



COMUNE DI GIOVINAZZO

Città Metropolitana di BARI

Assessorato OO.PP. e Lavori Pubblici

Assessorato allo Sport

SETTORE GESTIONE DEL TERRITORIO



Lavori di adeguamento, messa a norma, miglioramento energetico e sismico della Casa di Riposo "San Francesco"

Progetto di fattibilità		Art. 23 co. 1-5-6	D. Lgs. 18 Apr. 2016 n° 50	Proposta di intervento da realizzare con risorse rivenienti dal FSC 2007-2013 - D.G.R. 629/2015
Progetto definitivo		Art. 23 co. 1-7	D. Lgs. 18 Apr. 2016 n° 50	
Progetto esecutivo	X	Art. 23 co. 1-8	D. Lgs. 18 Apr. 2016 n° 50	

Elaborato grafico	RELAZIONE GEOTECNICA	TAV. n°	data
Titolo		RS12	18 Dicembre 2016
Scala:			

ELABORAZIONE A CURA DEL SETTORE GESTIONE DEL TERRITORIO - SERVIZIO LL.PP.

PROGETTO	RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Cesare TREMATORE
----------	--

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

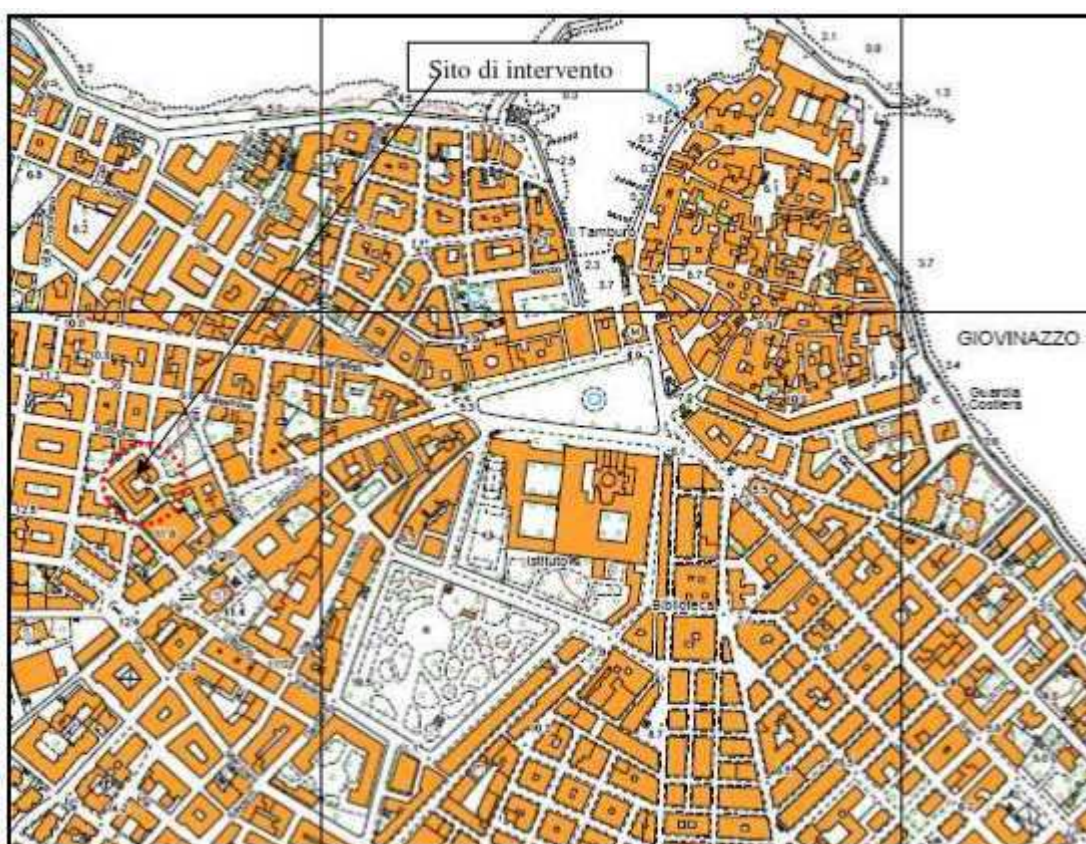
- 1 PREMESSA
- 2 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO
- 3 DESCRIZIONE DEL TIPO DI OPERA E DI INTERVENTO
- 4 INDAGINI GEOTECNICHE
- 5 STRATIGRAFIA E MODELLO DI SOTTOSUOLO
- 6 IDROGEOLOGIA
- 7 CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO
- 8 PORTANZA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

1 PREMESSA

La presente relazione descrive i risultati delle indagini e delle prove, la caratterizzazione e modellazione geotecnica e le analisi eseguite per la verifica delle condizioni di sicurezza e per la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.

Oggetto della presente l'analisi è un fabbricato adibito a residenza sociale assistenziale per anziani sito all'interno del comune di Giovinazzo (Bari), alla via Fiorino Tenente, finalizzata al miglioramento sismico della struttura.

Il fabbricato, con forma approssimabile a un quadrato cavo ed aperto in corrispondenza di uno spigolo, di lato massimo in pianta di circa 37,00m, sorge morfologicamente su un suolo che si presenta pressoché pianeggiante.



2 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

I caratteri geologici del sito sono illustrati nella "relazione geologica" che costituisce riferimento di base per l'impostazione della progettazione geotecnica in oggetto.

Tale relazione, allegata a complemento del progetto, ricostruisce i caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e di pericolosità geologica del territorio.

3 DESCRIZIONE DEL TIPO DI OPERA E DI INTERVENTO

Il fabbricato oggetto di analisi è dotato di un sistema di fondazioni superficiali del tipo a travi in c.a. e plinti in c.a..

La presenza di un substrato di rocce carbonatiche affioranti dotato di elevata rigidità e resistenza a profondità limitate rispetto al piano campagna giustifica la scelta tipologica delle fondazioni superficiali esistenti.

4 INDAGINI GEOTECNICHE

Le indagini hanno lo scopo di raccogliere tutti i dati qualitativi e quantitativi occorrenti per il progetto ed il controllo del comportamento dell'opera nel suo insieme ed in rapporto al terreno.

In particolare devono consentire di determinare la successione stratigrafica del suolo, la posizione e le caratteristiche delle falde idriche, il regime delle pressioni interstiziali, le proprietà fisico-meccaniche del terreno.

Nel caso degli ammassi rocciosi occorre individuare le famiglie di discontinuità, la giacitura (orientazione) e spaziatura, nonché la forma, l'apertura, la continuità, la scabrezza ed il riempimento delle discontinuità.

Inoltre, trattandosi di sito in zona sismica, le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

Il regime delle pressioni interstiziali viene generalmente rilevato mediante una campagna di indagini piezometriche.

Vista l'elevata permeabilità legata alla natura del suolo in esame ed essendo nota la posizione della falda a notevole profondità dal piano campagna si ritiene superfluo procedere a tali rilevazioni.

Nel prosieguo della presente non si distinguerà, pertanto, tra analisi del suolo in condizione drenata e non e quindi tra tensioni efficaci e totali.

Al fine di rilevare la stratigrafia, la profondità del substrato rigido, i profili di velocità di propagazione delle onde di taglio e la rigidità a bassi livelli di deformazione si è pianificata una prova geofisica in sito con strumentazione in superficie del tipo MASW attraverso profilo sismico a rifrazione in onde P con l'utilizzo di geofoni.

La prova è stata eseguita dal Dott. Geol. Luigi Buttiglione su indicazioni dello scrivente progettista. Per i dettagli sulle indagini si veda la "relazione geologica".

L'indagine ha fornito il valore $V_{s30} > 800$ m/s che consente di classificare il sottosuolo come di categoria "A" (ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi) e di considerare unitario il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s .

5 STRATIGRAFIA E MODELLO DI SOTTOSUOLO

Le indagini hanno rilevato la presenza di un substrato di rocce carbonatiche affioranti dotato di elevata rigidezza e resistenza a profondità limitate rispetto al piano campagna, per cui si sono individuate le famiglie di discontinuità, la giacitura (orientazione) e spaziatura, nonché la forma, l'apertura, la continuità, la scabrezza ed il riempimento delle discontinuità.

Tale substrato di fondazione è evidente nel livello interrato dell'edificio dove le strutture sono a rustico ed è visibile il piano di appoggio dei plinti di fondazione, come anche riportato nelle seguenti immagini.





Le indagini hanno consentito di individuare la presenza di due orizzonti significativi:

- a) orizzonte calcareo-lapideo stratificato caratterizzato da un moderato grado di alterazione e di fessurazione a partire da circa 1.5 m dal p.c.;
- b) orizzonti calcareo-lapidei stratificati caratterizzati da un grado di alterazione e di fessurazione contenuto a partire da circa 6.0 m dal p.c. nella zona d'indagine e corrispondente al piano fondale della struttura in corrispondenza dell'edificio.

Per lo strato fondale l'indagine ha fornito il valore $V_{s30} > 800$ m/s che consente di classificare il sottosuolo come di categoria "A" (ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi) e di considerare unitario il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s .

La schematizzazione geometrica assunta ai fini delle analisi sismica è quella mono-dimensionale (1D), in cui, vista anche la configurazione topografica del piano campagna, ci si riconduce allo schema di terreno, stratificato orizzontalmente, delimitato da piano campagna orizzontale e poggiate su substrato rigido, anch'esso orizzontale.

Nell'analisi si è considerato lo strato b) come un semispazio omogeneo al quale vengono applicati i carichi trasmessi in fondazione.

6 IDROGEOLOGIA

Nella zona in esame, per effetto della permeabilità che caratterizza i calcari, dato il loro stato fessurato carsico, è nota la presenza della falda acquifera in profondità tale rispetto al piano di posa da non costituire elemento pericoloso per la stabilità delle strutture fondanti.

Il regime delle pressioni interstiziali può essere considerato trascurabile ai fini del presente studio.

7 CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

La caratterizzazione dell'ammasso roccioso prevede l'assunzione di un "criterio di rottura" che ne spieghi il comportamento. Quindi occorre determinare i parametri meccanici significativi per l'applicazione del criterio stesso. Il criterio impiegato dallo scrivente è quello di Mohr-Coulomb che è rappresentato dall'equazione:

$$\tau = \sigma \tan\phi + c$$

dove:

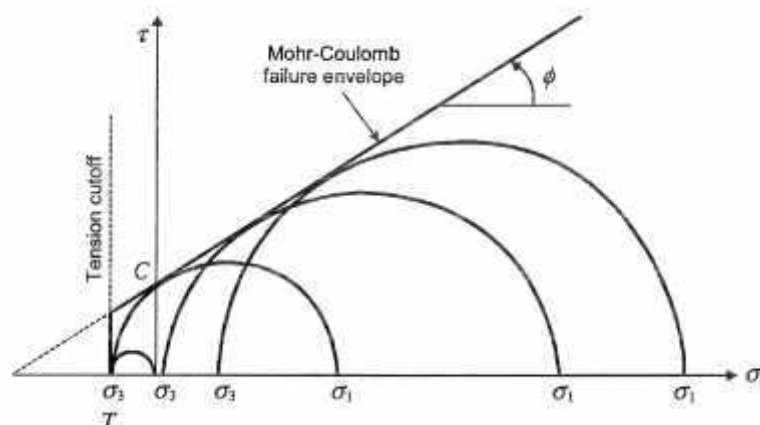
- c : valore della coesione;
- ϕ : valore dell'angolo di attrito interno;
- σ, τ : tensione normale e tangenziale al piano preso in esame;

Tale equazione può essere rappresentata dal diagramma in figura che individua l'involuppo delle condizioni limiti nella rappresentazione di Mohr assumendo come asse di sostegno la direzione principale a tensione intermedia.

Infatti è ben noto che in uno stato di tensione pluriassiale il valore massimo di τ è quello che si produce sull'elemento piano il cui punto rappresentativo è situato sul maggiore dei tre cerchi di Mohr, che dunque interseca l'asse delle σ in corrispondenza dei valori delle tensioni principali massima e minima.

Si è soliti individuare un valore limite della resistenza a trazione che è generalmente inferiore in valore assoluto rispetto a quella derivante dalla formula di Coulomb che prende il nome di tension cut-off e che limita il diagramma per valori tensionali di trazione.

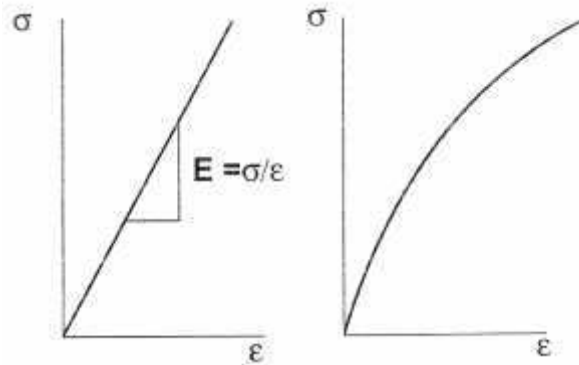
Si riporta a seguire grafico tratto dal rif. (A. Bruschi, "Meccanica delle rocce nella pratica geologica ed ingegneristica").



In generale per le terre il diagramma non è rettilineo ma curvo in quanto il valore di ϕ cambia al variare dello stato tensionale; inoltre i parametri c e ϕ dipendono oltre che dalla terza componente dello stato di sollecitazione principale anche dalla storia di carico (stress-path) che ha interessato il campione di suolo. Nel caso in esame relativo ad un ammasso roccioso si utilizza la semplificazione proposta in quanto l'influenza degli altri fattori risulta trascurabile considerato il valore limitato delle sollecitazioni previste in

sito (tensioni principali modeste) e pertanto si procede ad individuare c e ϕ , unici parametri che descrivono il comportamento a rottura del suolo.

Per quanto riguarda il legame costitutivo, sempre considerato il range tensionale modesto nel quale si opera, appare giustificato l'utilizzo di un modello semplificato perfettamente elastico lineare rappresentato dalla legge di Hooke: $\sigma = E \varepsilon$;



La figura tratta dal rif. (A. Bruschi, "Meccanica delle rocce nella pratica geologica ed ingegneristica") individua nel primo diagramma un comportamento elastico lineare e nel secondo un comportamento elastico non lineare.

Al fine di completare la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso si utilizza il procedimento del Rock Mass Rating (Bieniawski 1989). Si tratta di un procedimento di origine sperimentale con il quale si possono determinare le caratteristiche meccaniche c e ϕ ed E dell'ammasso roccioso note alcune caratteristiche geotecniche.

L'autore individua l'indice di classificazione RMR distinguendo in:

$$\text{RMR di base} = \text{RMR}_b = A1+A2+A3+A4+A5$$

$$\text{RMR corretto} = \text{RMR}_c = A1+A2+A3+A4+A5+A6$$

dove:

- A1 : valore numerico derivato dalla resistenza della roccia intatta;
- A2 : valore numerico derivato dall'indice RQD;
- A3 : valore numerico derivato dalla spaziatura delle discontinuità;
- A4 : valore numerico derivato dalle condizioni delle discontinuità;
- A5 : valore numerico derivato dalle condizioni idrauliche;
- A6 : indice di correzione per la giacitura delle discontinuità;

I valori di RMR vanno calcolati considerando i valori mediati delle famiglie di discontinuità presenti salvo l'esistenza di una famiglia dominante o di importanza critica nel qual caso occorre considerare solo i valori relativi a tale famiglia. Lo stesso Bieniawski deriva dal valore di RMR i parametri caratteristici dell'ammasso:

- coesione c (KPa) = 5 RMR_b ;
- angolo di attrito $\phi = 0,5 \text{ RMR}_b + 5$;
- modulo di deformazione E (GPa) = $2 \text{ RMR}_b - 100$;

quest'ultimo valore è stato corretto da Serafim e Pereira (1983) per valori di $RMR_c < 50$ in:

- modulo di deformazione E (GPa) = $10^{(RMR_c - 10) / 40}$;

Inseriti i dati relativi alla densità γ (assunta pari a 2300 kg/mc), alle caratteristiche di discontinuità dell'ammasso roccioso individuate con le indagini, l'evidenza dei fronti scavo e l'analisi degli affioramenti in situ si è eseguito il calcolo del RMR e degli altri parametri utili a definire il comportamento dell'ammasso secondo tale metodologia.

RESISTENZA DELLA ROCCIA INTATTA	A1	
Valore di σ_c [Mpa] 70	7,05	
INDICE RQD %	A2	
valore del RQD % 33	7,03	
SPAZIATURA DELLE DISCONTINUITA'	A3	
Spaziatura "s" [m] 0,5	9,78	
CONDIZIONE DELLA DISCONTINUITA'	v1+v2+v3+v4+v5 = A4	
persistenza (continuità) del giunto [m] 1 ÷ 3	v1=	4
apertura del giunto [mm] 1 ÷ 5	v2=	1
rugosità del giunto leggermente rugosa	v3=	3
alterazione delle pareti leggermente alterate	v4=	5
riempimento della discontinuità [mm] <5 compatto	v5=	4
	A4=	17
CONDIZIONI IDRAULICHE	A5	
condizione asciutta	15	
ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITA'	A6	
condizione mediocre	-7	
RMR di base = A1+ A2 + A3 + A4 + A5 =	56	
RMR corretto = A1+ A2 + A3 + A4 + A5 + A6 =	49	
CLASSE DELL'AMMASSO ROCCIOSO	III	
DESCRIZIONE	MEDIOCRE	
PARAMETRI CARATTERISTICI DELL'AMMASSO		
COESIONE c =	0,279	[MPa]
ANGOLO DI ATTRITO ϕ =	32,931	[DEG]
MODULO DI DEFORMAZIONE E =	9365,835	[MPa]

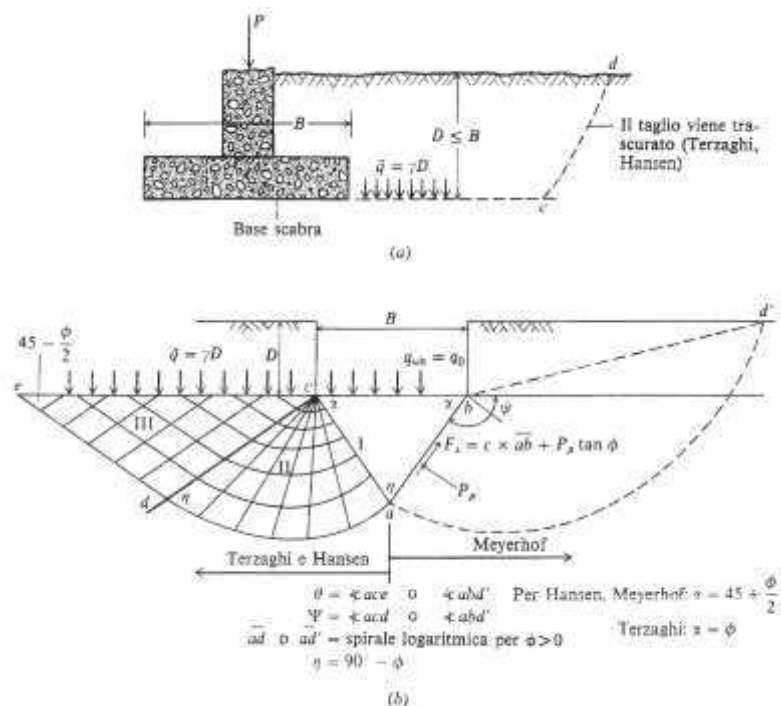
Il valore della resistenza a compressione monoassiale σ_c è stato stimato in $\sigma_{c,min} = 70\text{MPa}$, comparabile ai valori forniti in letteratura in merito ai calcari come riportato nella tabella tratta dal rif. (A. Bruschi, "Meccanica delle rocce nella pratica geologica ed ingegneristica").

ROCCIA	σ_c (MPa)	min - max	ROCCIA	σ_c (MPa)	min - max
Conglomerati	85	70 - 100	Andesiti	130	75 - 300
Brecce	110	?	Dioriti	140	100 - 190
Arenarie	100	75 - 160	Doleriti	280	220 - 320
Siltiti	80	10 - 180	Rioliti	85	?
Argilloscisti	95	35 - 170	Basalti	165	100 - 350
Calcari	75	50 - 180	Tufi	20	3 - 100
Calcareniti	18	2 - 30	Peridotiti	195	?
Marme	30	25 - 90	Gneiss	120	80 - 160
Dolomie	100	60 - 300	Marmi	110	60 - 230
Gessi	20	15 - 30	Anfiboliti	125	75 - 250
Anidridi	30	?	Serpentiniti	85	20 - 130
Gabbri	240	190 - 285	Micascisti	80	20 - 180
Graniti	140	95 - 230	Filladi	50	20 - 80
Granodioriti	105	75 - 135	Filladi quarzifere	100	45 - 155
Noriti	180	150 - 300	Quartziti	220	85 - 350
Porfidi	160	?	Scisti argillosi	50	30 - 80

8 PORTANZA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Nel caso specifico le fondazioni utilizzate in progetto sono di tipo superficiale a trave o plinto, pertanto nel calcolo della capacità portante si fa riferimento al modello geotecnico introdotto per tali tipologie di fondazioni da Terzaghi(1943). Tale modellazione calcola la capacità portante ultima del suolo intesa come il carico trasmesso dall'elemento di fondazione tale da generare nel suolo un meccanismo di collasso. Si riporta nella figura a seguire, tratta dal rif.(J.E. Bowles, "Fondazioni - Progetto e analisi"), uno schema grafico rappresentante lo schema di collasso nel quale si individua come il cedimento del cuneo a-b-c produca lo spostamento per rotazione e rottura a taglio lungo la superficie di scorrimento a-d-e o a-d'.

Autori diversi assegnano a tale superficie di scorrimento forme diverse.



A partire da quella di Terzaghi sono state proposte numerose altre relazioni analitiche per valutare la capacità portante di una fondazione superficiale su terreni e su roccia (Meyerhof, Hansen, Vesic, altri) le quali hanno modificato le superfici di scorrimento e aggiunto alla formulazione originaria una serie di coefficienti correttivi determinati mediante studi sperimentali.

Per le fondazioni su ammassi rocciosi J.E.Bowles suggerisce l'impiego della formula di Terzaghi corretta da Stagg e Zienkiewicz (1968) i quali pongono:

$$N_q = \tan^6 (45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = 5 \tan^4 (45^\circ + \phi/2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Tale formula è stata impiegata con i parametri desunti dallo studio dell'ammasso roccioso.

I valori assunti cautelativamente alla base delle calcolazioni sono:

$$c = 2.79 \text{ daN/cm}^2;$$

$$\phi = 32,93^\circ$$

Si tratta della condizione peggiore tra i dati desunti dal modello di Beniaowski e quelli forniti dall'analisi condotta dal geologo sui dati sperimentali di prova.

La formula di Terzaghi modificata da Stagg e Zienkiewicz viene impiegata ponendosi nelle condizioni più svantaggiose per quanto concerne forma e profondità degli elementi di fondazione. Il calcolo viene eseguito alla profondità minima raggiunta dallo scavo, tenendo conto della maggiorazione dello stesso previsto in progetto rispetto al piano di posa delle fondazioni.

Nella tabella a seguire si riportano le calcolazioni relative.

c=	2,79	[daN/cm ²]
Ø=	32,93	[°]
yterreno=	2300,00	[daN/m ³]
D (profondità)=	0,00	[cm]
B (larghezza)=	135,00	[cm]
B/L (_ largh./lungh.)=	1,00	
D/B=	0,00	
ca (aderenza alla base)=	0,00	[daN/cm ²]
η(inclinaz.piano base)=	0,00	[°]
β (incl. Suolo ai bordi fond.)=	0,00	[°]
qult.=	165,75	[daN/cm ²]
F.r. =	9,18	
qult.' = qult. /F.r.	18,05	
F.S.=	2,30	
qu.=qult./F.S.=	7,85	[daN/cm ²]

Il valore q_{lim} , calcolato con la formula di Stagg e Zienkiewicz, secondo J.E.Bowles, va corretto in funzione del grado di fratturazione della roccia per ottenere il valore limite di verifica:

$$q_{lim}' = q_{lim} (RQD/100)^2$$

In tabella si tiene conto di ciò introducendo l'ulteriore fattore di sicurezza:

$$F.r. = 1/(RQD/100)^2 = 9.182$$

Occorre tener presente che tale relazione diventa inapplicabile per rocce con $RQD \leq 30$.

Il metodo di calcolo in esame fornisce il valore:

$$q_{ult} = 18.05 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_d = 7.85 \text{ daN/cm}^2$$