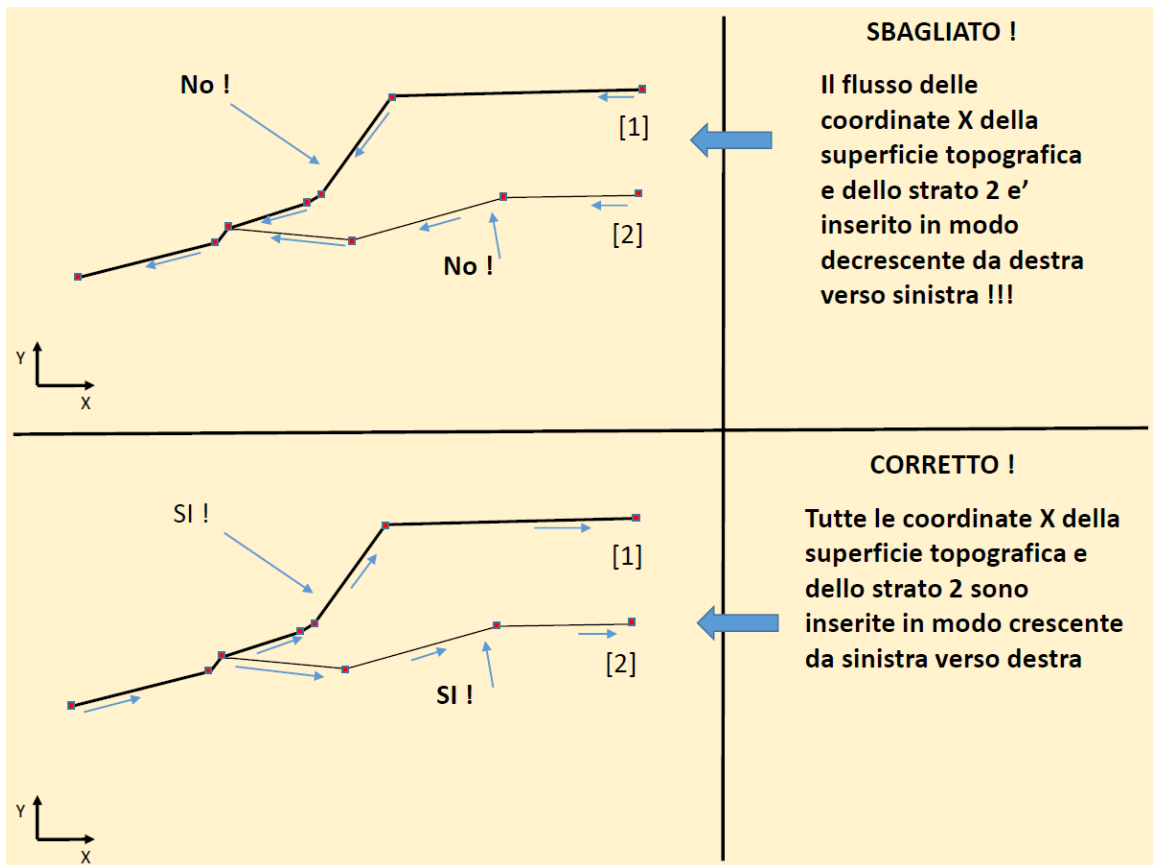


Fig. L.3

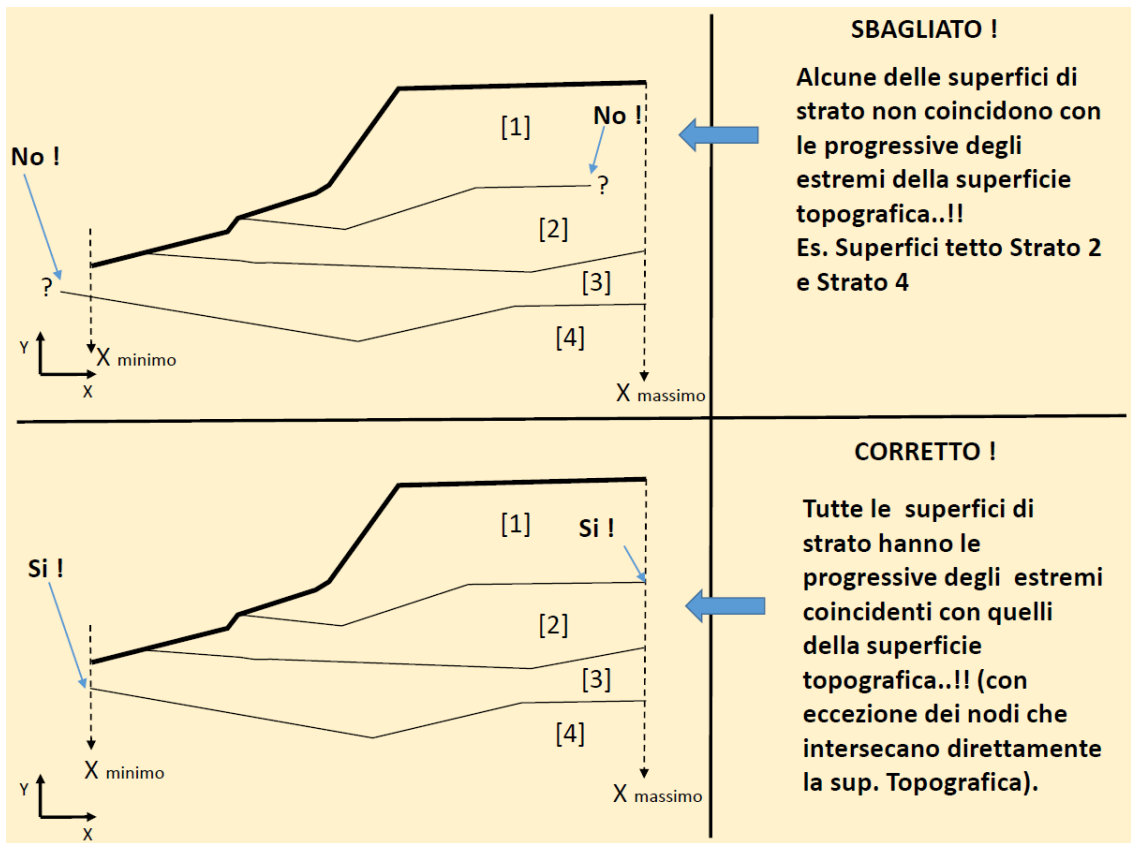


Fig. L. 4

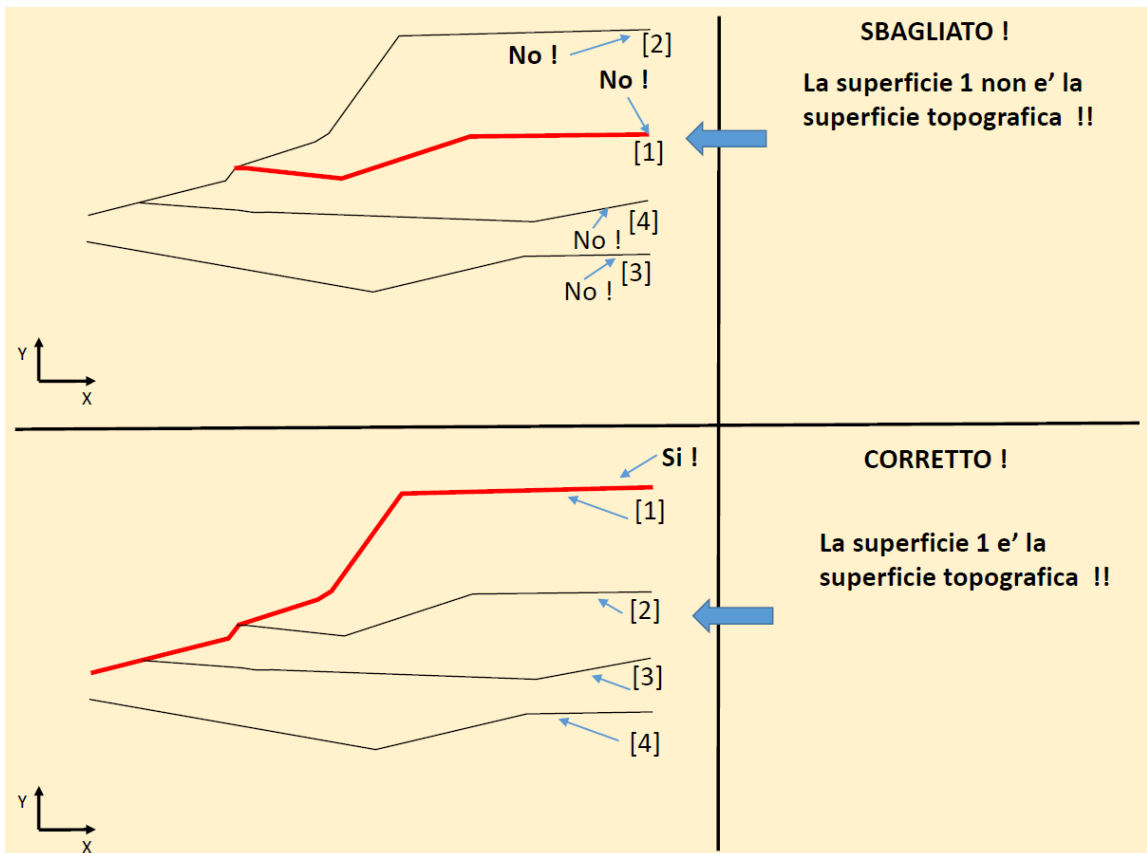


Fig. L. 5

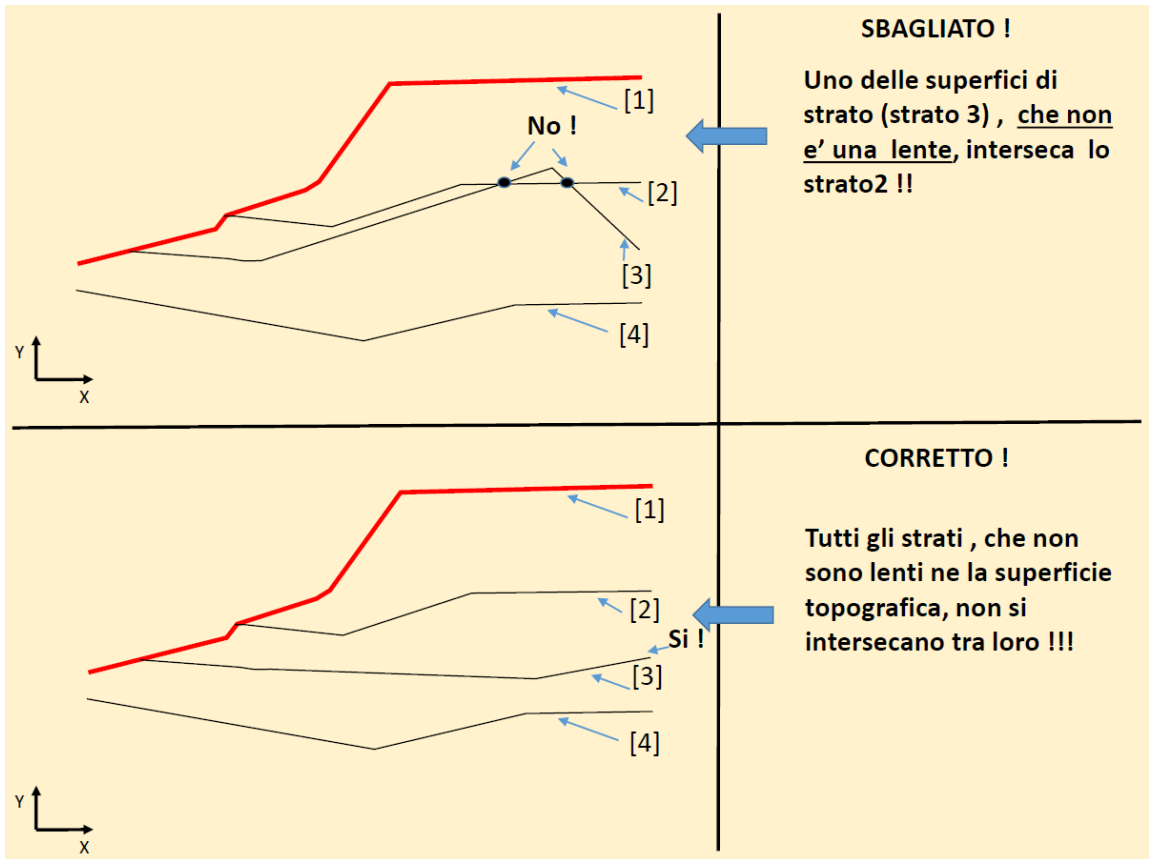


Fig. L. 6

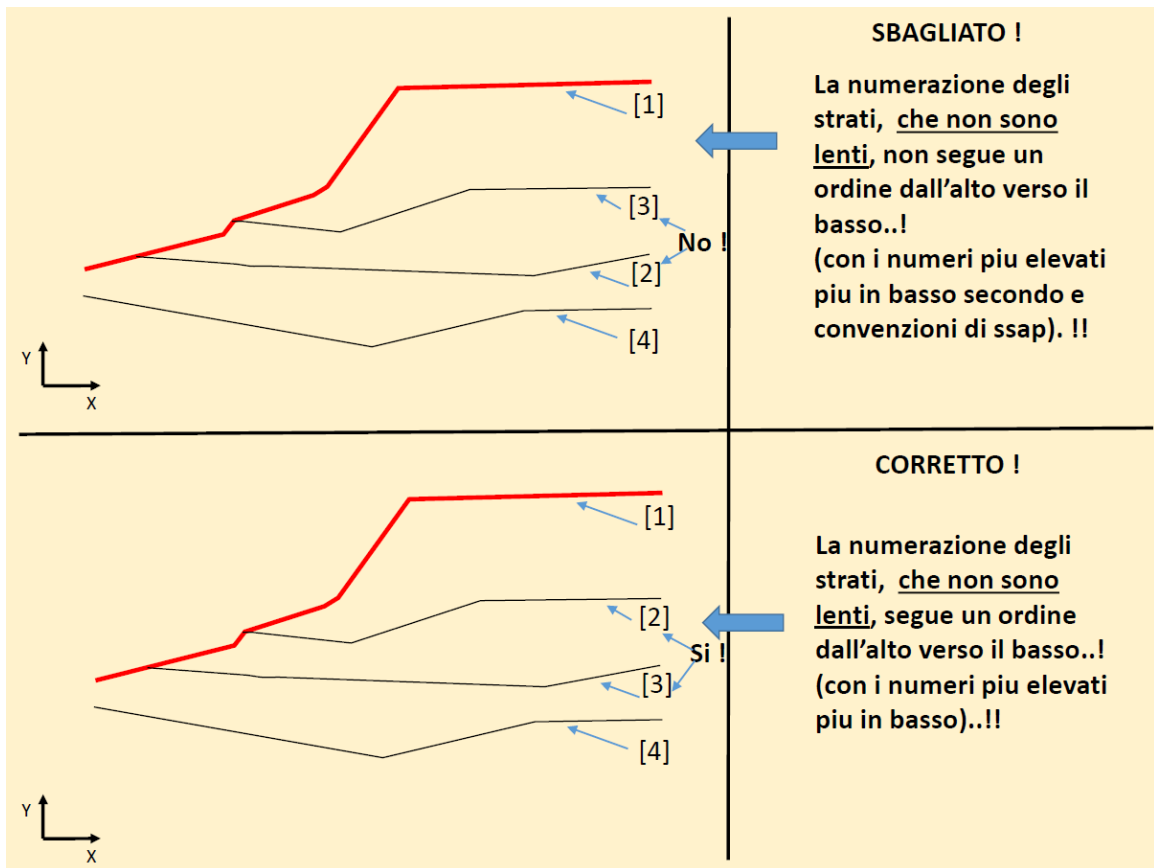


Fig. L. 7

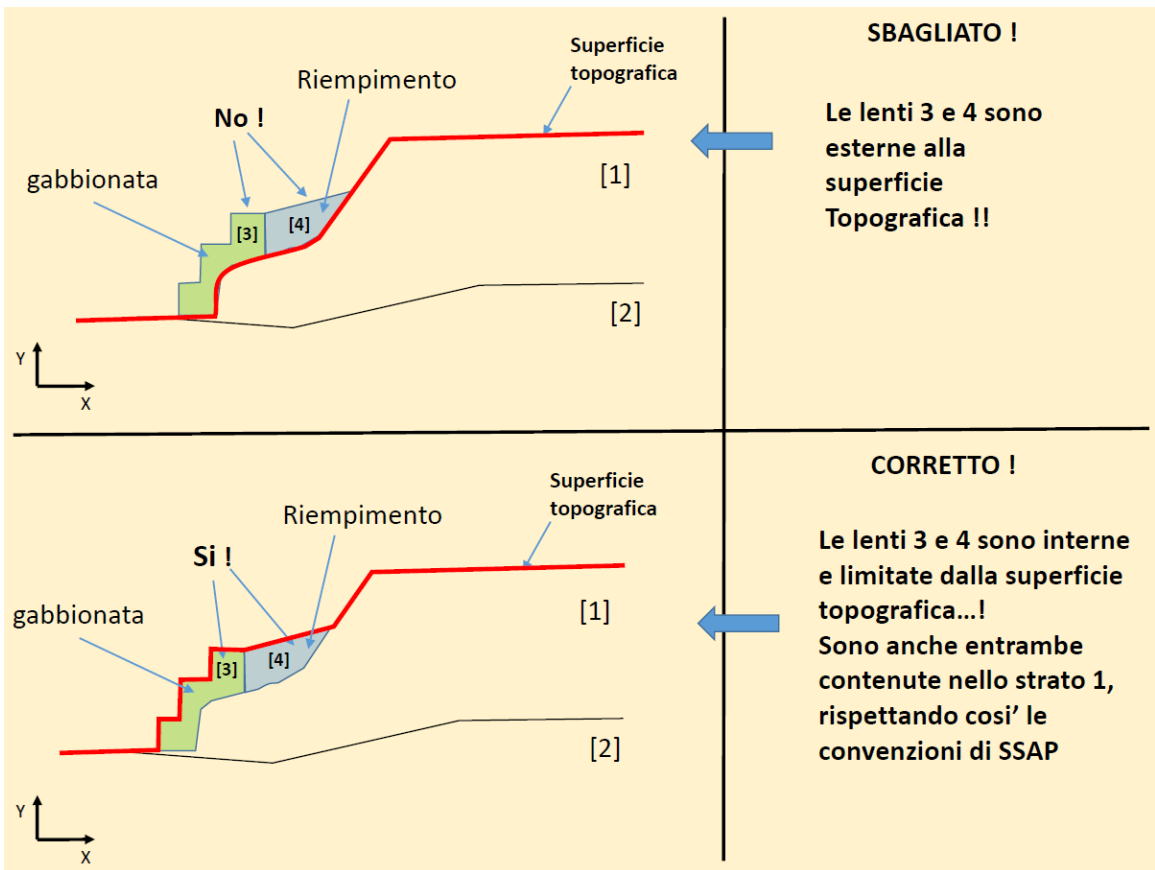


Fig. L. 8

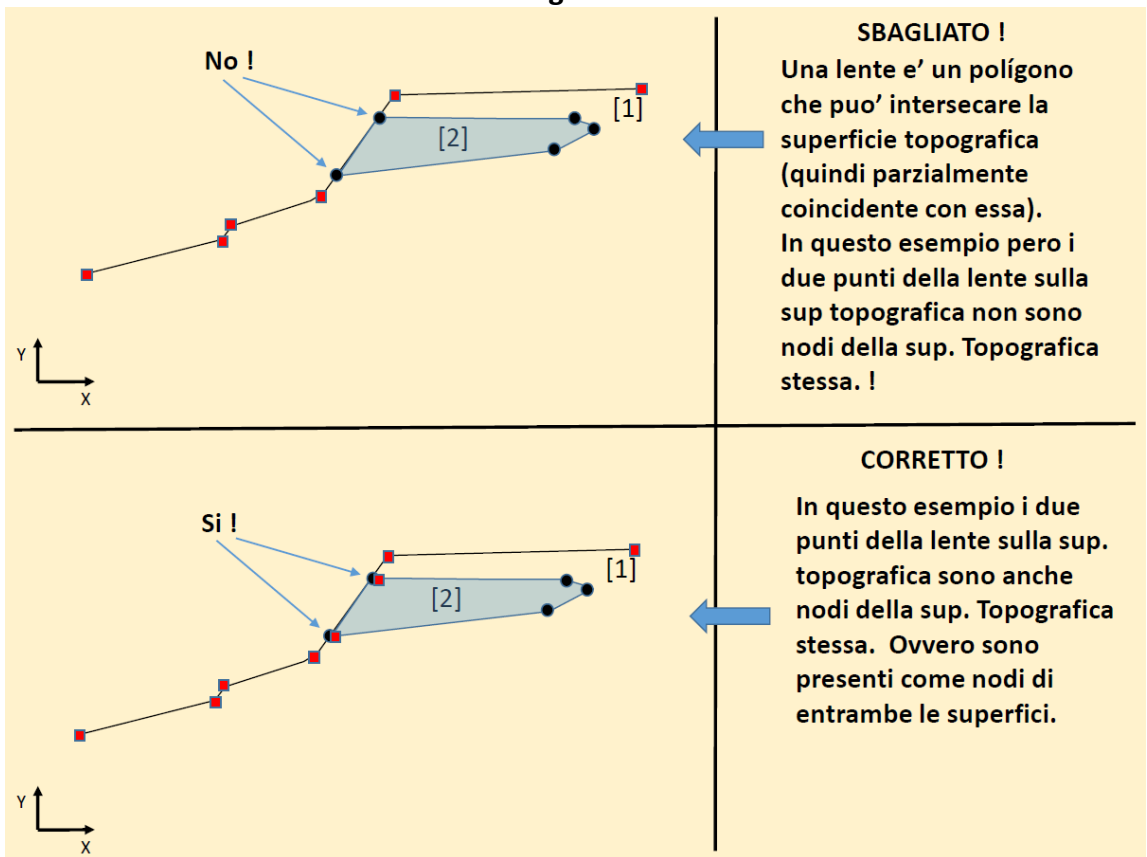


Fig. L. 9



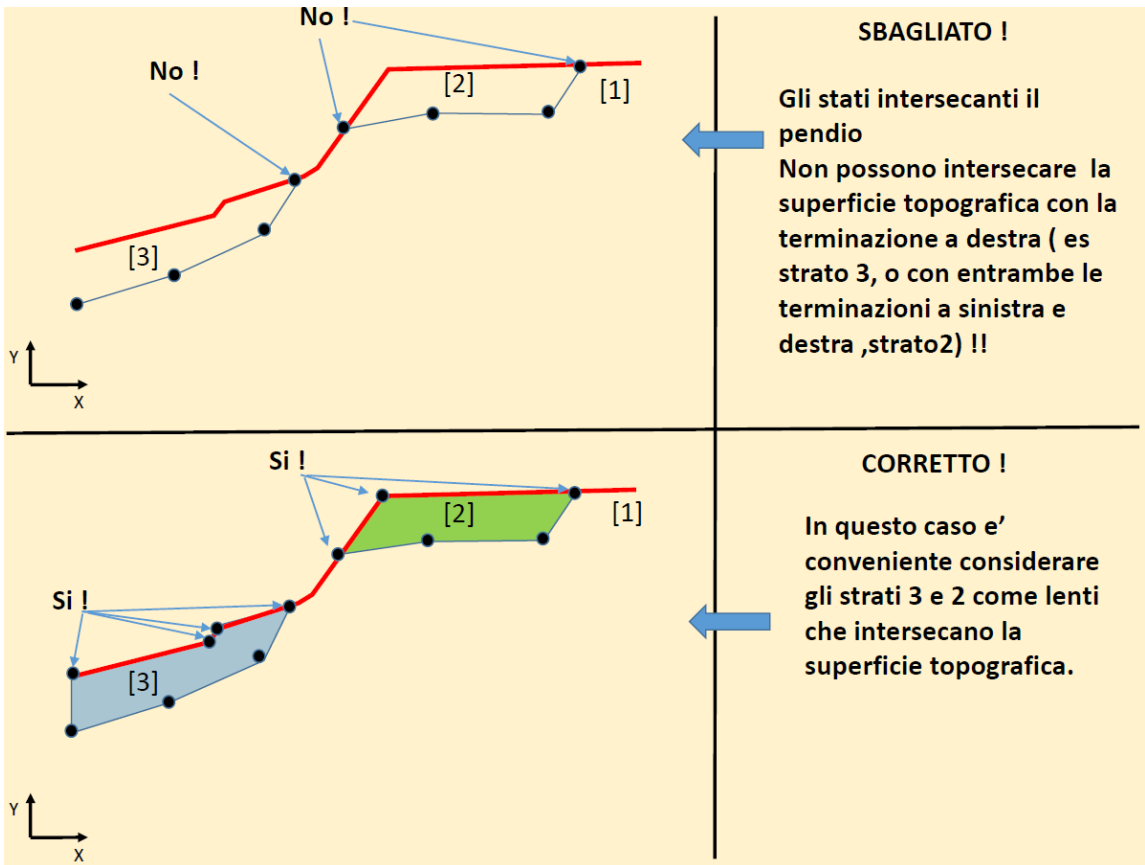


Fig. L.10

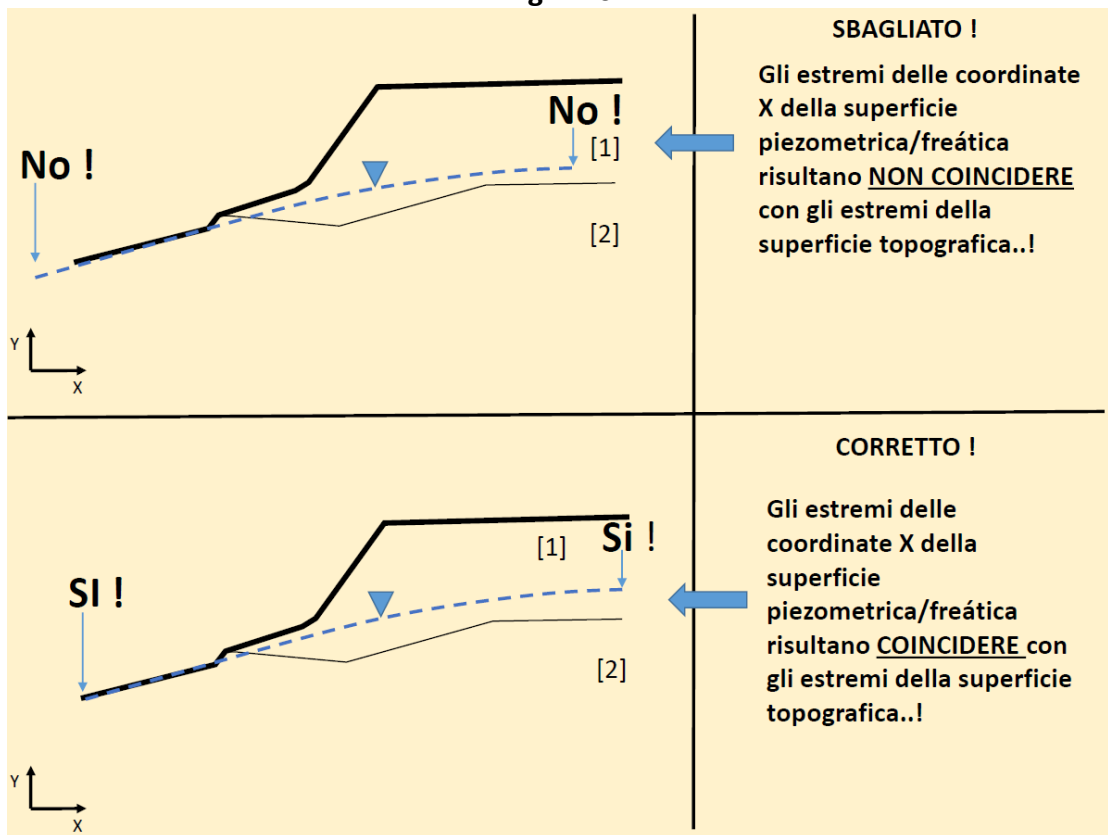


Fig. L.11

**L.3 INSERIMENTO DI STRUTTURE DI SOSTEGNO E SOVRACCARICHI**

Di seguito una serie di schede con la presentazione dell'errore tipico e della sua soluzione.

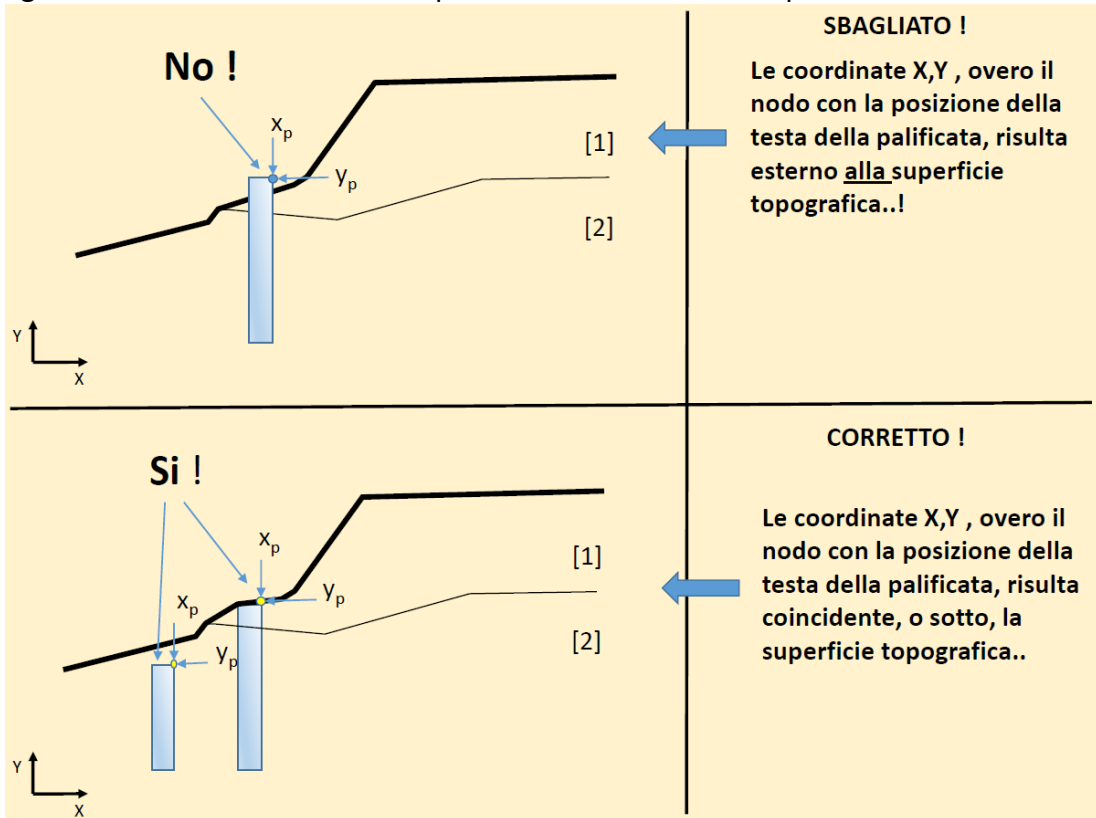


Fig. L.12

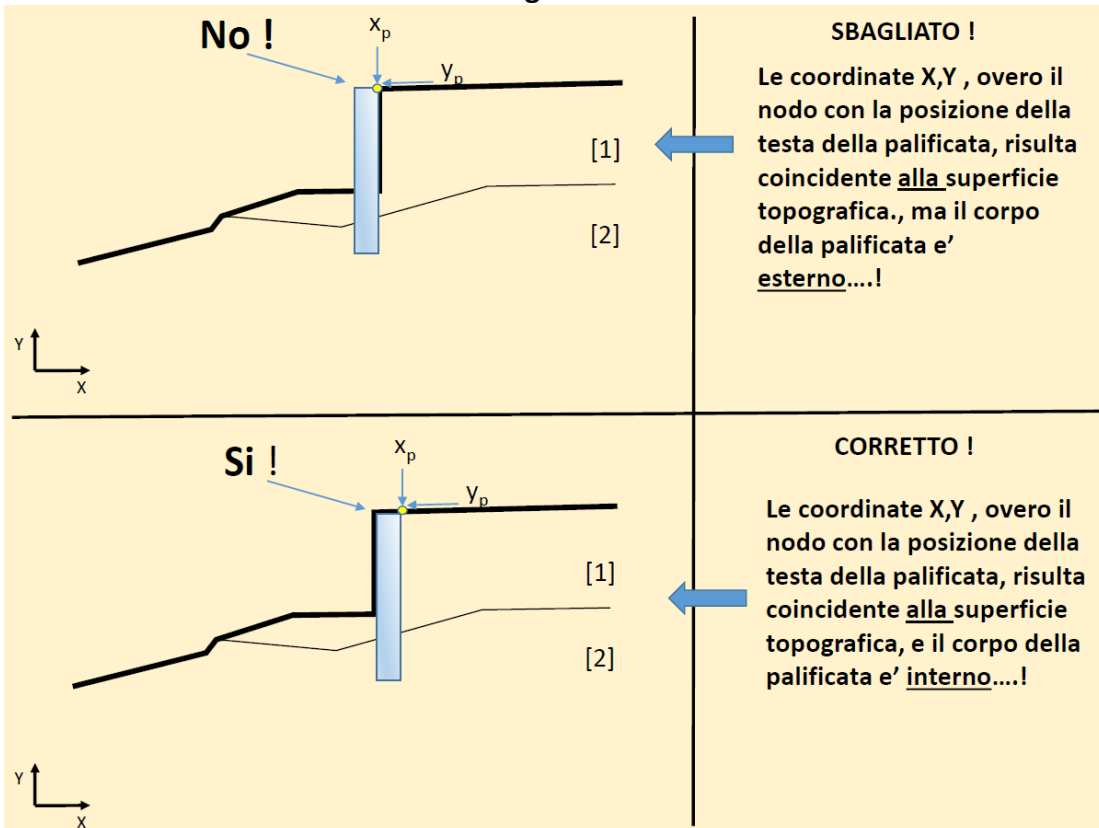


Fig. L.13

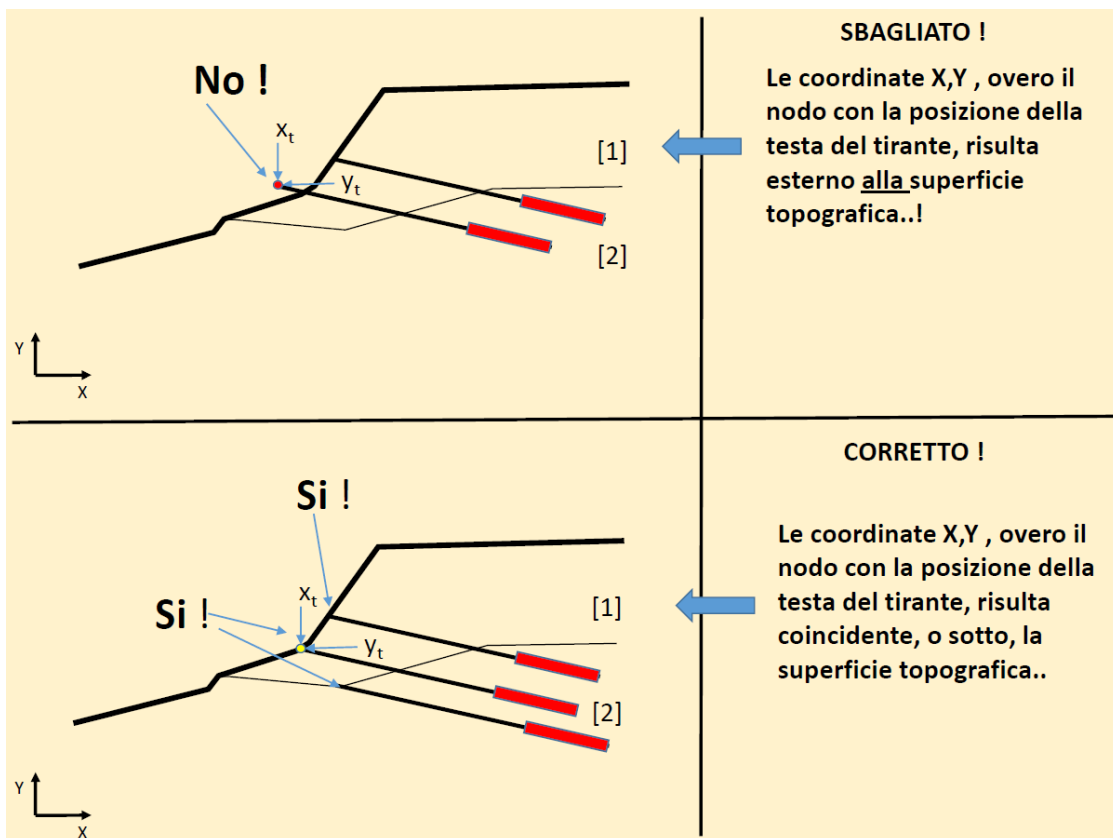


Fig. L.14

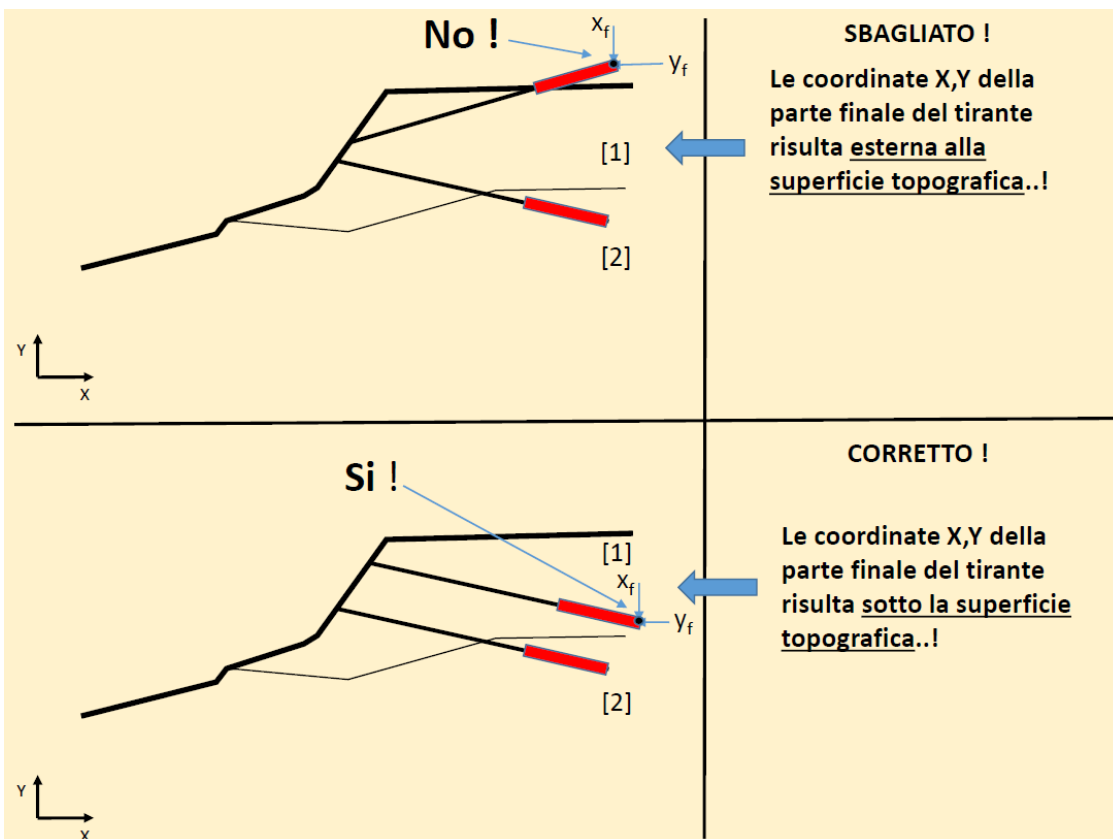


Fig. L.15

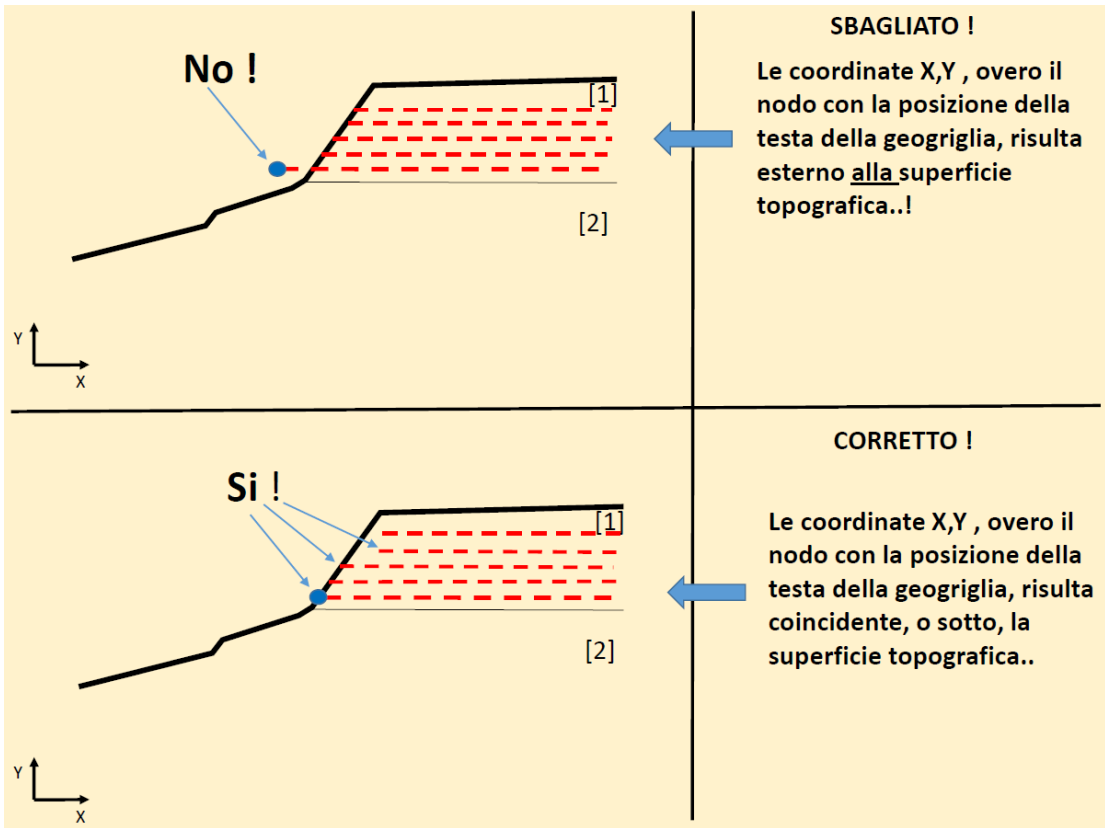


Fig. L.16

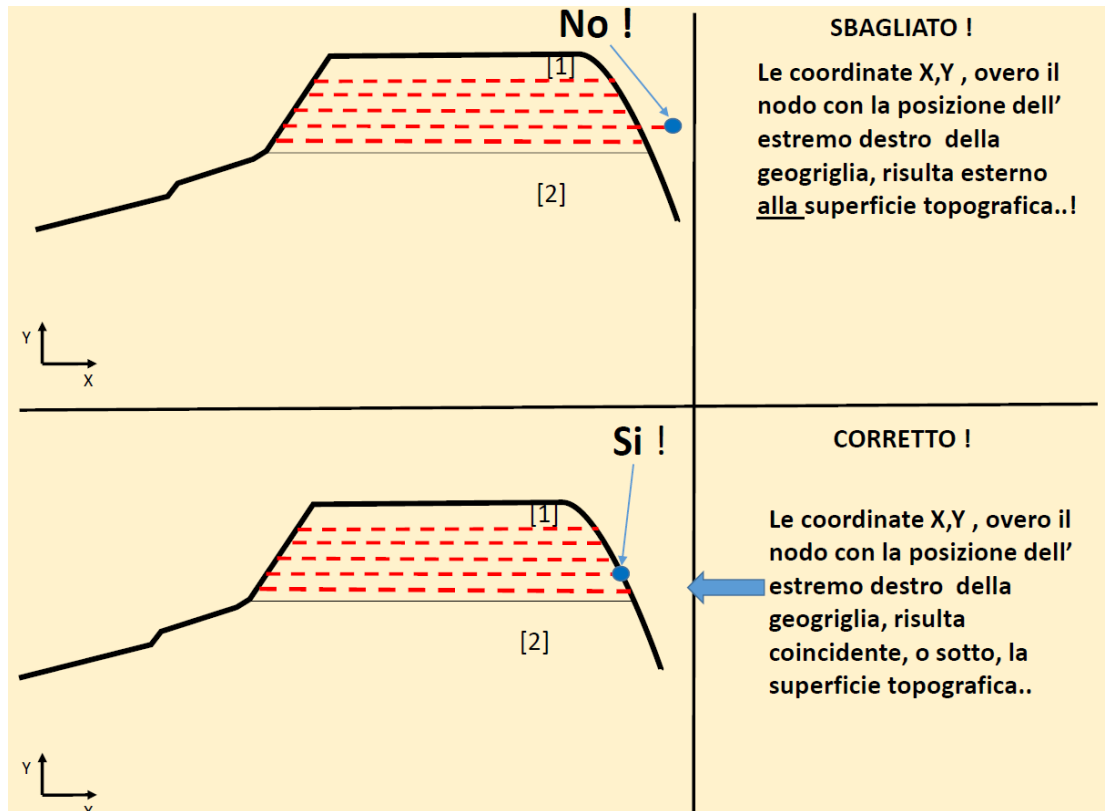


Fig. L.17

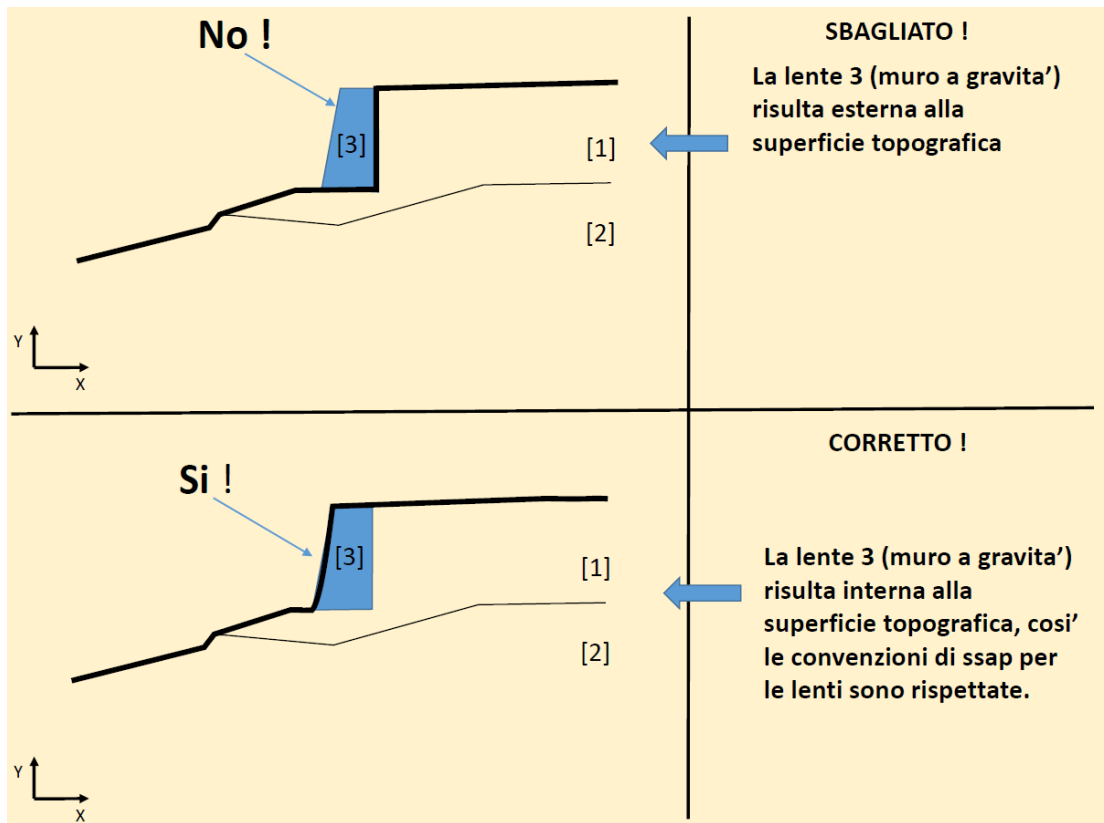


Fig. L.18

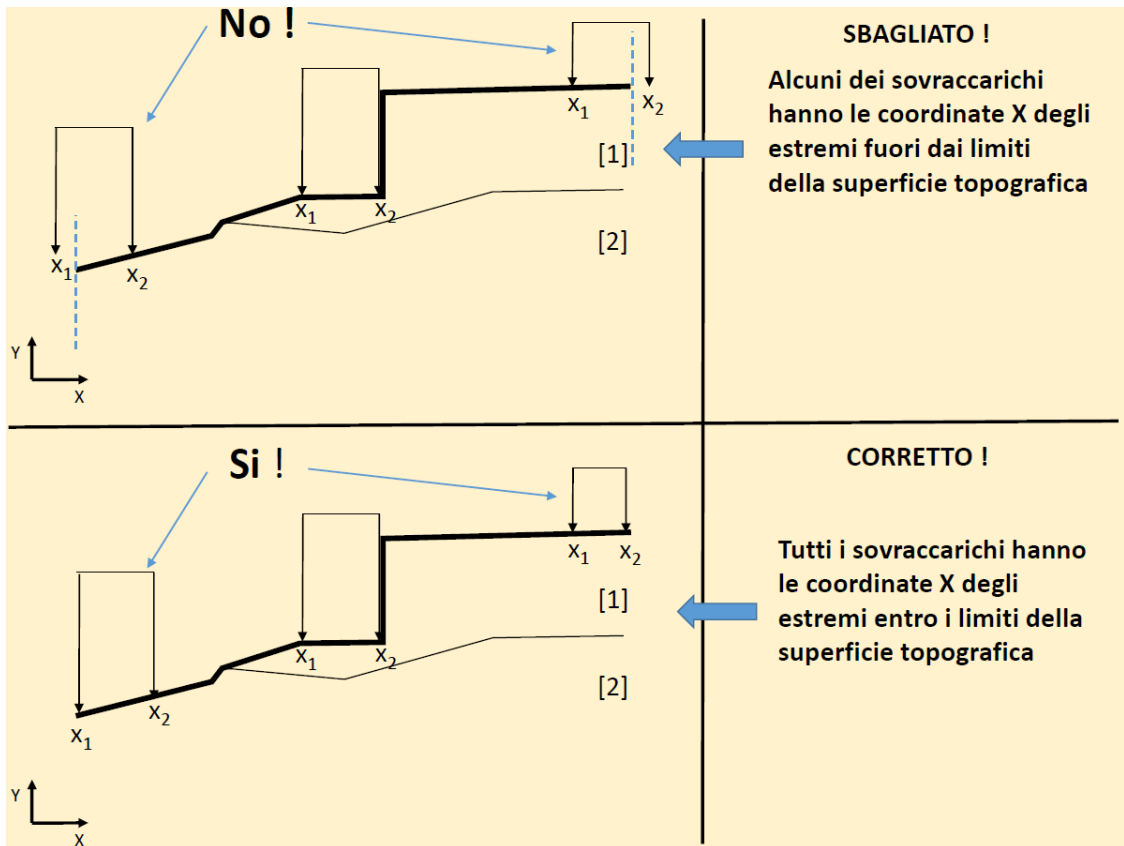


Fig. L.19

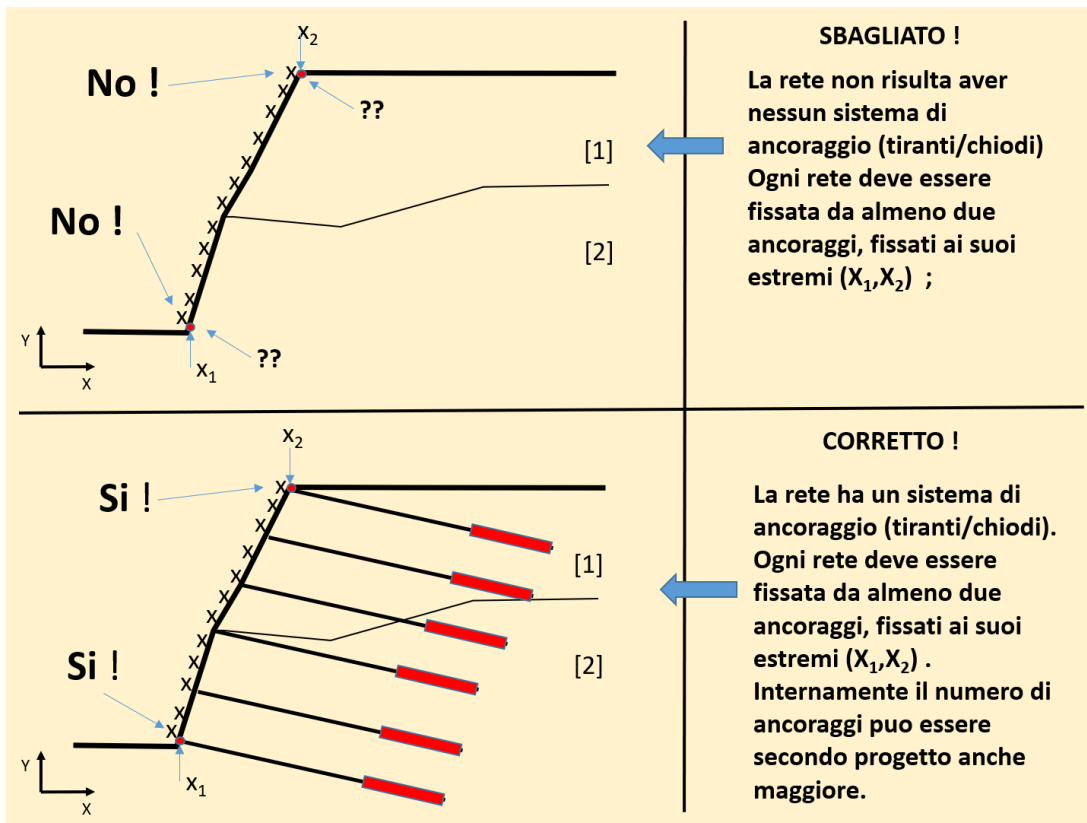


Fig. L.20

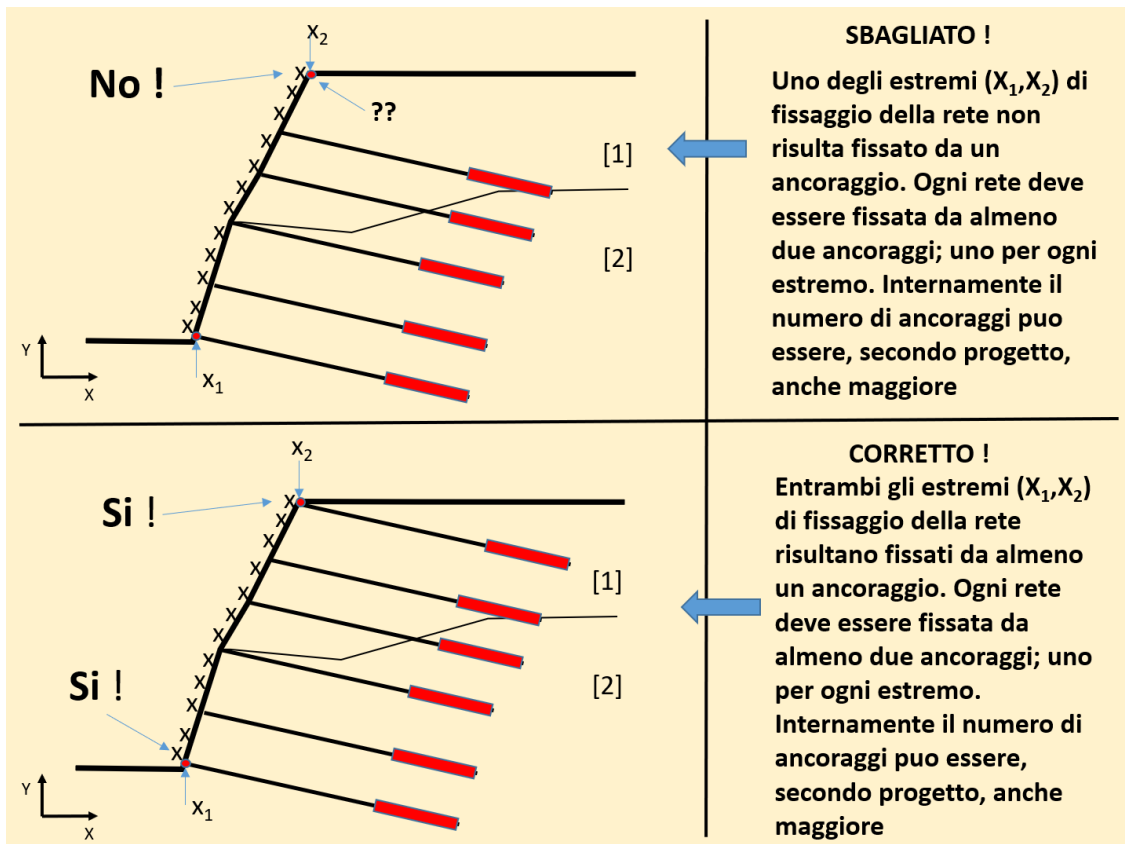


Fig. L.21

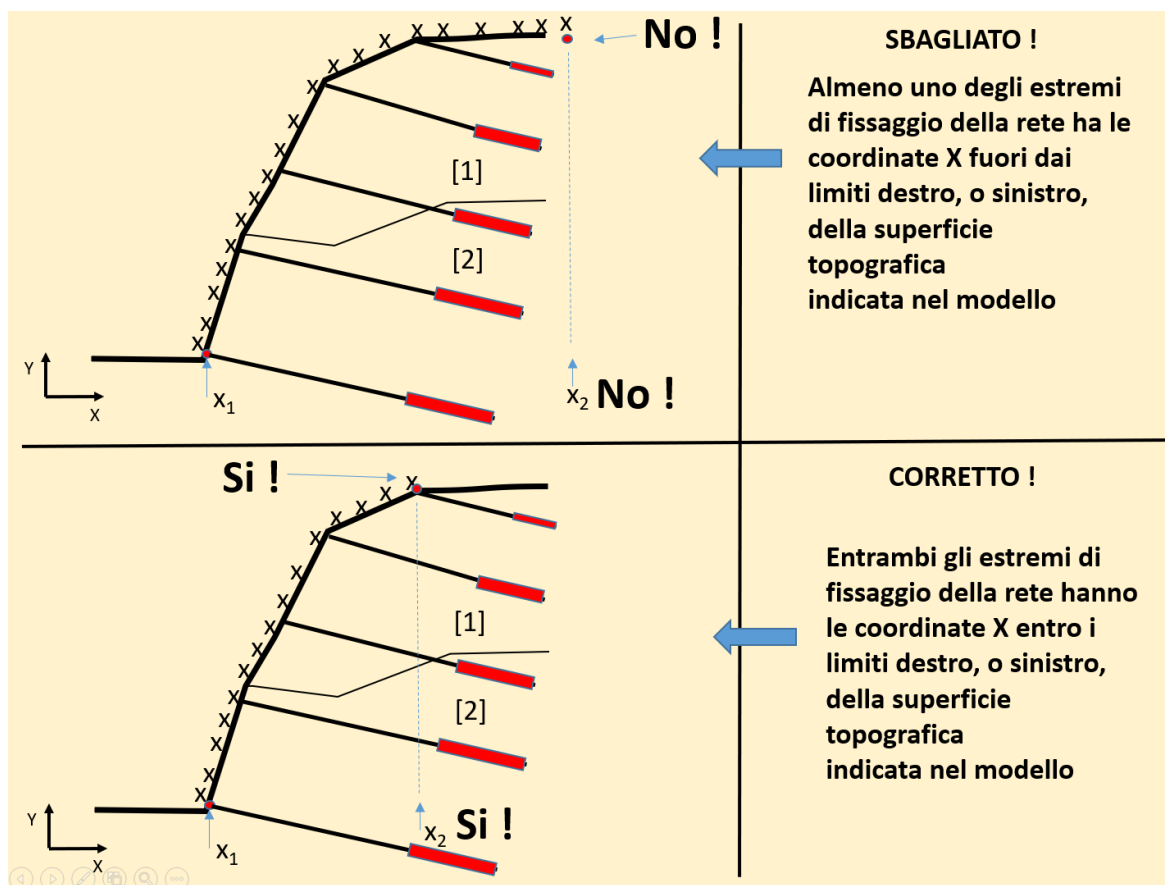


Fig. L.22

#### L.4 LA PROCEDURA DI PREPROCESSING PER RILEVARE GLI ERRORI NEL MODELLO

Una Procedura di *preprocessing* (o scansione) del modello del pendio caricato viene effettuata prima di procedere con la verifica di stabilità. La prima parte di questa procedura veniva effettuata (parzialmente) anche nelle versioni precedenti. Ora la procedura è molto più completa e si realizza in due fasi (figura L.23):

**FASE 1:** vengono verificati alcuni degli errori più gravi che possono generare un blocco del programma. In questo caso se il risultato dei test non è positivo non si può procedere alla verifica, ma in ogni caso vengono date indicazioni precise per correggere gli errori riscontrati. (fig. L.24)

**FASE 2:** vengono verificati, con una analisi più approfondita, altri tipi di errori gravi che possono generare anomalie di calcolo. Anche in questo caso se i test non vengono eseguiti con successo non si può procedere alla verifica e in ogni caso vengono date indicazioni precise per correggere gli errori riscontrati. (fig. L.24)

Se tutti i test vengono eseguiti con successo si procede normalmente con la verifica di stabilità (fig. L.25).



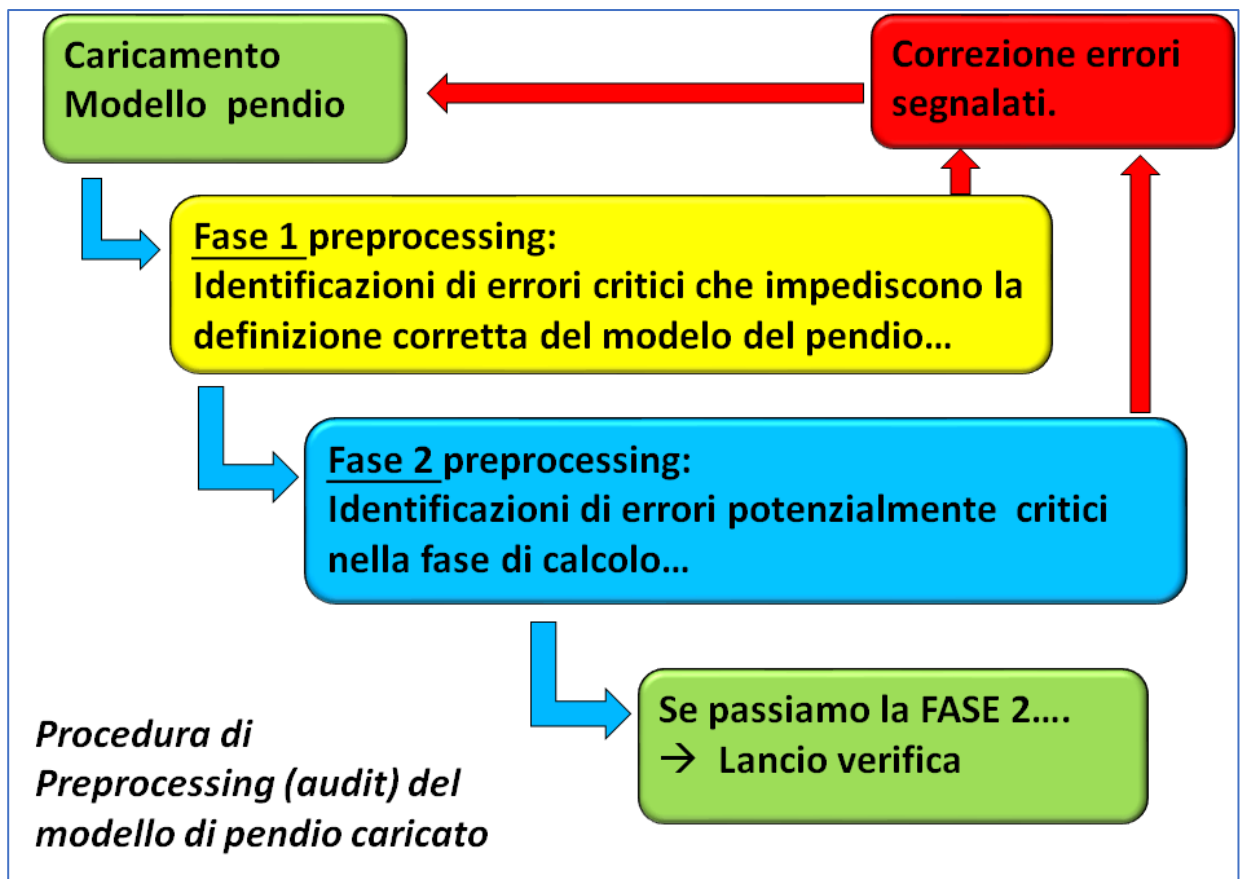


Fig. L.23

La analisi di secondo livello (FASE 2) può essere disattivata prima di caricare il modello del pendio da verificare. Se la analisi di secondo livello viene disattivata alcuni errori potenzialmente gravi potrebbero esistere ancora nel modello. Per questa ragione si consiglia di non disattivare la analisi di secondo livello se non in casi eccezionali. Il log degli errori può essere salvato in un file di Testo.

Si ricorda che alcuni modelli di pendio, generati diversi anni fa, potevano essere caricati senza una pre-analisi dettagliata, come invece viene fatta adesso. In generale se vecchi modelli di pendio venivano caricati senza problemi e successivamente le verifiche di stabilità venivano eseguite senza anomalie è molto probabile che analoghe verifiche eseguite ancora oggi, In ogni caso è necessario sottolineare che il numero di test effettuati con questa versione è triplicato rispetto alle versioni anteriori alla versione 4.8.8.

Le procedure di *Preprocessing*, qui descritte, sottolineano la importanza del percorso evolutivo di un software. Questo necessario per venire sempre di più incontro alle necessità imposte dallo sviluppo scientifico e tecnico e dalla necessitata' di implementare procedure di verifica sempre più affidabili.

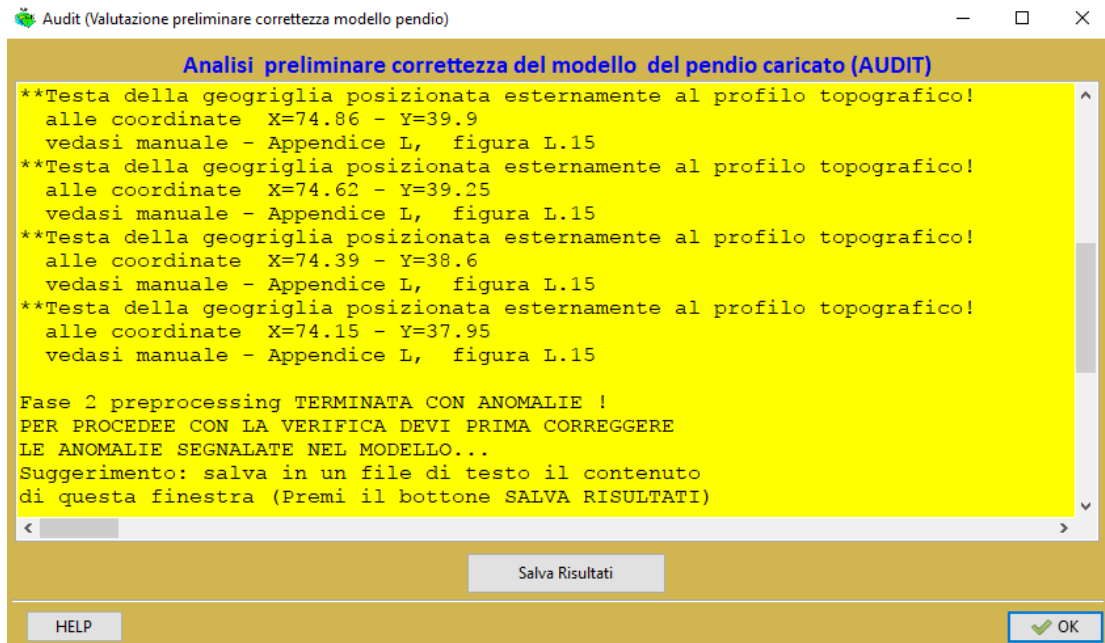


Fig. L.24

La nuova procedura di *preprocessing* risulta di notevole aiuto nella stesura del modello del pendio e permette di evitare molti errori e anche di risparmiare tempo.

Ricordiamo che La procedura di *preprocessing* è attiva anche nel caso di costruzione o caricamento di un modello del pendio con il programma MAKEFILES.EXE

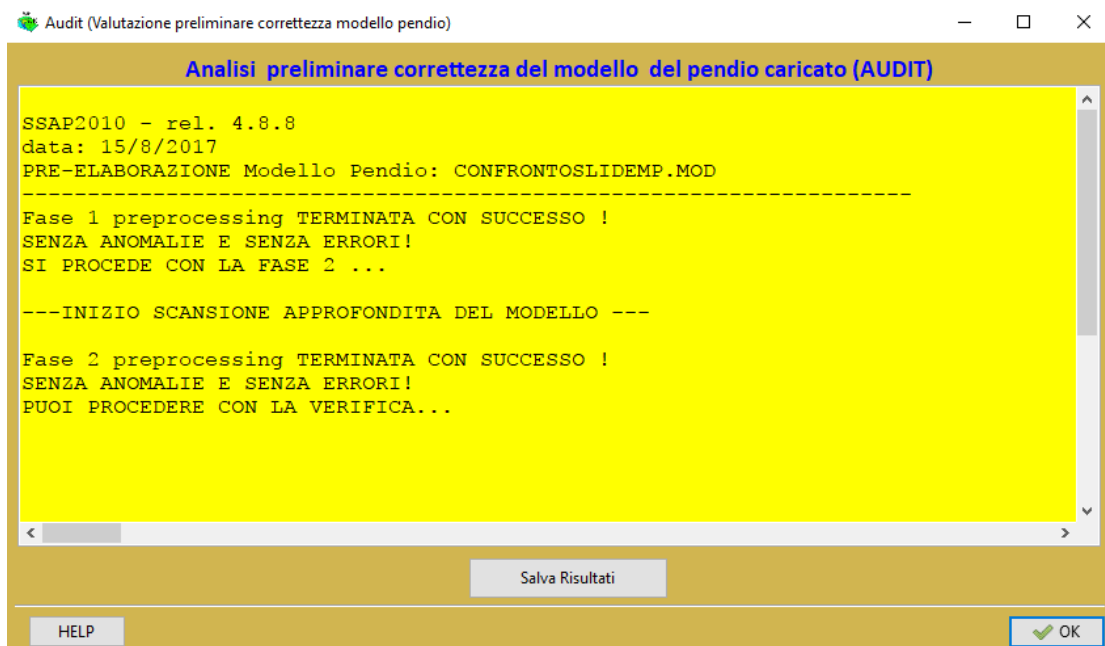


Fig. L.25

## APPENDICE M – LINEE GUIDA PER SCELTA DEL CRITERIO DI ROTTURA PER I TERRENI: CONDIZIONI NON DRENATE (Breve Termine) E CONDIZIONI DRENATE (Lungo Termine).

(versione 1.6 - Marzo 2023)

By LORENZO BORSELLI\*, \*\*

\* Docente di Geotecnica e Engineering Geology  
Facoltà Di Ingegneria, Universidad Autonoma de San Luis Potosí.  
San Luis Potosí., Mexico

\*\* Ricercatore Associato C.N.R – IRPI, Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica, ITALIA

<https://www.lorenzo-borselli.eu>

lborselli@gmail.com, lorenzo.borselli@uaslp.mx

### M.1 - Introduzione

Uno dei maggiori e costanti problemi nella definizione di un modello geotecnico di un pendio è la scelta del tipo di criterio di rottura da associare a ognuno degli stati o unità geotecniche presenti.

Infatti come è noto dalla letteratura geotecnica non esiste un solo criterio di rottura da associare a un determinato geomateriale. Anche se ci limitiamo per i terreni ai soli modelli derivati dal criterio Mohr–Coulomb classico esistono due modelli di base: il criterio lineare per **condizioni Drenate** (*a lungo termine*) e il criterio lineare per **condizioni non Drenate** (*a breve termine*).

La scelta dell'uno o dell'altro dei criteri di rottura porta ovviamente a alcune conseguenze, come: un tipo di parametrizzazione diversa; all'uso di un modello per la stima della resistenza al taglio locale diverso, e spesso a risultati drasticamente differenti nella stima del valore di FS durante una verifica di stabilità dei pendii con i metodi all'equilibrio limite. Per questi motivi una accurata scelta del criterio di rottura da utilizzare risulta fondamentale prima di operare una qualunque verifica di stabilità.

Secondo Duncan et al. (2014) una verifica di stabilità di un pendio può essere utile solamente se il problema è correttamente formulato. Per fare questo secondo gli autori è necessario: 1) la conoscenza dei principi maestri della meccanica del suolo; 2) la conoscenza della geologia e delle condizioni del sito; 3) la conoscenza delle proprietà meccaniche del suolo nel sito (Duncan et al. ,2014). Solo la conoscenza dei tre punti precedenti porta ad affrontare il problema correttamente e in particolare, per mezzo di metodologie opportune alla scelta del criterio di rottura che è più conveniente utilizzare.

Questa appendice è stata redatta per venire incontro agli utenti di SSAP che spesso domandano quale sia il criterio di rottura corretto da utilizzare nei vari scenari di una verifica di stabilità. Senz'altro questi dubbi esistono perché nel mondo accademico, professionale e normativo non si danno sufficienti linee guida e approfondimenti, sia teorici che pratici, per affrontare questo tema di fondamentale importanza.

### M.2 - Definizioni

I concetti di resistenza al taglio in condizioni **drenate** e **non drenate** sono di fondamentale importanza nella meccanica del suolo e dei geomateriali.

Il semplice significato **Drenato**=asciutto/non saturo e **Non Drenato**=non asciutto/saturo non rappresenta il vero significato di come questi due termini sono usati nella meccanica del suolo (Duncan et al. 2014).

In sostanza la definizione che si dà in meccanica del suolo è relativa alla facilità con la quale l'acqua si può muovere verso o dentro il suolo in risposta ad un cambio di un carico esterno (carico/scarico) e quindi generare un cambio nella pressione neutra nella massa del suolo.

La **condizione Drenata** (*drained shear strength*) è la condizione per la quale l'acqua è capace di fluire tanto rapidamente quanto è la velocità di applicazione, o di scarico, di un carico esterno. In queste

condizioni la applicazione di un carico/scarico non cambierà direttamente la pressione neutra dei pori. Naturalmente la condizione drenata può arrivare anche non immediatamente ma solo dopo un certo tempo, dopo che l'effetto dell'incremento della pressione dei pori prodotto da un carico verrà dissipata. La capacità di dissipare ogni eccesso di pressione non vuole dire che il suolo verrà necessariamente desaturato, bensì è semplicemente un effetto di dissipazione della pressione dei pori molto veloce pur mantenendo il suolo in condizioni di saturazione.

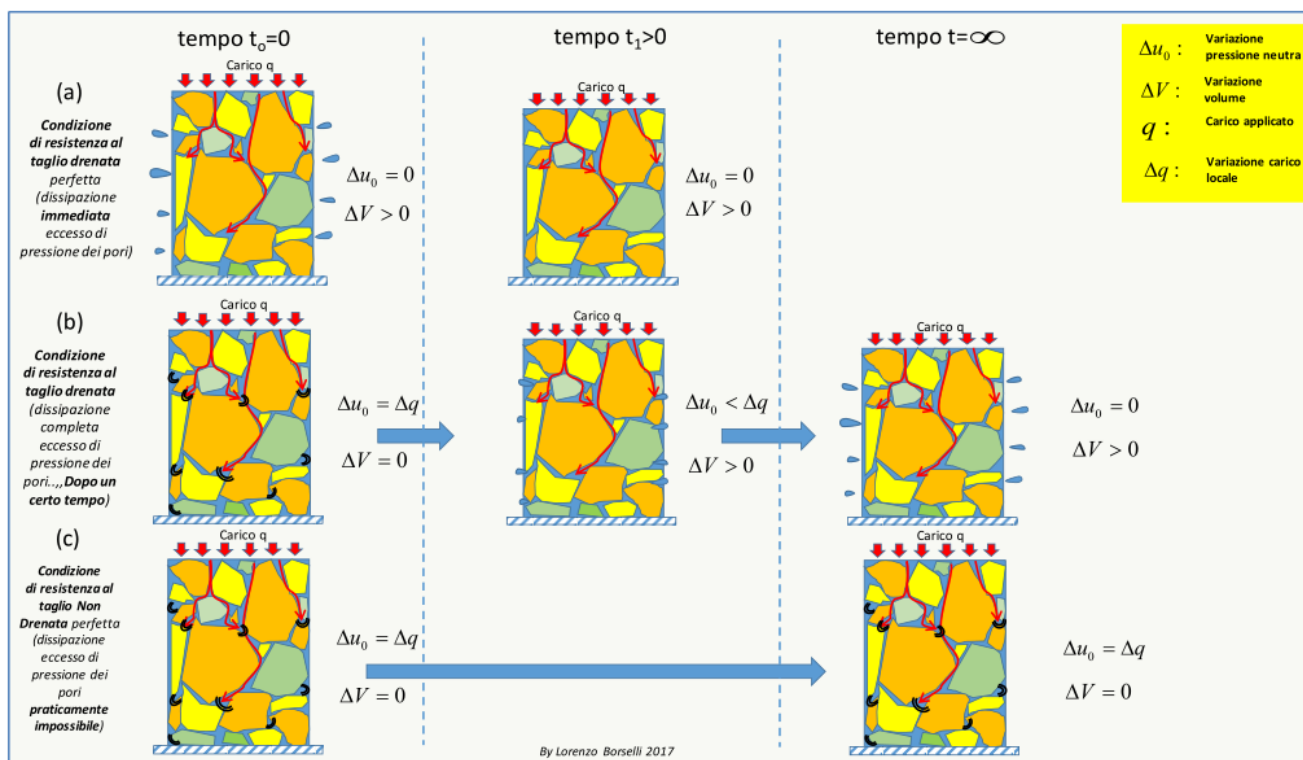


Fig. M1

La **condizione Non Drenata** (*undrained shear strength*) è la condizione per la quale l'acqua non è capace di fluire dentro o fuori la massa del terreno, al momento dall'applicazione di un carico/scarico esterno. In queste condizioni la applicazione di un carico/scarico cambierà direttamente e immediatamente la pressione neutra dei pori. Naturalmente la condizione non drenata può trasformarsi in condizione drenata dopo un certo tempo, ovvero dopo che l'effetto dell'incremento della pressione dei pori prodotto da un carico verrà dissipata. Questo dipenderà dalle caratteristiche del suolo e dalla distanza che l'acqua dovrà percorrere per riequilibrare l'eccesso di pressione con le zone circostanti.

In Figura M.1 è presentato uno schema grafico che illustra le differenti condizioni drenate e non drenate.

La condizione (a) e la condizione (c) rappresentano, rispettivamente, condizioni estreme e ideali per una **perfetta condizione Drenata** e una **perfetta condizione non Drenata**. La condizione (b) rappresenta invece la situazione reale dove le caratteristiche del suolo giocano un fattore determinate nella capacità e velocità di dissipazione progressiva della pressione dei pori posteriore all'applicazione del carico.

In questo processo quindi il fattore determinate per stabilire se una certa condizione deve essere assimilata a una condizione di resistenza al taglio Drenata o non Drenata è il **TEMPO**. Una massa di suolo ha associate varie caratteristiche che determinano **quanto tempo è necessario per passare da una**

**condizione Non drenate a una condizione Drenate (Duncan et al.,20014).** Il fattore tempo appunto è quello che determina il passaggio rappresentato dalla situazione (b) nella figura M.1.

È immediato notare che questi concetti sono associati a un altro dei pilastri della meccanica del suolo, ovvero la **teoria della consolidazione unidimensionale di Terzaghi**. La **teoria della consolidazione unidimensionale** permette di valutare il tempo necessario a realizzare il processo di consolidazione governato dalla velocità di dissipazione della pressione dei pori in eccesso prodotta da una variazione di carico. Inoltre a un processo di dissipazione delle pressioni neutre, posteriore a una variazione di carico, è associato un **processo di variazione progressivo nel tempo del volume** (consolidazione unidimensionale).

Questi concetti hanno portato a definire un **metodo unico** per assumere quale tipo di criterio di resistenza al taglio assumere nei vari casi e scenari di una verifica di stabilità dei pendii, e tutto questo in funzione delle caratteristiche del terreno, dei carichi applicati e del tempo (Duncan et al., 2014).

### ***M.3 - Criterio di selezione tra la resistenza la taglio Non drenata e Drenata secondo la teoria di Duncan et al. (1990,2014)***

La scelta tra **condizioni DRENATE, a lungo termine**, e **condizioni NON DRENATE, a breve termine**, per la valutazione della resistenza al taglio dei terreni è strettamente legata alla velocità di dissipazione di ogni eccesso di pressione dei pori indotta da una variazione di un carico applicato.

La teoria di Duncan et al. (1990, 2014) è nella letteratura geotecnica uno strumento di base per poter effettuare la scelta del criterio di rottura da utilizzare in una varietà di condizioni che includono fino a quella di uno svasso rapido (*rapid drawdown*). La teoria di Duncan permette un uso rapido e pratico nelle verifiche di stabilità dei pendii una volta che siano noti alcuni parametri dei vari strati, quali:

- 1) Il **coefficiente di consolidazione  $C_v$**  che esprime la facilità o meno del processo di consolidazione per mezzo della velocità di dissipazione dell'eccesso della pressione nutra.
- 2) la **distanza minima di drenaggio  $D$** , o percorso minimo per arrivare alla completa dissipazione dell'eccesso di pressione in dato strato
- 3) Il **tempo  $t$**  trascorso dall'inizio del processo di consolidazione o dal momento di applicazione del carico.

Il coefficiente  **$C_v$**  è legato a altri parametri del processo di consolidazione tramite la seguente relazione:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad \text{M.1}$$

Dove:

$m_v$  è il coefficiente di compressibilità volumetrica del suolo ( $m^2/kN$ )

$K$  è il coefficiente di permeabilità del suolo espressa in (m/s)

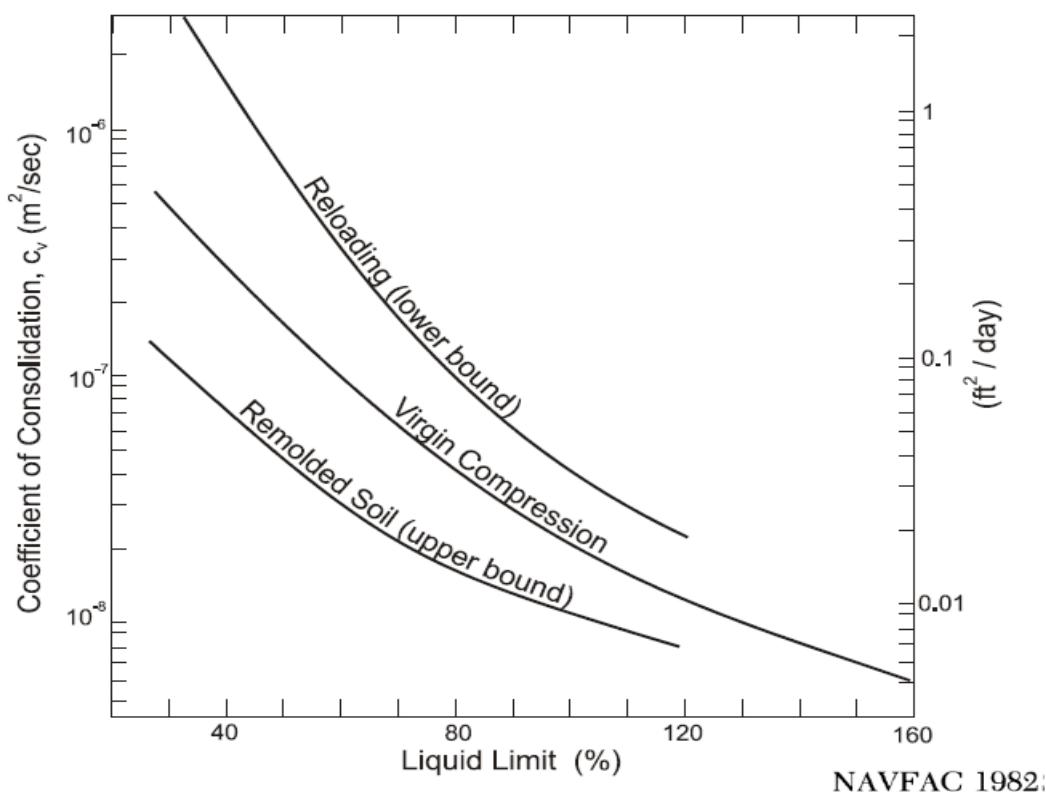
$\gamma_w$  è il peso unitario dell'acqua, 9.81 ( $kN/m^3$ )

$C_v$  è il coefficiente di consolidazione del suolo( $m^2/s$ )

Esistono diversi metodi di laboratorio che sono efficaci per la stima del valore di  $C_v$  durante il processo di consolidazione nel tempo, come elaborando dati delle prove di consolidazione (Ameratunga et al. ,2016). Tuttavia esiste una importante metodo di stima speditivo (NAVFAC, 1982) dove  **$C_v$**  è messo in relazione

con il limite liquido **LL** e con il tipo di compressione/ri-compressione, e che si può incontrare nella figura M.2

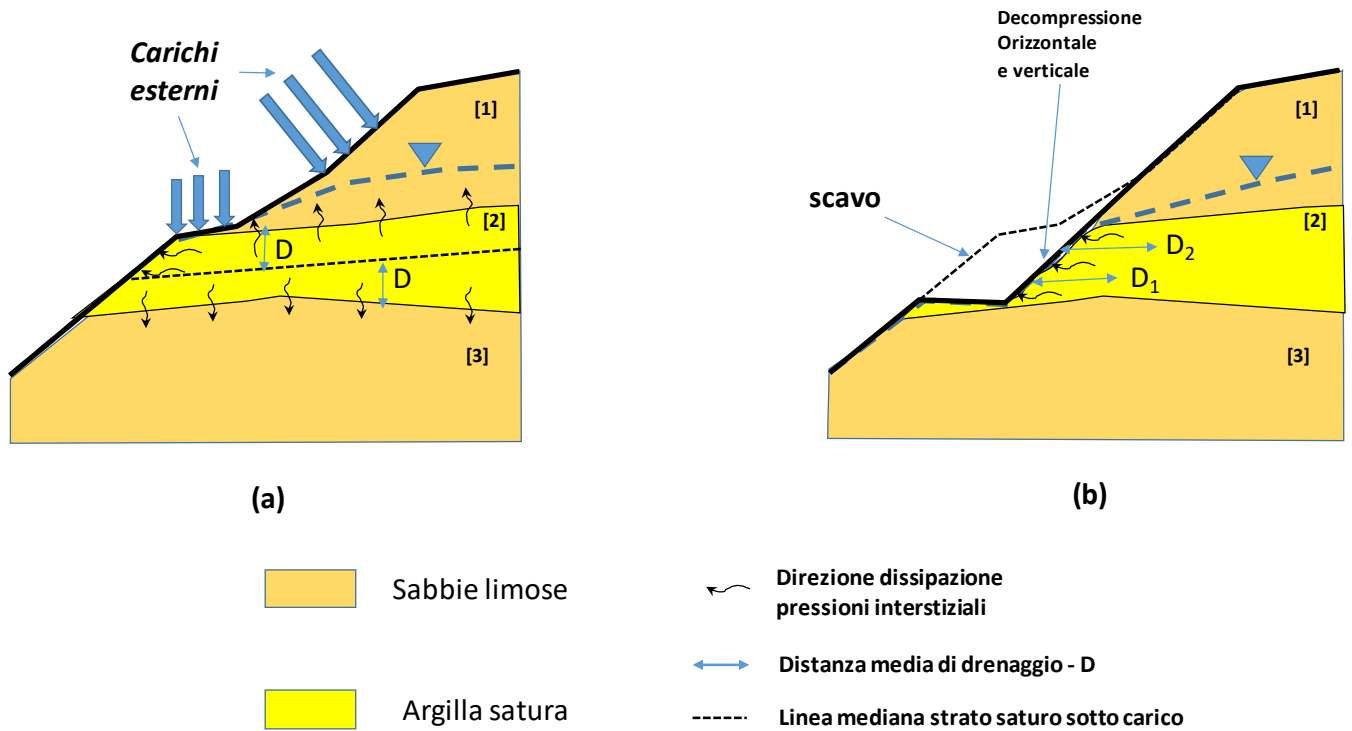
Un altro parametro è  $D$  (m), ovvero la distanza minima da percorrere, dentro uno strato per raggiungere la dissipazione dell'eccesso di pressione neutra provocata dalla variazione dei carichi.



**Fig. M.2**

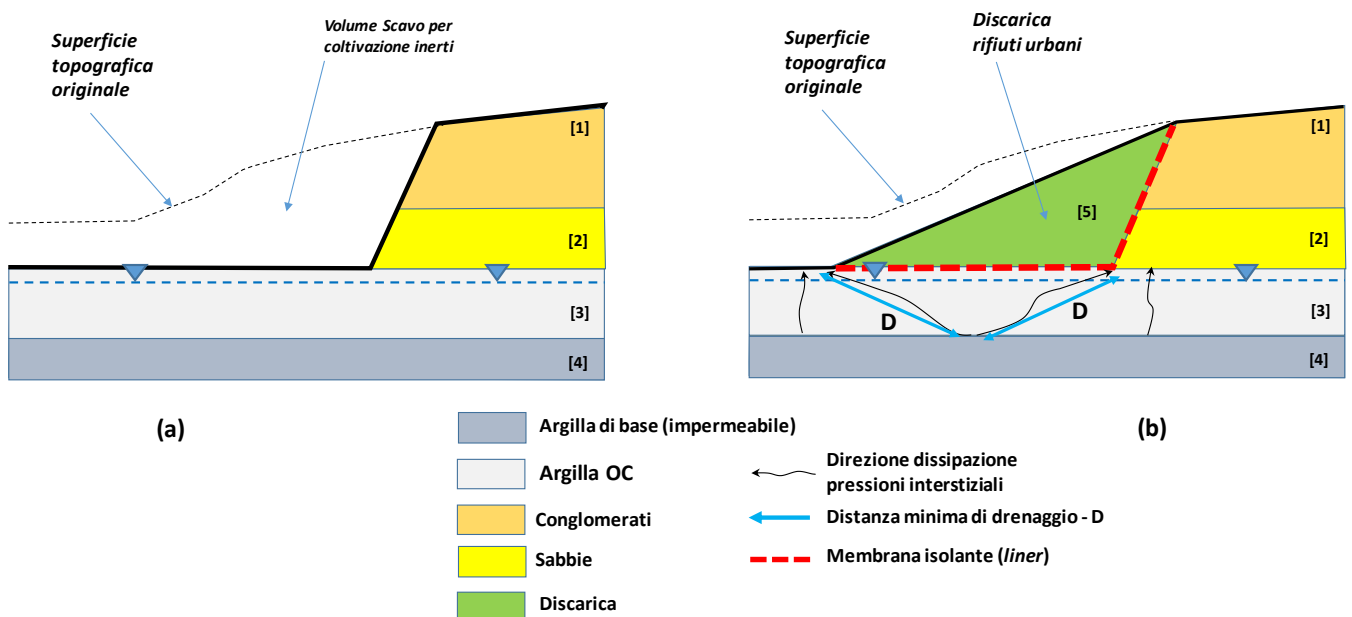
Nella figura M.3a abbiamo l'esempio di un pendio con uno stato di argilla satura inglobata tra due strati di sabbie. Il pendio è soggetto a una variazione di carichi esterni. Nello strato 2, di argilla, la dissipazione dell'eccesso di pressione dei pori produrrà nel tempo un processo di consolidazione completo. Secondo la teoria della consolidazione la distanza di drenaggio minima  $D$ , per procedere alla dissipazione completa delle pressioni, influenza il tempo necessario perché il processo si realizzi. In questo caso specifico lo strato 2 non ha uno spessore costante e la porzione mediana dello stesso stato è quella che è la più distante dalle due zone di dissipazione ubicate al tetto e alla base dello strato. In questo caso la distanza  $D$  può essere assunta come la metà dello spessore totale medio dello strato 2

Nella figura M.3b abbiamo l'esempio dello stesso pendio della figura M.3a, ma invece di avere un carico esterno abbiamo un fenomeno di scarico delle pressioni originali prodotto da uno scavo. Il profilo della superficie freatica nella figura M.3a verrà alterato progressivamente dallo scavo producendo nel tempo un nuovo profilo statico della superficie freatica, dato che lo scavo indurrà un drenaggio verso l'esterno. In questo caso il valore di  $D$  può essere valutato assumendo opportunamente una distanza  $D$  dalla parete dello scavo considerando la estensione della influenza nella variazione del profilo statico della freatica.



**Fig. M.3**

Nella figura M.4a abbiamo invece una situazione di strati sub orizzontali di conglomerati e sabbie sopra un livello di argille. L'affioramento oggetto di attività estrattiva per inerti ha subito nel tempo una decompressione importante a causa dello scavo. Successivamente la zona dello scavo viene utilizzata come discarica controllata, Figura M.4b. Il materiale di riempimento è posto sopra una membrana impermeabile (*liner*) che isola il materiale dello strato 5 dagli altri strati di argille sabbie e conglomerati. La attività' della discarica produce una ri-compressione degli strati 3 e 4 di argilla. Lo stato 4 è praticamente impermeabile e in questo caso, anche per la presenza della membrana, la distanza  $D$  minima per ottenere una dissipazione completa dell'eccesso di pressione dei pori indotto dal nuovo carico può essere valutata come in figura M.4b.



**Fig. M.4**



Da questi esempi si evince che il parametro **D**, in condizioni reali, non è di semplice valutazione e molti fattori interni e esterni possono contribuire alla sua stima. È importante dire che **D** può essere misurato con certezza solo in laboratorio, mentre nei casi reali si tratta sempre e solo di una stima che può essere influenzata dalla stratigrafia e delle condizioni di carico e scarico effettive.

Una volta noti, o stimati, i valori **C<sub>v</sub>** e **D** si può valutare quanto tempo **t** sia necessario per avere una consolidazione completa. Questo si realizza ricorrendo a una altra equazione base della teoria della consolidazione, ovvero:

$$t = \frac{T D^2}{c_v} \quad \text{M.2}$$

Dove:

**C<sub>v</sub>**: è il coefficiente di consolidazione, espresso in (m<sup>2</sup>/s)

**D**: è la distanza minima di drenaggio(m), o percorso minimo per arrivare alla completa dissipazione dell'eccesso di pressione in un dato strato.

**T**: è il fattore tempo (adimensionale) del processo di consolidazione. Il valore di T dipende dal grado di consolidazione richiesto (es. 50%, 90%, 99%)

**t**: è il tempo, espresso in (s)<sup>1</sup>, per arrivare al grado di consolidazione richiesto.

Dalla eq. M.2 si vede come il la distanza **D** gioca un fattore determinante e influenza pesantemente il tempo necessario a produrre una determinata % di consolidazione. Anche il coefficiente **C<sub>v</sub>** influenza il risultato finale in maniera pesante.

Il fattore tempo **T** è legato alla % della consolidazione richiesta. La funzione **T(U%)** rappresenta la relazione di tipo non lineare tra **T** e la percentuale di consolidazione (**U%**). Nella figura M.5 proposta da Ameratunga et al. (2016) vengono presentate le due versioni della funzione T(U%): il caso per un carico istantaneo (linea discontinua) e il caso del carico progressivo (tassa di carico costante), con la linea continua. Si noti che dipendendo dal tipo di carico esiste una certa variabilità nel valore **T** che è necessario assumere per avere un U>90%. infatti questo valore può variare facilmente tra 1.0 e 4.

Duncan et al. (1990,2014), per applicazioni di stabilità dei pendii, considerano che è necessario avere un minimo di **T=3.0** per avere un processo di consolidazione completo e assumere un comportamento completamente drenato di uno strato. Berlingen, 2007, valuta invece che per avere condizioni con dissipazione totale della pressione neutra in eccesso, e quindi condizioni DRENATE è necessario che **T>3.0**. Possiamo ragionevolmente considerare che con **T=4.0** è possibile raggiungere una consolidazione completa. Quindi **T<sub>99</sub>=4.0** è associabile al valore di **T per consolidazione completa (U%=99%)**.

---

<sup>1</sup> Per avere il tempo espresso in giorni (*days*) è necessario dividere il risultato della eq. M.2 per 86400 (numero di secondi in un giorno). Per avere il tempo espresso in annii (*yers*) è necessario dividere il risultato della eq. M.2 per 31.557.600 (numero di secondi in un anno).

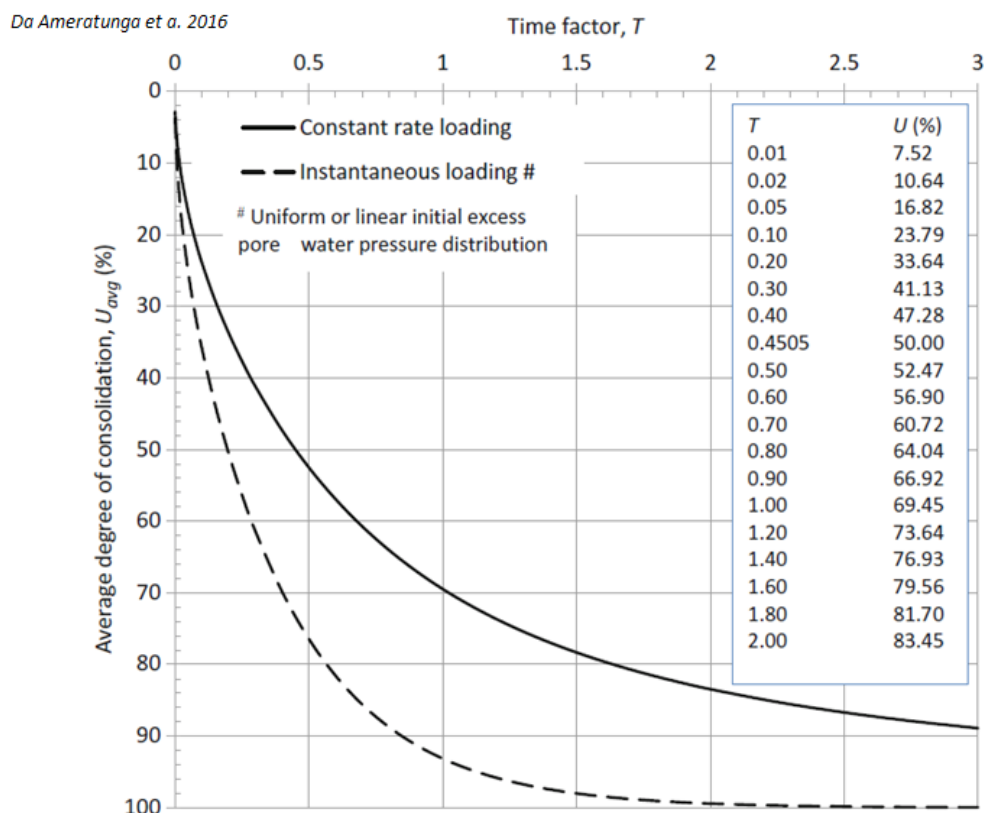


Fig. M.5

Nella figura M.6 è rappresentata la dipendenza del tempo di consolidazione da entrambi i valori di  $C_v$  e  $D$ , prendendo  $T_{99}=4.0$  come valore di riferimento per avere una dissipazione dell'eccesso di pressione dei pori e consolidazione completa. La figura è derivata da una similare da Duncan et al. (2014) ma in questo caso è integrata da alcune linee guida per stimare il tempo  $t$  (in giorni) anche nel caso di una variabilità nella modalità di applicazione del carico e quindi dall'uso di un valore di  $T_{99}<4.0$ . La eq. M.2 e la figura M.6 può essere usata anche nel caso sia necessaria una valutazione del criterio di rottura da assumere in un processo di svasso rapido e quindi verifiche di stabilità con pendii sommersi, dighe in terra e argini che coinvolgono terreni non coesivi (Duncan et al. 2014).

La figura M.6. Fornisce un campo di variazione dei valori di  $C_v$  fino a valori compatibili con sabbie. Ovviamente il valore di  $C_v$ , che dipende dal tipo di terreno, influisce moltissimo nel tempo necessario alla dissipazione della pressione dei pori in eccesso.

Invece con l'uso della seguente equazione:

$$T = \frac{c_v t}{D^2}$$

M.3

è possibile stimare invece direttamente il valore di  $T$ , noti: il tempo  $t$  (s) trascorso dall'inizio del processo di dissipazione dell'eccesso della pressione dei pori, e i valori di  $C_v$  e  $D$  dello strato.

Il valore di  $T$  ottenuto dalla equazione M.3 può essere usato come criterio di selezione delle condizioni Drenate o non Drenate, tenendo conto anche del campo potenziale della incertezza indotto dalla tipologia di applicazione del carico, o scarico.

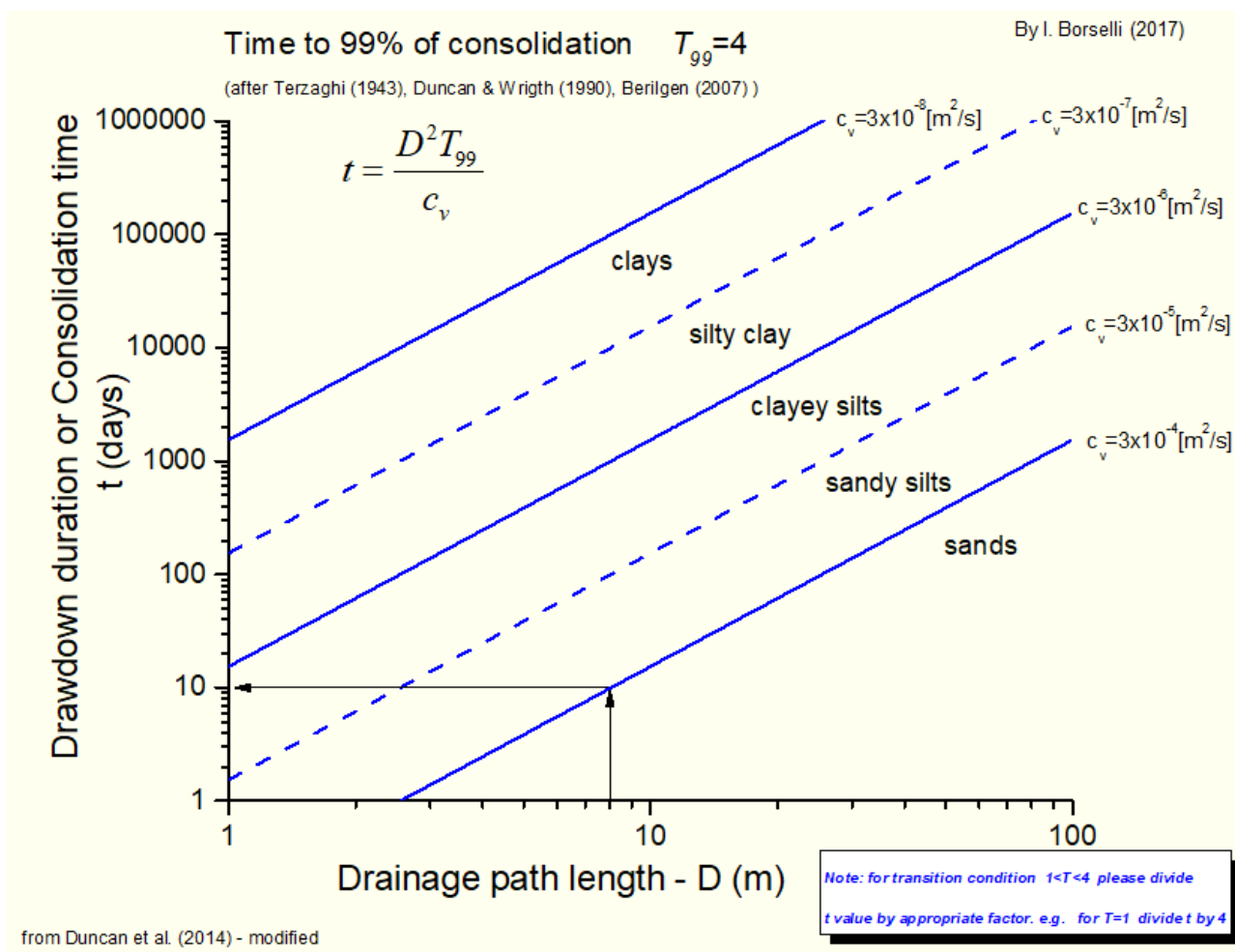


Fig. M.6

In figura M.7 è rappresentata in forma parametrica la eq. M.3 nel caso di  $C_v=3 \times 10^{-7}$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) (valore tipico medio di argille a bassa plasticità). **In questo caso per valori  $T_{99}>4.0$  avremo condizioni completamente DRENATE, mentre  $T_{99}<1.0$  avremo condizioni completamente NON DRENATE.**

Si noti come, a parità di tempo (es.  $t=500$  giorni), il valore di  $T$  passi da valori molto inferiori a 1.0 (condizioni non drenate) a valori  $T>4$  (condizioni drenate), passando da  $D=5.0$  a  $D=2.0$ .

Questi esempi e figure servono per spiegare la importanza della teoria della consolidazione e della teoria di selezione del criterio di rottura in funzione del processo di dissipazione delle pressioni in eccesso e consolidazione, presentata da Duncan et al. (2014). La teoria, qui illustrata e integrata con figure, sarà ora applicata in un esempio completo di applicazione.

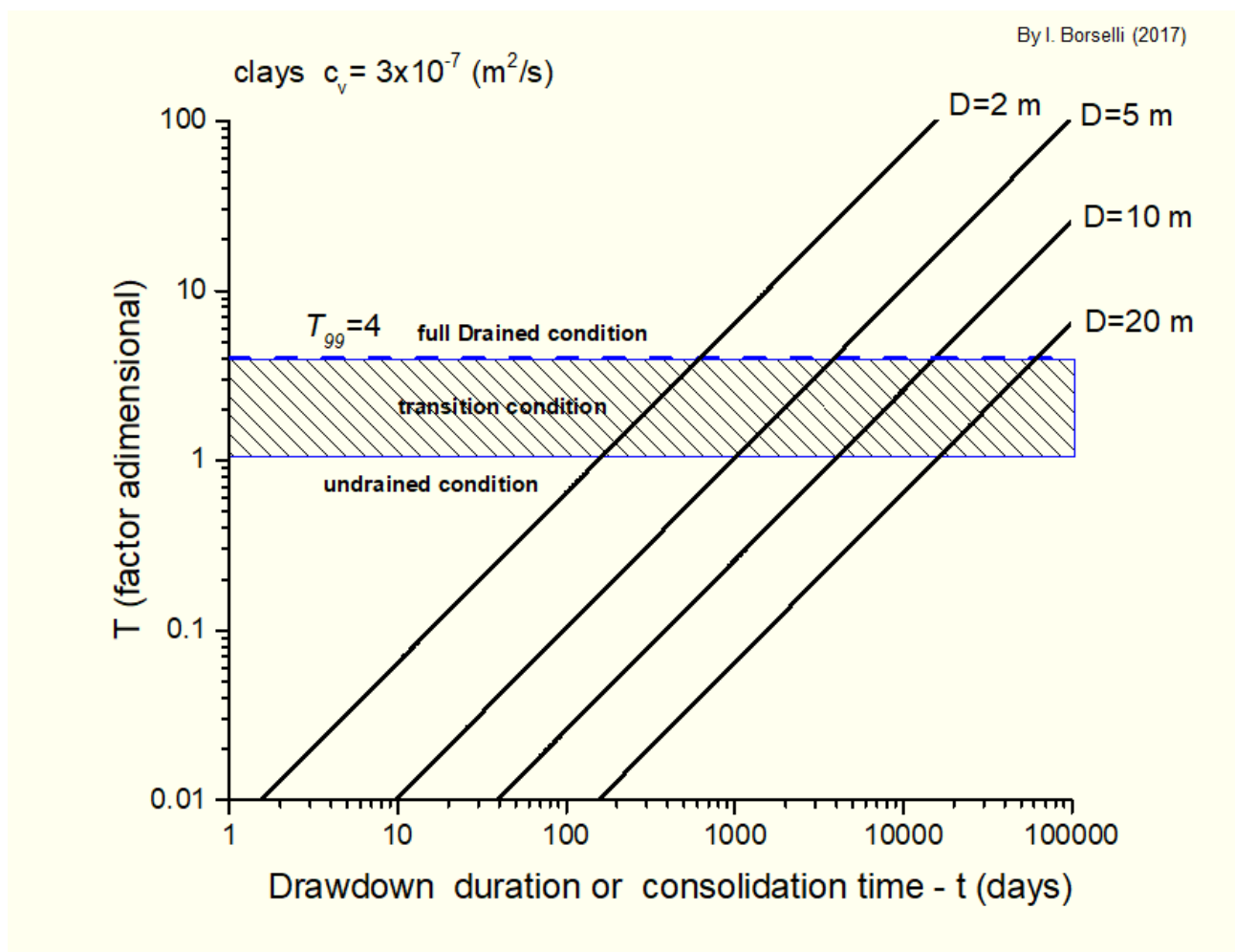


Fig. M.7

#### **M.4 - Un esempio pratico di applicazione della teoria di Duncan et al. (1990,2014)**

In questa sezione verrà presentato un esempio di applicazione reale relativo a una discarica di inerti poggiante su uno strato di argilla sovra consolidata. La analisi verrà effettuata nelle due configurazioni: condizioni Drenate e condizioni Non Drenate.

In questo esempio sarà discussa la procedura di selezione del criterio di resistenza al taglio più idoneo, soprattutto in considerazione del fattore tempo e del criterio di valutazione proposto da Duncan et al. (1990,2014).

In figura M.8 abbiamo una ex cava di prestito di inerti con un deposito di sabbie cementate poggianti su uno strato compatto di argille sovra consolidate sovrastanti una formazione di calcareniti in facies di flysh. Il deposito di argille si trova in condizione di saturazione e la ex cava di inerti si trova in uso come discarica di inerti industriali granulari di natura non contaminante. Nella sezione in figura M.8 lo strato 1 è costituito dal deposito di sabbie cementate, Lo strato 2 è il deposito di inerti, Lo strato 3 sono argille sovra consolidate mentre lo strato 4 è costituito da calcareniti fratturate.

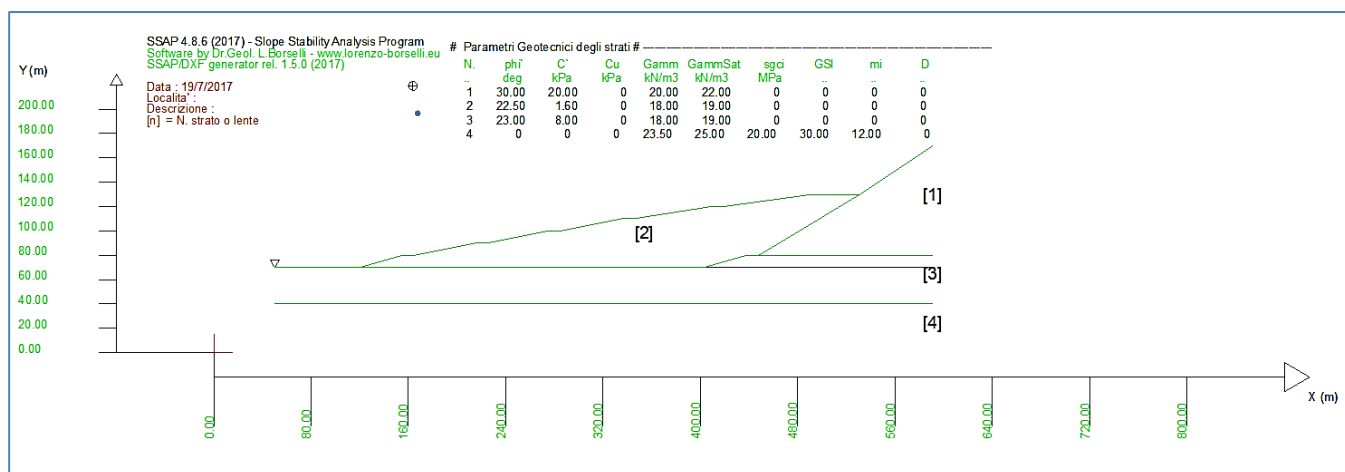


Fig. M.8

Le caratteristiche geomeccaniche dei vari strati sono presentate nella figura M.8. Quello che più ci interessa in questo esempio sono le caratteristiche geomeccaniche dello strato 3. Infatti lo strato 3 può essere considerato con caratteristiche diverse per una analisi in condizioni Drenate o per condizioni non drenate.

In condizioni drenate lo stato di argille sovra consolidate ha assegnati i seguenti valori di coesione e angolo di attrito (valori caratteristici ridotti secondo la norma NTC2018):  $c'=8$  kPa,  $\phi'=23^\circ$ .

Per le condizioni non drenate lo stato ha assegnato il valore (valore caratteristico ridotto secondo la norma NTC2018):  $Cu=100$  kPa.

La **prima analisi, in condizioni Drenate** (senza considerare effetti sismici), fornisce un valore di  $F_s$  abbastanza elevato ( $F_s=1.69$ ). Il pendio pur con la sua considerevole estensione e le rilevanti masse in gioco è da considerarsi stabile. La zona con minor  $F_s$  si ubica intorno alla progressiva  $x=120$ , interessando la sola zona del deposito della discarica (vedasi freccia nella figura M.9), mentre nello strato di argille non si evidenziano criticità potenziali eccetto a sinistra nella parte estrema del pendio, con una potenziale zona di plasticizzazione nelle argille sature. Ciononostante a livello globale il pendio è da considerarsi stabile.

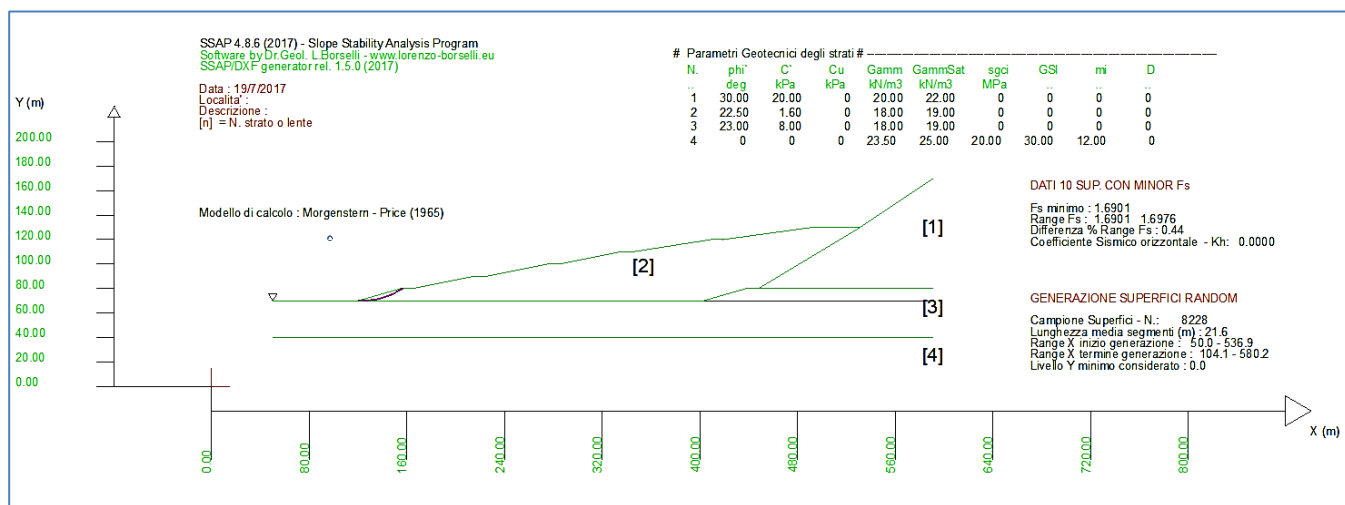


Fig. M.9

La **seconda analisi** dello stesso pendio effettuata **in condizioni non drenate**, con lo strato 3 caratterizzato da una  $Cu=100$  kPa (si tratta di argille sovra consolidate) (figura M.11), produce un risultato completamente diverso.

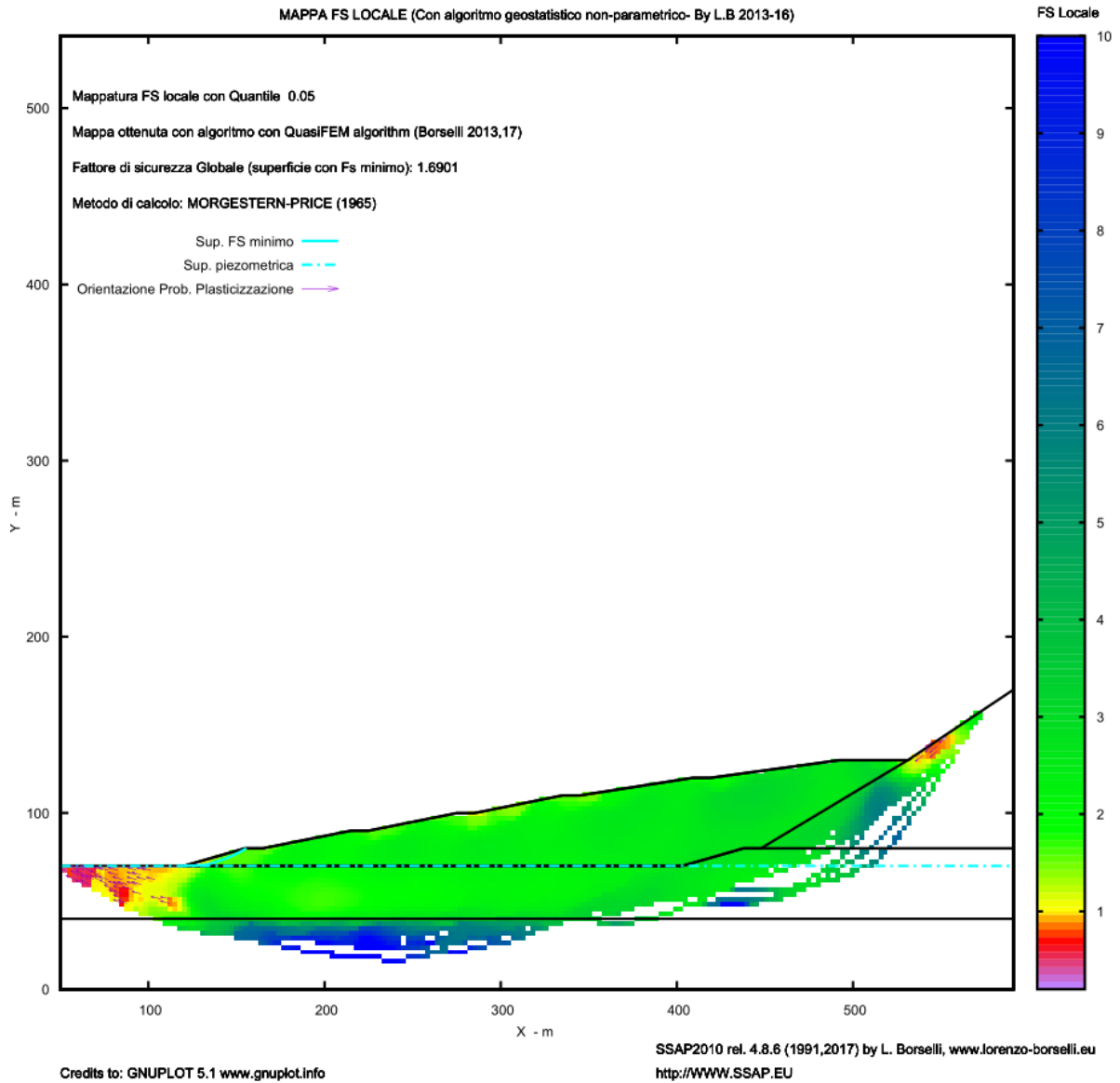


Fig. M.10

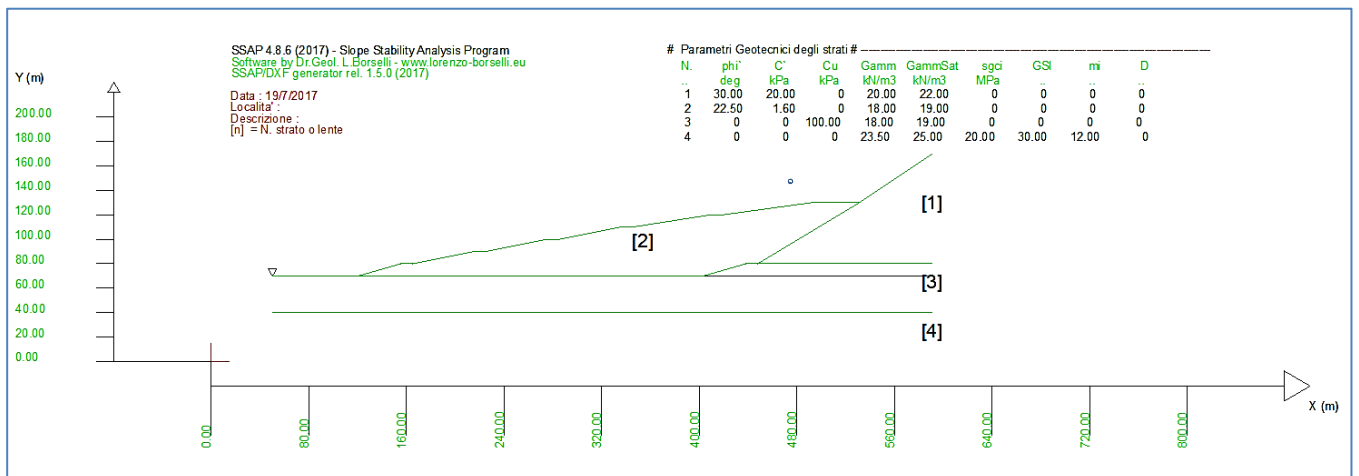


Fig. M.11

Nella figura M.12 appare un insieme di superfici (non circolari) che attraversano completamente sia lo strato di argille sovra consolidate, sia il deposito della discarica. Le 10 superfici sono caratterizzate da un

valore di  $F_s$  compreso tra 1.055 e 1.089. le superfici sono molto profonde e per un certo tratto seguono il profilo orizzontale del tetto dello stato roccioso.

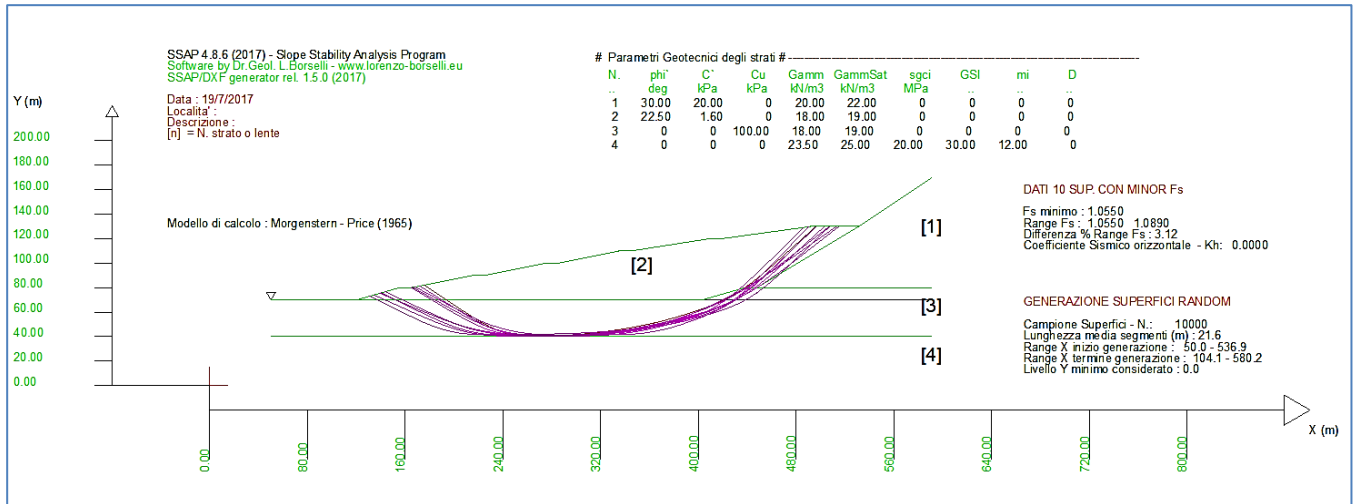


Fig. M.12

In figura M.13 abbiamo la mappa del  $F_s$  locale che mostra due aree con potenziale plasticizzazione. In Figura M.14 abbiamo invece il risultato di  $F_s$  ottenuto verificando la stessa superficie in figura M.12 e M.13 che in condizione non Drenate aveva un  $F_s=1.055$ . La stessa superficie in condizioni drenate ha ora  $F_s=2.89$ .

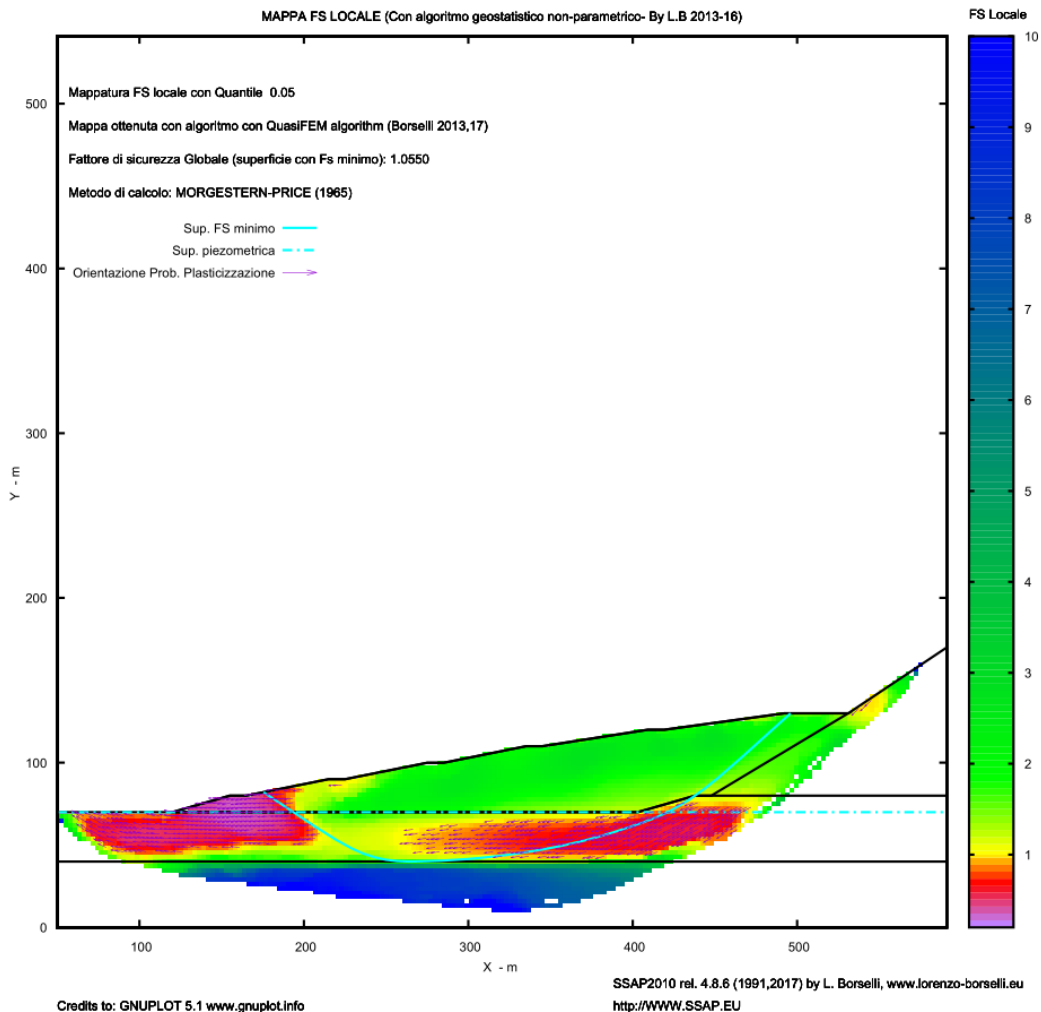


Fig. M.13



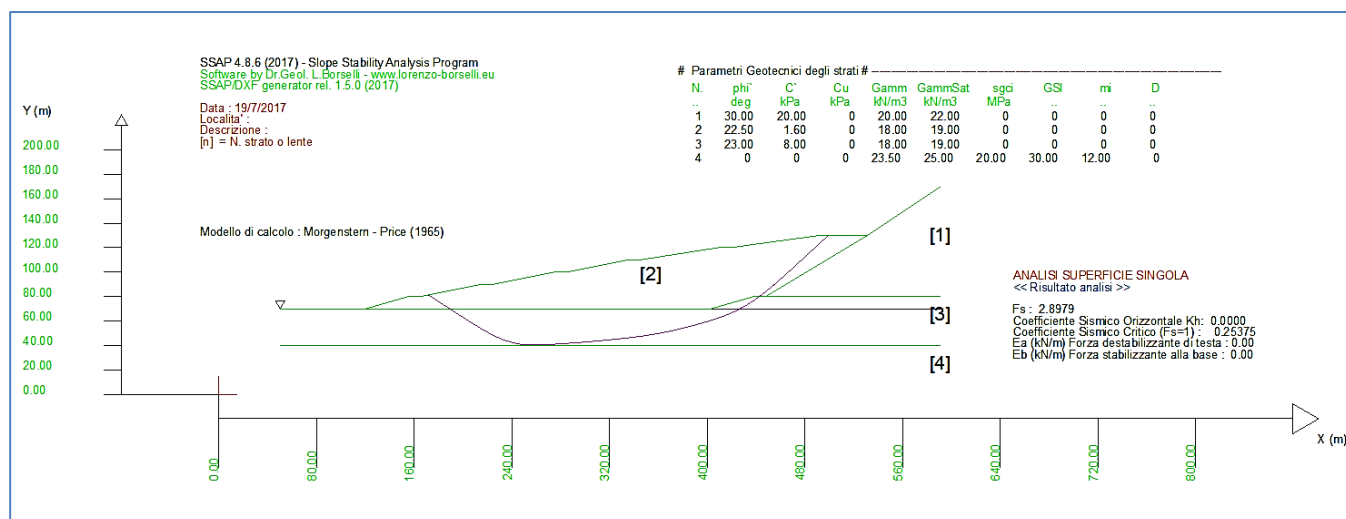


Fig. M.14

Questo risultato è il prodotto del diverso modo di calcolare la resistenza al taglio locale nei due diversi criteri associati alle condizioni **drenate** e **non drenate**.

Infatti In **condizioni DRENATE** la resistenza al taglio locale  $\tau$  (kPa) è data localmente dal criterio di rottura Mohr-Coulomb classico:

$$\tau = c' + \sigma_n' \tan \phi' \quad \text{M.4}$$

Dove:

$c'$  è la coesione in termini di pressioni efficaci (kPa)

$\phi'$  è l'angolo di attrito interno in termini di pressioni efficaci

$\sigma_n'$  è lo sforzo normale efficace al piano di taglio locale considerato (kPa)

Mentre in **condizioni NON DRENATE** si fa uso il criterio di Tresca valido per analisi in termini di pressioni totali:

$$\tau = Cu \quad \text{M.5}$$

Dove:  $Cu$  è il valore costante di coesione per involucro di rottura orizzontale (kPa)

I due criteri sono molto differenti in termini di risultati dato che, per uno stesso piano di taglio, ad elevate profondità il valore della eq. 4 crescerà progressivamente e potrà arrivare a valori molto elevati a causa del crescere del valore di  $\sigma_n'$ . Al contrario la equazione M.5 avrà sempre un valore costante qualunque sia la profondità. Il valore costante della e. M.5 ha un effetto positivo quindi per basse profondità ma ha un effetto negativo per grandi profondità dove il valore dello sforzo di taglio può arrivare a essere in maniera rilevante molto maggiore della resistenza al taglio disponibile.

In questo esempio si vede quindi come la stessa superficie di potenziale scivolamento (fig. M.12 e M.14) mostra una differenza di  $F_s$  del 173% tra i due criteri di rottura.

Queste differenze così importanti indicano che deve essere posta una estrema attenzione nel criterio di rottura scelto nelle verifiche di stabilità che implicano depositi che possano essere associati, in funzione della applicazione dei carichi e dei tempi di consolidazione ai due diversi criteri di rottura.

In questo esempio lo strato 3 ha un coefficiente di consolidazione  $C_v = 1 \times 10^{-7} \text{ (m}^2/\text{s)}$ .

Inoltre la sua distanza minima di drenaggio è  $D=15\text{(m)}$  dato che lo strato che subirà la ri-compressione con il carico crescente della discarica di inerti ha uno spessore totale di 30m. Si assume inoltre che il drenaggio sia possibile sia alla base sia al tetto dello stesso strato assumendo gli stati 5 e 4 con una permeabilità più elevata dello strato 3. Si noti inoltre che la base della discarica non ha membrane sigillanti, essendo dedicata allo smaltimento di materiali certificati come inerti.

Questa configurazione di drenaggio accelera la velocità di dissipazione delle sovrappressioni dato che il valore di  $D$  si limita così a 15 m (metà dello spessore dello strato 3) invece di seguire la situazione nella figura M.4b.

In questo caso utilizzando la eq. M.3 è possibile costruire l'andamento nel tempo del fattore  $T$  che si considera nel criterio di Duncan et al. (2014). Allo scopo utilizzeremo dalla figura M.5 la funzione  $T(U\%)$  per la applicazione di carichi non istantanei dove le condizioni drenate (completa dissipazione dell'eccesso di pressione dei pori) sono considerate per  $T > 4$  e con una fascia di transizione compresa tra  $2 < T < 4$ .

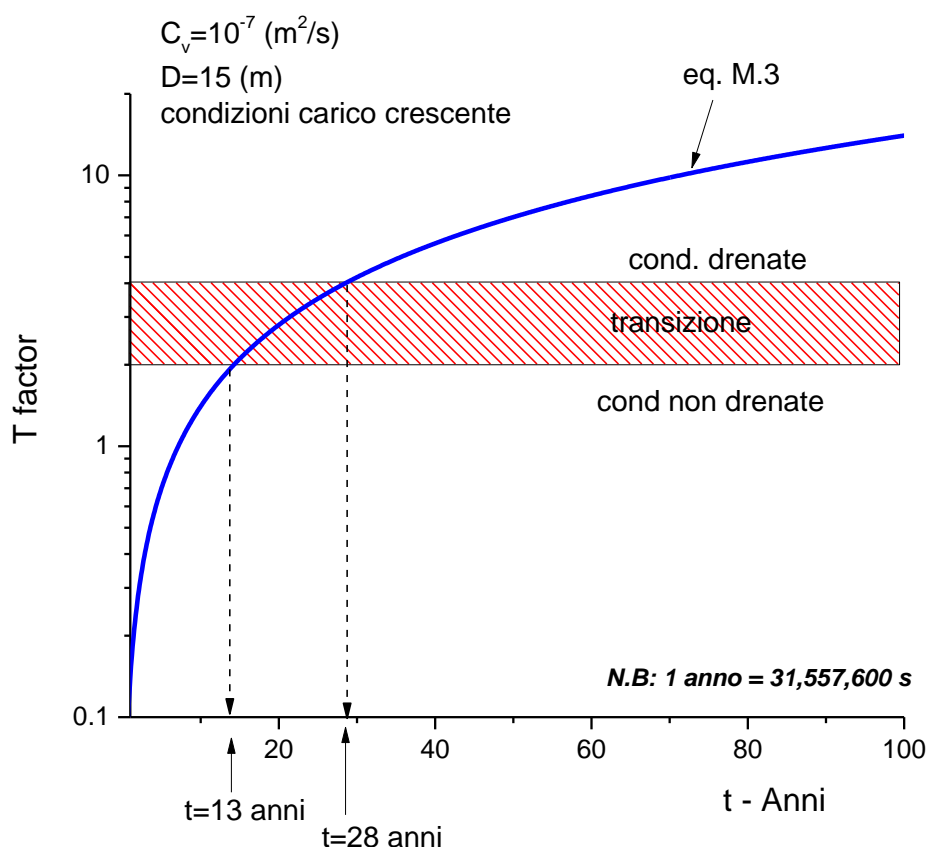


Fig. M.15

Nel nostro caso, come appare in figura M.15, la funzione disegnata dalla eq. M.3 descrive le condizioni di velocità di consolidazione. Il risultato sarà che **fino al t=13 (anni) abbiamo sicure condizioni NON drenate**, Mentre **per t>28 anni avremo sicure condizioni Drenate**.

La conclusione immediata è che il nostro fattore di sicurezza  $F_s$ , una volta che il carico della discarica verrà completato varierà tra il valore di  $F_s=1.055$  (nei primi 13 anni) e il valore di  $F_s=2.89$  (dopo i 28 anni).

È importante notare che il riempimento della discarica può avvenire in modo progressivo (può essere molto rapido es.  $t < 0.5$  anni o molto lento  $t > 20$  anni) e che la curva di carico da considerare nella figura M.5 può essere diversa. In questo caso il valore di  $T$  da considerare come estremo superiore per le condizioni non drenate potrebbe ridursi a  $T=1.0$  (limite superiore  $T=1.0$  condizioni carico rapido/immediato), e la durata delle condizioni non drenate ridursi quindi a  $t=6$  (anni). È importante considerare che è possibile valutare le condizioni di stabilità della discarica ai differenti stadi di riempimento nel tempo, pur seguendo i principi sopra descritti.

**Rimane comunque un problema ancora aperto**, ovvero la validità nella assunzione, per uno spessore di 30m, di un unico valore di resistenza al taglio in condizioni non drenate (criterio di Tresca) come si è utilizzato nell'esempio anzi trattato. Questo punto viene affrontato nella sezione M6.

### ***M.5 – Valutazione delle condizioni di verifica di stabilità in condizioni drenate e non drenate secondo la teoria di Stark et al. (2014).***

Stark et al. (2014) presentarono una teoria alternativa a quella di Duncan et al. (1990,2014) già presentata e applicata nelle precedenti sezioni. Questa teoria alternativa è considerata da Stark et al. utile per decidere le condizioni di applicazione di verifiche di stabilità in condizioni drenate o non drenate. Anche questa teoria si basa anche su elementi della teoria della consolidazione ma in questo caso su misure indipendenti di parametri di permeabilità, coefficiente di permeabilità verticale  $K_v$  (m/s), e di compressibilità, coefficiente di compressibilità volumetrica  $m_v$  (1/kPa) o ( $m^2/kN$ ). Questi due parametri in realtà sono legati tra loro nella equazione M.1 attraverso il coefficiente di consolidazione  $c_v$  e quindi nel quadro generale della teoria di consolidazione di Terzaghi. Tuttavia Gli autori suggeriscono di effettuare misure, o stime, indipendenti dei parametri  $K_v$  e  $m_v$  e successivamente utilizzando il diagramma presentato in figura M.16 determinare la più conveniente caratterizzazione dei parametri di resistenza al taglio di ogni strato presente.

La applicazione della teoria di Stark è più facile di quella di Duncan. Tuttavia rimangono associati ampi margini di incertezza dato che entrambi i parametri di permeabilità e di compressibilità possono avere campi di incertezza e variabilità molto grandi.

Osservando la figura M.16 si nota che per valori  $K_v > 10^{-4}$  (m/s) e  $m_v < 10^{-5}$  (1/kPa) siano da associare a un determinato strato esclusivamente parametri di resistenza al taglio in **condizioni drenate**. Mentre per valori di permeabilità  $K_v < 10^{-7}$  (m/s) e  $m_v > 10^{-4}$  (1/kPa) siano da associare a un determinato strato esclusivamente parametri di resistenza al taglio in **condizioni non drenate**.

Mentre per condizioni intermedie a quelle precedentemente indicate viene consigliato associare a strati in oggetto condizioni di verifica di stabilità con parametri sia in condizioni drenate, sia in condizioni non drenate.

Risulta chiaro che in questo schema di selezione delle condizioni di verifica e scelta dei criteri di resistenza al taglio non entra il fattore tempo e la distanza di drenaggio come nella teoria di Duncan. La teoria di Stark risulta oggettivamente di più semplice applicazione di quella di Duncan. In entrambi i casi comunque risulta fondamentale la applicazione di parametri della teoria generale della consolidazione di Terzaghi nella scelta dei criteri di resistenza al taglio più convenienti.

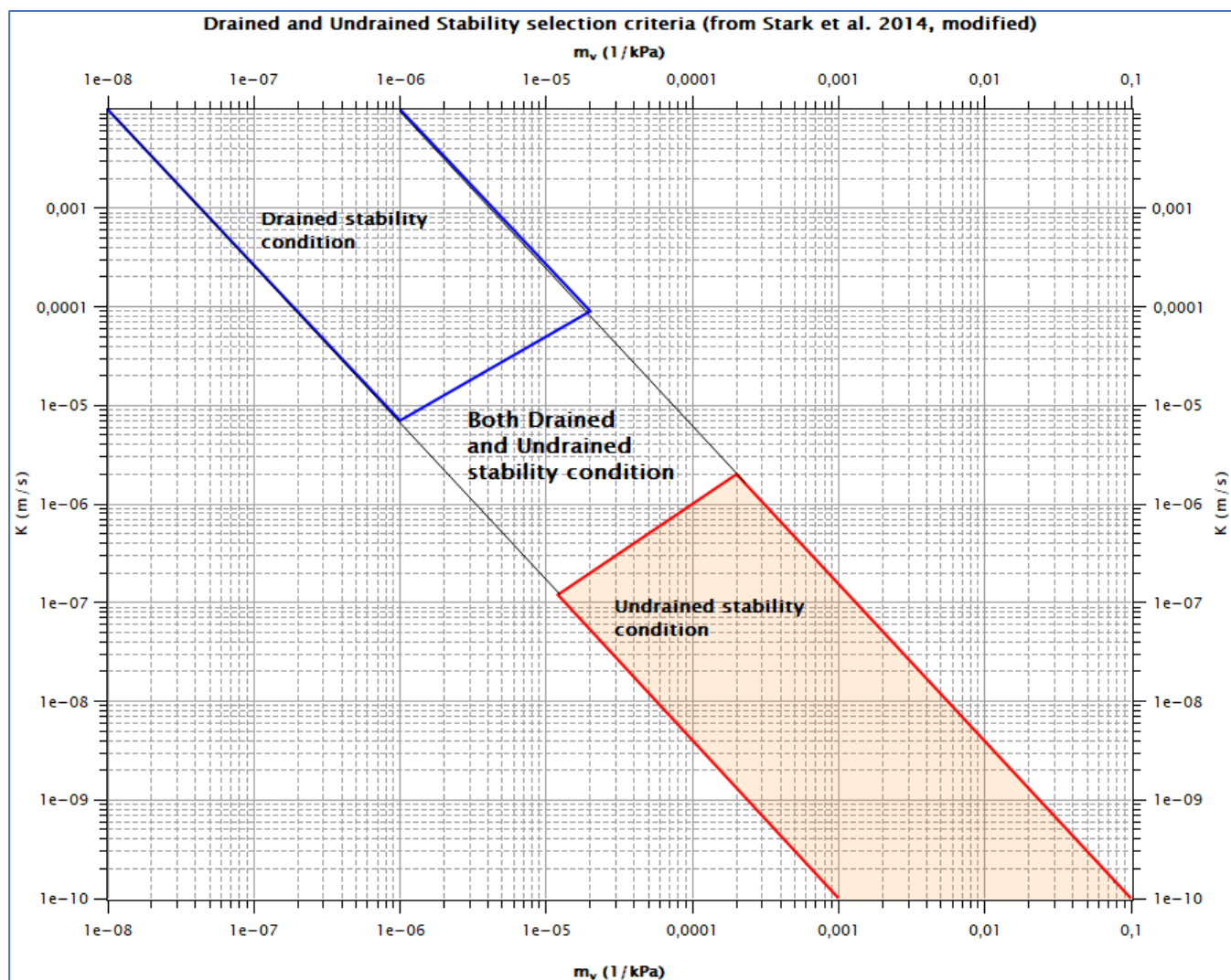


Fig. M.16

### **M.6 - Approfondimento sull'uso del criterio di rottura in condizioni non drenate**

Nell'esempio trattato nella sezione precedente allo strato 3 veniva associato un unico valore di  $C_u=100$  kPa. Questa assunzione è poco realistica anche in un'ottica di una perfetta isotropia di uno stato di argille di questo spessore. Infatti è noto che sia per argille Normalmente consolidate (NC) sia per argille sovraconsolidate (OC) che esiste, osservabile e misurabile, sia in situ sia in laboratorio, un incremento con la profondità dei valori di  $C_u$ . Ovvero in una grande molteplicità di situazioni sono state osservate valori, crescenti con la profondità, di resistenza al taglio in condizioni non drenate ( $C_u$ ) (Ladd & DeGroot, 2003; Mayne, 2006). Vedasi, Fig. M.17 (Thakur,2016)

Molte tipologie di test in sito (CPT, CPTu, SPT, DMT) e prove di laboratorio possono essere utilizzate per valutare possibili profili di incremento di  $C_u$  con la profondità (Ladd & DeGroot, 2003; Mayne,2006; Thakur,2016).

Valori crescenti con la profondità del tipo di quello mostrato in figura M.17 sono frequenti sia in argille NC che argille OC.

Uno dei modelli più noti che mettono in relazione l'incremento della  $C_u$  con la profondità è il modello SHANSEP (Ladd, 1991) che mette in relazione la resistenza al taglio in condizioni non drenate  $C_u$ (kPa) con la pressione verticale efficace e il grado di sovra consolidazione locale (OCR), ovvero:

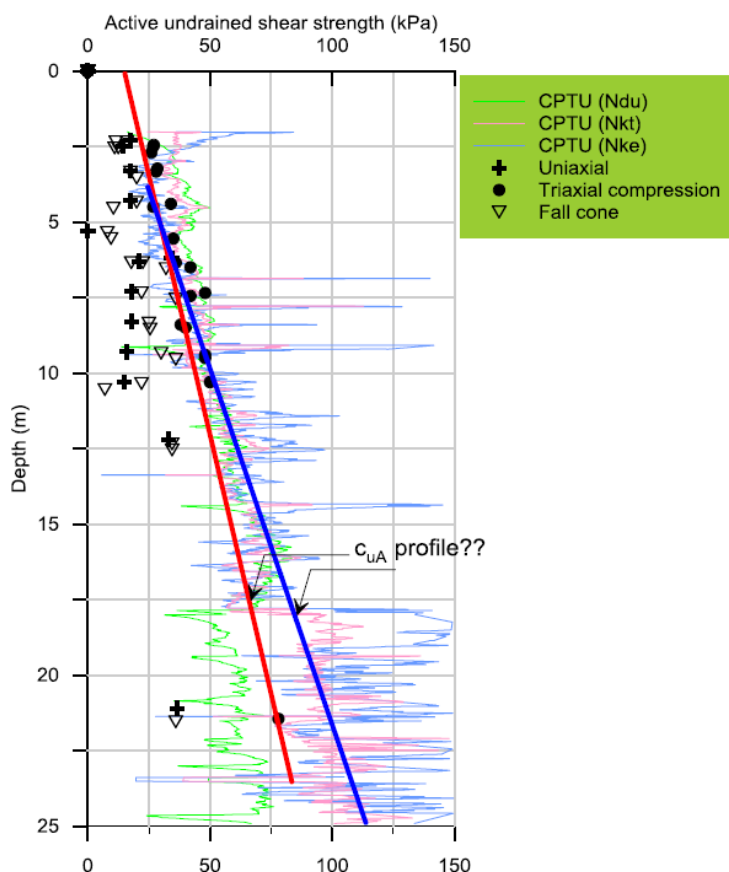


Fig. M. 17.

$$C_u = \alpha OCR^m \sigma_v'$$

M.6

dove:

 $\alpha$  : coefficiente di calibrazione $m$  : esponente di calibrazione

OCR: grado di sovra consolidazione

 $\sigma_v'$  : pressione verticale efficace (kPa)

Il modello SHANSEP ha diverse varianti ma usualmente i valori dei coefficienti di calibrazione  $\alpha$  e  $m$  sono normalmente variabili in uno stretto intervallo:  $\alpha = [0.2, 0.35]$  e  $m = [0.7, 0.9]$  secondo diversi studi e autori.

Riprendendo in esame l'esempio trattato nella sezione precedente e assumendo un profilo di OCR con la profondità come in figura M.18a, e applicando il modello SHASEP con valori di  $\alpha = 0.25$ , otteniamo un profilo  $C_u(z)$  come in figura M.17, che mostra una crescita costante con la profondità.

Il profilo in figura M.18b può essere elaborato calcolando i valori medi di  $C_u$  per ogni sub-stato di 3 m di spessore. Essendo definibili i valori di  $C_u(z)$  nella figura M.19a come parametri caratteristici secondo le norme NTC2018, è necessario sullo stesso profilo applicare un coefficiente riduttivo  $\gamma_c = 1.40$ , per ottenere gli stessi valori di progetto da applicare allo strato 3. Nella figura M.19b sono mostrati i valori di progetto di  $C_u$  crescenti con la profondità, variabili tra 62 a 256 kPa (nei 30 m di spessore dello strato 3).

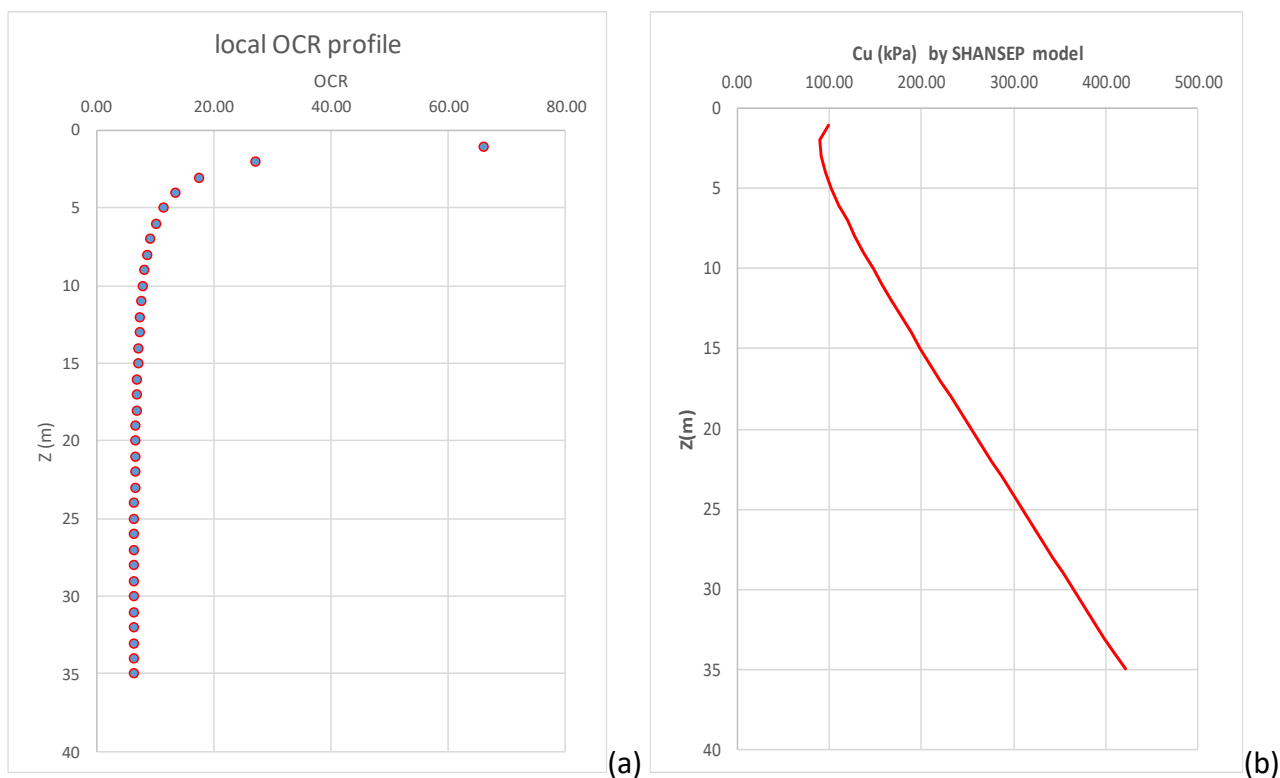


Fig. M.18

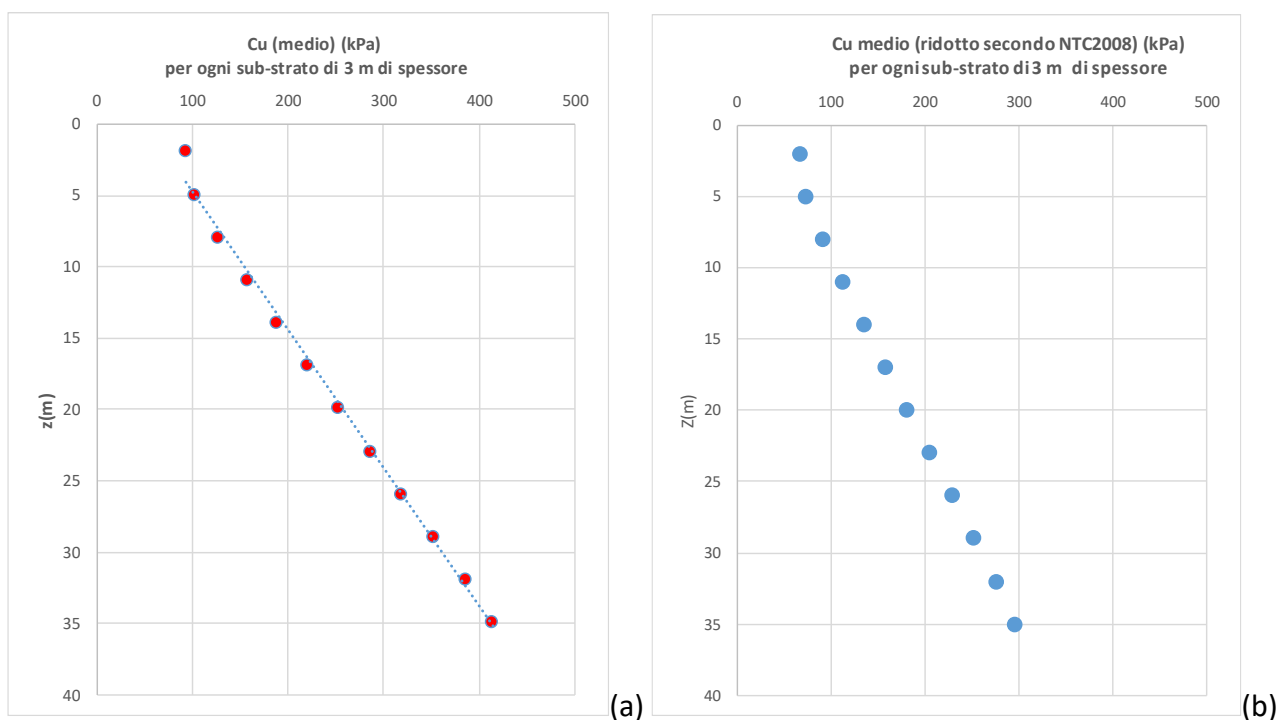


Fig. M.19

Lo strato 3 può essere quindi suddiviso in 10 sub-strati dello spessore di 3 m ciascuno con valori crescenti di  $C_u$ , tenendo conto il modello SHANSEP. In queste condizioni generando una nuova verifica di stabilità, fig. M.20, si ottiene un valore di  $F_s=1.30$ , associato a superfici che non si estendono a grande profondità, come quelle nella figura M.12.

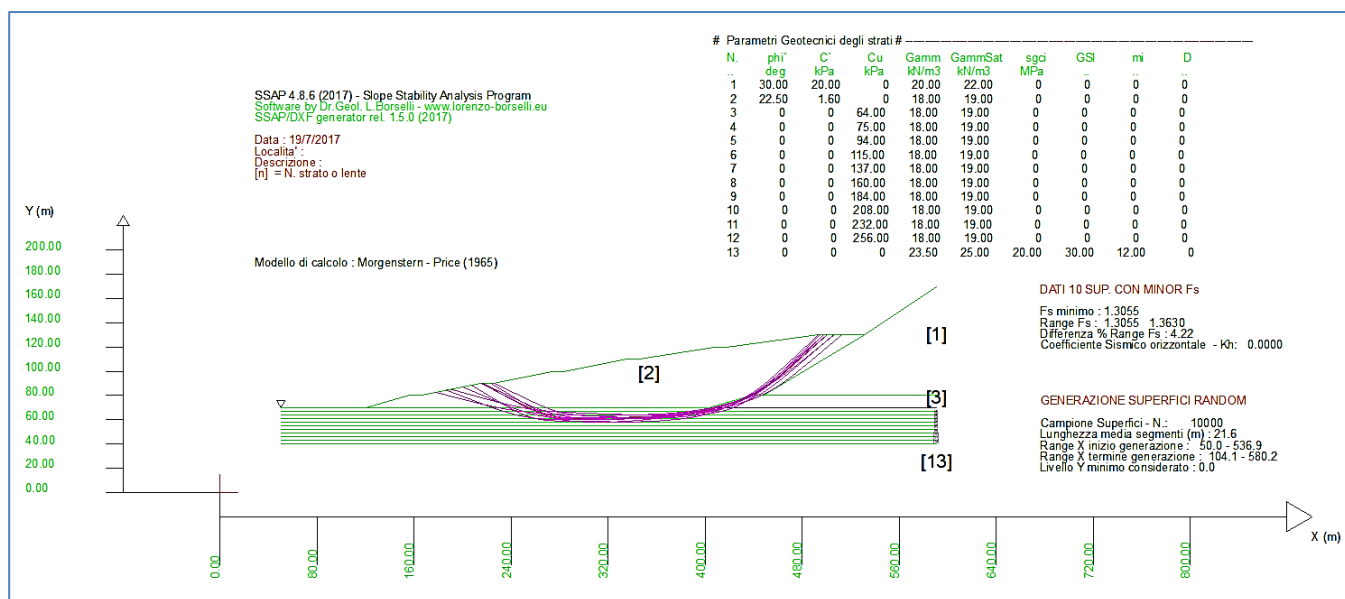


Fig. M.20

Ripetendo la verifica di stabilità con lo stesso modello pendio, ma con la superficie con Fs minimo che in figura M.12 dava FS=1.055 (per condizioni non drenate) otteniamo ora FS=1.726, figura M.21.

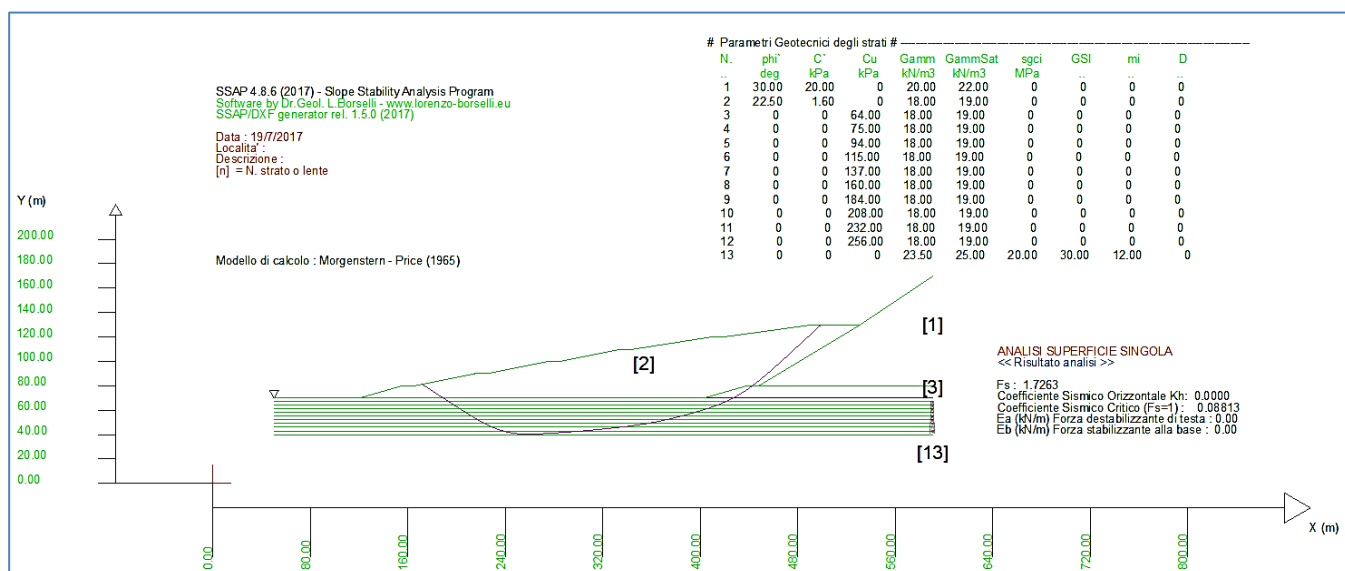


Fig. M.21

Questi risultati sono utili a presentare in modo pratico una serie di concetti legati alle verifiche di stabilità con strati con associata una resistenza al taglio per **condizioni non drenate**.

In particolare è necessario porre attenzione ai seguenti punti:

- 1) **Le verifiche in condizioni non drenate non offrono necessariamente sempre condizioni di maggiore stabilità di verifiche in condizioni drenate.**
- 2) È possibile associare a pendii multistrato criteri di rottura diversi per ogni strato, quando e come le situazioni di carico e di consolidazione lo richiedano (Duncan et al., 2014).
- 3) I parametri di resistenza al taglio di ogni strato devono essere ricavati secondo le metodologie correnti (prove di laboratorio e/o prove in situ) tenendo conto della storia tensionale e ovviamente dei criteri di progetto.
- 4) **I valori di resistenza al taglio in condizioni non drenate (criterio di Tresca) possono essere ampiamente sufficienti a garantire stabilità di un pendio per potenziali scivolamenti a basse e medie profondità, ma totalmente insufficienti per movimenti gravitativi a grandi profondità.**



- 5) Per **terreni coesivi NC e OC è necessario**, per strati di spessore maggiore di 3m, **verificare la presenza di un profilo variabile di resistenza al taglio** che è possibile ottenere mediante prove di laboratorio o in sito e integrato da modelli del tipo SHANSEP.
- 6) Nel caso di strati di spessore maggiore di 3 m è necessario sempre suddividere lo strato in sotto-strati di almeno 3 m e associare a ciascuno di questi un proprio valore di Cu, opportunamente misurato o stimato.

### **M.7 – Casi particolari: depositi con argille molto sovra consolidate e degradazione da stress ciclico**

Nel caso di **depositi molto sovra consolidati e fessurati** è invece opportuno sempre ricorrere al criterio di rottura per condizioni drenate in termini di pressioni efficaci (Duncan et al.,2014) dato che il livello di fessurazione spesso produce a livello di scala decimetrica una circolazione e una dissipazione di pressioni molto rapida per la presenza della rete di fessurazione. **In questo caso i parametri idonei per le verifiche di stabilità sono quelli intermedi tra i valori di picco e quelli residui, data la presenza di fratturazioni preesistenti.**

**In caso di sisma i valori di resistenza la taglio non drenata possono ridursi rispetto ai valori di picco in condizioni statiche.** Questo è il conosciuto **effetto di degradazione da stress ciclico**. In questo caso secondo diversi autori, nel caso di argille non sensitive, di media e bassa plasticità e  $OCR < 3$ , dovrebbe essere sempre considerata una **riduzione al 80-70% dei valori di picco per condizioni statiche**. Questa riduzione dovrebbe essere considerata prima di operare qualunque elaborazione statistica sui valori misurati, rivolta a determinare i valori caratteristici, secondo EC-7 o NTC2018.

### **M.7 - Bibliografia**

- Ameratunga, J., Sivakugan, N., & Das, B. M. (2016). *Correlations of soil and rock properties in geotechnical engineering* (pp. 236). Springer. ISBN 978-81-322-2629-1
- Berilgen, M. M. (2007). *Investigation of stability of slopes under drawdown conditions. Computers and Geotechnics*, 34(2), 81-91.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons. ISBN 978-1-118-91795-4
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Wong, K. S. (1990). *Slope stability during rapid drawdown. In Proceedings of the H. Bolton Seed memorial symposium* (Vol. 2, pp. 253-72). [https://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge441/dm7\\_01.pdf](https://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge441/dm7_01.pdf)
- Jamiolkowski M., LADD C., Germaine J., and Lancellotta R. (1985). *New developments in field and laboratory testing of soils. Proceedings, 1 lth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1, pp. 57- 153.*
- Ladd, C. C., & DeGroot, D. J. (2003). *Recommended practice for soft ground site characterization: Arthur Casagrande Lecture. In 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Vol. 1, pp. 1-57).
- Ladd, C.C. 1991. *Stability evaluation during staged construction. Terzaghi Lecture, ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 117 (4): 540-615
- Mayne, P. W. (2006). *In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. In Characterization and Engineering Properties of Natural Soils–Proceedings of the Second International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils: Taylor & Francis* (pp. 1601-1652).
- NAVFAC (1982). *Soil mechanics – design manual 7.1, Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command (NAVFAC), U.S. Government Printing Office, Washington, DC.*

*Stark, T. D., Jafari, N. H., Leopold, A. L., & Brandon, T. L. (2014). Soil compressibility in transient unsaturated seepage analyses. Canadian Geotechnical Journal, 51(8), 858-868.*

*Thakur V. (2016) A procedure for the assessment of the undrained shear strength profile of soft clays. Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting Challenges in Nordic Geotechnic 25th – 28th of May. Pp: 533-546*

## RINGRAZIAMENTI

**Si ringrazia CONACYT (Consejo Nacional de Ciencia y Tecnologia)(Mexico) per aver finanziato il progetto Ciencia Basica-CB-286764 per lo sviluppo del software SSAP e altri software per applicazioni nella ingegneria civile e la scienza della terra.**

**Si ringrazia la UNESCO Chair on the Prevention and Sustainable Management of Geo-Hydrological Hazards <https://www.unesco-geohazards.unifi.it> (Presidente Prof. Nicola Casagli) per il suo patrocinio nello sviluppo e divulgazione del progetto SSAP a partire dal 2018**

**Si ringraziano I vari Ordini regionali Professionali dei Geologi e Ordini/Collegi provinciali degli Ingegneri che hanno sostenuto il progetto SSAP invitandomi a tenere Corsi APC, presenziali o in formato WEBminar, nel periodo 2010-2022 in varie località italiane <https://www.ssap.eu/corsi.html>.**

**Si ringraziano i molti Utenti che con i loro suggerimenti, critiche costruttive, e supporto hanno contribuito allo sviluppo del codice SSAP fin dalle sue prime versioni. Ringrazio anticipatamente tutti coloro che vorranno, nel futuro contribuire ulteriormente con critiche costruttive, suggerimenti e idee. Il risultato di questi futuri contributi sarà l'incremento ulteriore delle funzionalità e affidabilità di uno strumento già ampiamente operativo come il software SSAP.**

**Un ringraziamento speciale agli Autori dei seguenti software resi disponibili in modalità Freeware (uso libero per tutti gli utenti), che sono attivati e usati da SSAP (nella modalità PORTABLE) per le funzionalità di creazione, visualizzazione di files dati e grafici:**

<b>Software</b>	<b>Web page</b>	<b>Autore/i</b>
<b>GNU PLOT 5.4.6</b>	<b><a href="http://www.gnuplot.info">http://www.gnuplot.info</a></b>	<b>Gnuplot Team</b>
<b>Qcad 3.27.9</b>	<b><a href="http://www.qcad.org">http://www.qcad.org</a></b>	<b>Qcad.org Team</b>
<b>ATPad 2.0</b>	<b><a href="http://atpad.sourceforge.net/index.php?page=1">http://atpad.sourceforge.net/index.php?page=1</a></b>	<b>ATpad Team</b>
<b>SumatraPDF 3.4.6</b>	<b><a href="http://blog.kowalczyk.info/software/sumatrapdf/free-pdf-reader.html">http://blog.kowalczyk.info/software/sumatrapdf/free-pdf-reader.html</a></b>	<b>Krzysztof Kowalczyk</b>

Lorenzo Borselli  
Marzo 2023

## DOCUMENTAZIONE SUPPLEMENTARE

La seguente documentazione supplementare viene qui presentata come strumento di supporto addizionale alla progettazione o alla didattica delle funzionalità di SSAP. Questi documenti sono stati previamente pubblicati nel portale RESEARCHGATE e sono caratterizzati ognuno da un codice internazionale DOI che identifica i documenti pubblicati in formato digitale. Tutti questi documenti sono di accesso libero e pubblico e possono essere scaricati liberamente dal portale RESEARCHGATE.ORG. I documenti disponibili sono i seguenti:

- **BORSELLI L, PETRI P. (2020). Muri a secco: verifiche di stabilità con software SSAP 5.0 e criterio GHB(GSI) per le strutture in roccia. Researchgate.**  
<https://doi.org/10.13140/RG.2.2.21048.90886/1>
- **BORSELLI, L. (2020). Reti in aderenza: progettazione alternativa in SSAP 5.0 per verifiche stabilità globali (LEM). Researchgate.** <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.22444.82569>
- **BORSELLI, L. (2019). Validazione del codice di calcolo SSAP. Researchgate.**  
<https://doi.org/10.13140/RG.2.2.18565.09444>
- **BORSELLI, L. (2019). NAGA Landslide Back-Analysis - version 0.2 - 09-01-2019. Reserchgate.** <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.35412.35201> (in english)
- **BORSELLI L. (2017). Sono sempre le sole superfici circolari quelle con minor FS ??.** Researchgate. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.25141.22243>

Questi documenti sono citabili nella modalità indicata nella lista precedente.