COMUNE DI FINALE LIGURE

Provincia di Savona



Riformulazione del progetto di P.U.O. del sub distretto di trasformazione DT1a - aree ex cava Ghigliazza a seguito del parere del Comitato VIA

committente

CAVA ARENE CANDIDE SRL

Sede legale: Via Ferruccio Ferrari 4 - 42100 Reggio Emilia *Sede operativa:* Via Clementi 16 - 42100 Reggio Emilia

Tel. 0522.306086 Fax. 0522.935164 E.mail: melioli@intertechsrl.com

Presidente e legale rappresentante Giovanni MELIOLI

responsabile progettazione

arch. PierGiorgio CASTELLARI

Piazza del Popolo 3/8, 17100 Savona
tel 019 804597 - fax 019 8486939
e-mail archet@archet.it

arch. Valter CATTANEO

via Garibaldi 17, 17027 Pietra Ligure (SV)
tel 019 625320 - fax 019 629837
e-mail info@architettocattaneo.it

consulenza per le tematiche geologico-geotecniche

ing. Oscar TONELLO

via Ruffini 7/7 18038 Sanremo IM
tel 0184 541130 - fax 0184 541130
e-mail studio.tonello@libero.it

geol. Giorgio CONTI

via Ruffini 7/7 18038 Sanremo IM
tel 0184 541130 - fax 0184 541130
e-mail gio_conti@libero.it

oggetto

RELAZIONE GEOTECNICA INTEGRATIVA

elaborato

C1

data settembre 2013

scala --------

cod.	003003	percorso file /dati/.../prj/cava arene candide	redatto	corretto	approvato
rev1	giugno 2013	motivo Riformulazione a seguito parere Comitato VIA	Tonello - Bianchi	Tonello-Conti	Tonello-Conti
rev2	settembre 2013	motivo Integrazione a seguito parere settore VIA del 01/07/13			
rev3		motivo			
rev4		motivo			
rev5		motivo			

P.U.O. - SUB DISTRETTO DI TRASFORMAZIONE DT1a

AREE EX CAVA GHIGLIAZZA - COMUNE DI FINALE LIGURE (SV)

INTEGRAZIONE GEOTECNICA

La presente viene redatta in risposta alla richiesta di integrazioni, relativamente alle problematiche di carattere geotecnico, di cui al parere del Settore Valutazione Impatto Ambientale della Regione Liguria del 01-07-2013 prot. N. PG/2013/0106649

- La verifica di progetto 2011 è stata eseguita su un profilo del pendio, soluzione peraltro poi 'scartata' su parere dello stesso Settore di V.I.A., ricavato dal rilievo plani-altimetrico e dai dati geologici noti al momento della verifica stessa ed ha fornito un valore *fs* pari a 1,28. Successivamente è stata eseguita una campagna di studi geologici più approfondita e mirata, con la realizzazione di n. 6 sondaggi precisamente sulla sez. 2-2, i cui risultati sono riportati nella relazione Geologica del 30-08-2012, redatta dai geol. P. Maifredi e G. Conti e qui di seguito riportata:

Litotipo	GSI	m_i	σ_{ci}	D	JRC	JCS	ϕ_r
Calcari di Val Tanarello	50	12	750	1	10	450	30
Facies Pelitica	45	10	600	1	8	400	28
Vedrina	50	12	650	1	8	500	30
Riempimento	20	10	300	0.7	2	300	28
Pietra di Finale	50	10	650	1	14	750	35

La relazione fornisce valori aggiornati e più rispondenti delle caratteristiche dei terreni e delle rocce interessati, posti alla base della verifica geotecnica di stabilità del pendio. La verifica, eseguita inserendo i valori corretti, forniva un valore di fs pari a 1,43 (non 1,47 come erroneamente indicato), superiore al minimo valore del coefficiente di sicurezza stabilito in 1,30 secondo i criteri indicati nella Relazione Geotecnica.

Per poter fare un raffronto numerico e non solo 'visivo' più corretto tra le due verifiche, si è proceduto a rielaborare la 2ª verifica del pendio (rif. 1,43,) utilizzando i

valori caratteristici originari, ovvero uguali a quelli della 1ª verifica (rif. 1,28); il valore del coefficiente di sicurezza fs risulta pari a 1,31, pertanto prossimo al precedente 1,28.

Pertanto si può affermare che l'elemento di 'possibile discrepanza', osservato dal Settore di V.I.A, consiste certamente nella variazione dei valori caratteristici geomeccanici del terreno, che sono stati meglio e più approfonditamente valutati e che la differenza che ancora resta deriva da vari fattori, tra cui il profilo del versante, l'inserimento dei carichi insediativi, il centro e il raggio della superficie di rottura, l'area della superficie interessata, le caratteristiche geomeccaniche delle rocce di scavo in sommità e dei terreni di riporto al piede.

- Il fronte principale di cava nella sezione 2-2 risulta allo stato attuale prossimo alla condizione limite di equilibrio, avendo un coefficiente fs pari a 1,056, mentre nella condizione di progetto, inseriti gli insediamenti residenziali, infrastrutturali e sportivi assume il valore già citato di 1,43 ampiamente superiore al minimo valore imposto di 1,30, mentre per le altre sezioni analizzate i coefficienti fs sono tutti superiore a 1,30.

  Sebbene si ritenga che la *'modellazione numerica dell'ammasso roccioso agli elementi distinti'* sia allo stato attuale poco significativa ai fini della verifica della stabilità dei fronti, in quanto lo stato del versante sarà significativamente modificato in base al progetto di PUO, con un sensibile arretramento del profilo e/o disgaggio delle parti instabili, nonché con l'accumulo di materiale idoneo a contrasto, nella zona intermedia dei pendio principale, anche per la creazione dei valli di difesa passiva, tuttavia si è ritenuto opportuno procedere alla verifica con il metodo degli '*elementi distinti'* per le due sezioni più critiche, ovvero la nota sezione 2-2 e la sezione 5-5.

  Occorre sottolineare che la verifica nella sezione 5-5 è stata eseguita tenendo conto della realizzazione di un intervento di messa in sicurezza della zona iniziale della galleria esistente con una paratia in c.a. al di sotto della volta della galleria e di 4 setti trasversali. La verifica è stata svolta assimilando le paratie ed i setti ad un ammasso roccioso integro secondo gli usuali e noti metodi della geotecnica (vedi Lancellotta e altri).

  Il calcolo è stato svolto con l'ausilio del programma agli *Elementi Distinti DEM* della *GeoStru*, software con validazione del codice di calcolo con controllo di gestione di qualità aziendale ISO 9001:2000, certificato n°700 7 1 04. Le modellazioni numeriche hanno assunto la assenza di falda e quindi di eventuali pressioni all'interno delle discontinuità. Nell'elaborato di relazione di calcolo vengono riportati i valori utilizzati per il calcolo stesso ed i risultati dell'elaborazione, ovvero le coordinate dei punti del profilo stratigrafico, i dati geomeccanici relativi ai vari strati, gli interventi ed i carichi

inseriti, gli spostamenti in x e y dei vari conci e gli sforzi agenti sui conci stessi, nonché il valore del coefficiente di sicurezza minimo ottenuto, il valore del coefficiente di sicurezza minimo, che per le sez. 2-2 e 5-5, per la superficie più critica, è risultato rispettivamente pari a 1,32 e 1,33.

In sintesi i risultati delle due modellazioni all'equilibrio limite ed agli elementi distinti hanno evidenziato entrambi la formazione di una superficie di rottura curvilinea analoga, caratterizzata in tutti i metodi di verifica da un andamento marcatamente curvilineo e concavo, con una inclinazione molto ridotta nella porzione inferiore del versante ad una sub verticale in quella superiore, inoltre le verifiche hanno fornito risultati analoghi e congruenti sia in termini di risposta deformativa del sistema di sollecitazioni che in termini di volume mobilizzato di rottura.

I dati di output del calcolo con il metodo DEM, in termini di sforzi e deformazioni sui blocchi, sono rassicuranti e non indicano si possano instaurare movimentazioni locali di porzioni di versante, neppure nelle aree soggette a nuovi riporti al piede dei gradoni o nelle aeree dedicate ai valli di difesa passiva. Ciò determina un ulteriore, definitivo accertamento di stabilità dei versanti come verranno sistemati a progetto.

Le considerazioni di cui sopra, circa i risultati delle analisi con i metodi *dell'equilibrio limite*, degli *elementi finiti* e degli *elementi distinti*, coincidono con quanto affermato nella pubblicazione su 'Il Geologo' del prof. geol. Luca Gambassi sulla "Modellazione numerica agli elementi distinti della frana in roccia di Scascoli (Valle del Savena, Bologna)", nella quale si afferma che le verifiche con i vari tipi di analisi conducono a risultati analoghi e congruenti, sia intermini di deformazioni che di sforzi o sollecitazioni e portano alla generazione di superfici di rottura simili e caratterizzate dallo stesso andamento.

Analoghe considerazioni e valutazioni si riscontrano anche nella pubblicazione su "Rivista Italiana di geotecnica" del prof. Paolo Tommasi del CNR, Centro di Studio per la Geologia Tecnica di Roma, dell'articolo sulla "Stabilità dei versanti naturali ed artificiali" dove al punto 5.1.7 - Confronto tra procedure E.L. e metodo D.E.M. per l'analisi del *'block toppling'* e *'flexural toppling'* si afferma che " … in entrambe le prove i valori di resistenza ricavati con le due procedure sono in buon accordo, discostandosi solamente agli estremi del campo di valori dell'angolo di attrito considerato, in accordo con le indicazioni di Adhikary et al. (1995)…".

Viene inoltre riportata, in calce all'allegata relazione di calcolo, oltre la descrizione del metodo utilizzato rilasciato dalla *GeoStru*, il documento redatto da *Chang S. Ching*, *Prof. of Civ. Engrg, Univ. of Massachusetts, Amherst, MA*, pubblicato dal *Journal of Geotechnical Engeenering, Vol 118, No 112, December 1992, con il titolo "Discret*

Element Method for Slopr Stability Analysys, che espone le basi teoriche di tale metodo ed offre una comparazione con gli altri metodi di calcolo.

Oltre alla verifica all'*equilibrio limite* fatta inizialmente e a quella agli *elementi distinti* sopra descritta, si è eseguita una verifica sulle stesse sezioni anche con il metodo agli *elementi finiti* secondo la teoria di Zeng Liang del 1995, che ha fornito quali coefficienti di sicurezza valori leggermente superiori a quelli ottenuti con il metodo agli *elementi distinti,* ovvero per le sez. 2-2 e 5-5, per la superficie più critica, il valore del coefficiente di sicurezza è risultato pari a 1,37 e 1,41.

Le locali criticità evidenziate, già più volte descritte ed analizzate, saranno, a cura della società proponente, oggetto di interventi sui versanti, in modo tale da eliminarle. Resta ovviamente sottinteso che tutte le opere di messa in sicurezza dei fronti saranno eseguite prima dell'apertura del cantiere inerente le urbanizzazioni e che le costruzioni ad uso turistico, ricettivo, residenziale, sportivo e di interesse pubblico, non verranno iniziate se non dopo il collaudo degli interventi di bonifica geologica a progetto.

In questa fase infine si proseguirà l'opera di monitoraggio delle zone a maggiore propensione al dissesto localizzato, in modo tale da tarare con la massima precisione possibile le analisi di fase esecutiva e quindi gli interventi di rimozione dei materiali lapidei disarticolati e la chiodatura profonda di massi considerati in potenziale disequilibrio.

- Per tutte le sezioni eseguite, si è proceduto al predimensionamento di massima ed alla indicazione grafica delle strutture sia di protezione, contenimento e di sostegno dei terreni (reti, chiodi, tiranti, muri e paratie) che delle strutture portanti in elevazione (setti, pareti, pilastri, travi e solai). Le strutture portanti sono costituite da fondazioni a platea continua poggiante sul terreno, e da telai di travi e pilastri in c.a., con solai in latero-cemento. I muri di contenimento sono previsti in pareti di c.a. a gradoni, per meglio seguire l'andamento del profilo del terreno, opportunamente chiodate al substrato roccioso mediante chiodi di varia lunghezza in barre filettate, getto di fondazione, piastre e dadi di serraggio. Le pareti libere saranno, laddove necessario, oggetto di disgaggio e rimodellatura, e verranno tutelate con reti e chiodi di maglia e lunghezza variabile in funzione del substrato interessato. Si è proceduto poi, per le sezioni 4-4 / 5-5 / 8-8, ovvero le tre sezioni che con evidenza presentano le maggiori difficoltà progettuali, alla verifica con il metodo degli *'elementi finiti FEM*' delle paratie, costituite da micropali, tiranti e cordoli, ed alla verifica con il metodo dell'*equilibrio limite*' per il pendio localmente interessato dalle strutture di contenimento, fornendo in tutti i casi risultati positivi.

Si sottolinea che si è altresì proceduto, sempre di massima, alla separazione dei diversi corpi di fabbrica mediante giunti sismici, che ovviamente saranno oggetto di verifica puntuale in fase successiva.

- La manutenzione dei tiranti potrà avvenire direttamente nell'intercapedine, larga 80 cm, con strumenti di verifica e controllo ed eventuale ritesatura dei tiranti, quali martinetti di tesatura trefoli con corsa tipo 15 cm, per tiro fino a 10 ton a trefolo, con spazio di ingombro di 61 cm.
- Il terreno di fondazione in rilevato, sottostante le platee di fondazione nella zona delle 'ville', con particolare riferimento alla sezione 'Villa 4-5', verrà realizzato mediante la formazione del corpo del rilevato e la realizzazione dello strato di sottofondazione o strato superficiale. Il rilevato sarà realizzato con terreni incoerenti appartenenti ai gruppi A1, A2, A3, A4 (non plastici) o in alternativa con terreni coesivi del tipo A4, A5, A6, A7 trattati a calce, i terreni verranno stesi, rullati e compattati a strati dello spessore di circa 30 cm, in modo da raggiungere un grado di addensamento pari ad almeno il 95% della densità secca, calcolata preventivamente con prova Proctor AASHO modificata. Il grado di costipamento verrà verificato strato per strato con prove di densità in sito e prove di carico su piastra. Lo strato di sottofondazione verrà realizzato in un unico strato variabile da 30 a 50 cm in misto cementato, costituito da una miscela di ghiaia e sabbia impastata con acqua e cemento. Anche questo strato verrà sottoposto a verifica con prove di carico su piastra, al fine di valutare la compatibilità con i carichi trasmessi al terreno dalle platee di fondazione.
- Gli interventi di disgaggio e chiodatura delle parti superiori della parete rocciosa a monte del futuro palazzetto dello sport, concordemente con le indicazioni della relazione geologica, elimineranno, ove possibile, tutti i blocchi a maggiore evidenza di instabilità e permetteranno il vincolo definitivo degli altri, quelli non facilmente asportabili. Le chiodature verranno eseguite con l'inserimento in fori praticati a rotopercussione di barre in acciaio ad aderenza migliorata di diametro 24 o 28 mm, a seconda delle dimensioni e della massa del blocco da consolidare, e saranno in ragione di almeno una ogni m^2 e profondità variabile tra 3 e 4 m, cementate con miscela cementizia additivata con prodotti antiritiro per tutta la loro lunghezza e serrate a vite tramite l'interposizione sulla superficie rocciosa di una piastra metallica di ripartizione di 20 x 20 cm. Analogo intervento sarà riservato alla porzione est del fronte di cava, laddove si sono evidenziati, nella prima mappatura di parete, i punti maggiormente interessati da potenziali distacchi di blocchi di volume maggiore e nell'area della Grotta delle Arene Candide, dove si adotteranno tutti i criteri per mascherare al meglio i trattamenti di consolidamento per la salvaguardia del sito anche dal punto di vista estetico.

Nelle restanti parti di falesia aggettanti su aree da urbanizzare si realizzeranno rivestimenti passivi tramite rete metallica a doppia torsione zincata a caldo con filo di diametro 2,7 mm., ancorate sul bordo superiore ed inferiore. Gli ancoraggi in sommità, sui lati e sul lato di base delle reti avverranno tramite chiodi in acciaio ad aderenza migliorata di lunghezza pari a 3 m., con procedimento analogo a quello descritto in precedenza, ma con testa corredata, al di sopra della piastra di ripartizione 20 x 20 cm, di un golfare passacavo, che permetta il passaggio di funi in acciaio tesate per il garantire tenacità ed aderenza alla falesia del sistema. L'armatura perimetrale e di intreccio anteriore sarà eseguita con funi di acciaio di diametro 12 mm e con maglia romboidale a maglia 3 x 3 m. Le giunture delle reti dovrà avvenire con una sovrapposizione minima di 40 cm, e la legatura dovrà essere eseguita con filo di ferro zincato certificato, in ragione di una legatura ogni 20 cm.

Il settore ad ovest della cava, laddove sorge la Grotta delle Arene Candide verrà trattata con semplici imbullonamenti, come detto precedentemente, e solo ove strettamente necessario, con rete quanto più possibile mascherata ed allentata per evitare impatti estetici pesanti, che garantisca comunque lo scarico dal bordo inferiore del materiale detritico presso il vallo di sicurezza sottostante, che è stato appositamente dimensionato.

Nei punti maggiormente critici, che si indicheranno al momento delle calate di geologi in parete per l'ultimo monitoraggio e per la prescrizione progettuale esecutive, si prevedono infine puntuali intirantature con chiodi di diametro maggiorato a 32 mm, spinti ad una profondità di 5-6 m, per assicurare la dovuta presa sull'ammasso roccioso.

- Si infine è proceduto ad una valutazione di massima dell'incidenza delle opere di contenimento rispetto alle costruzioni in elevazione sulla sezione più critica, al fine di verificare la fattibilità economica degli interventi, analizzando una striscia di 10 m e considerando le opere geotecniche da eseguirsi per la tutela e la realizzazione in sicurezza dei fabbricati a valle delle opere stesse.

  Si riportano qui di seguito i costi parziali delle varie opere a prezzi di mercato: scavi 20.250 €, reti 11.500 €, micropali 60.000 €, tiranti 32.500 €, profilati 12.600 €, paratie 22.000 €, per un totale di massima di 160.850 € ovvero 16.085 €/m. Il costo di costruzione dei fabbricati, platee, solai, pilastri, travi setti e pareti in c.a., ammonta per la striscia in esame ad 477.000 € ovvero a 47.700 €/m.

  Pertanto il costo totale degli interventi risulta di 63.785 €/m e quindi l'incidenza delle sole opere geotecniche di contenimento e di sostegno risulta essere pari a circa il 25% del costo totale delle opere, assicurandone la fattibilità tecnico-economica.

Per quanto concerne gli aspetti geologici, richiamati nel parere del Settore Valutazione Impatto Ambientale della Regione Liguria, si rimanda alla specifica relazione di integrazione geologica redatta dal prof. geol. P. Maifredi.

Tanto per quanto di competenza.

Sanremo, 20 ottobre 2013

- TONELLO OSCAR ingegnere - *- CONTI GIORGIO geologo -*

Allegati - Elaborati grafici C2.1 / C2.10
- Relazioni di calcolo C3.1 / C3.3