

# COMUNE DI CORIANO

Provincia di Rimini

**SISTEMAZIONE DELLA EX AREA DEL CAMPO SPORTIVO DI VIA GIOVAGNOLI A  
DESTINAZIONE RESIDENZIALE E SERVIZI DEL CAPOLUOGO.  
SCHEMA DEL PU: P.Z.1 - S.7 " AREA VECCHIO CAMPO DA CALCIO" A CORIANO**

Rif. catastali: Foglio 29 - mappali nn. 36 - 58 - 1144.

Committente

Marchetti Immobiliare  
Via del Carso n. 27  
61122 Pesaro (Pu)  
P.I. 02466610413



Progettazione architettonica

Ing. Vincenzo Lascaro  
Via dei Tigli 12  
47841 Cattolica (RN)  
Tel. 0541 830799  
Cell. 338 8888951  
E-mail: vincenzo.lascaro@gmail.com

03					
02					
01					
00	25/11/2016	Emissione iniziale			
Rev.	Data	Descrizione - Emissione	Redatto	Verificato	Approvato

Oggetto

**RELAZIONE TECNICA**

Titolo

**RELAZIONE GEOLOGIA  
AGGIORNAMENTO VERIFICHE DI STABILITA'**

**redatta dal dott. geol. FABIO VANNONI**

Codifica Elaborato

Data: **25/11/2016**

**P U — 0 4 BIS**

Nome File : **RelGeomComCoriano1570.pdf**

Scala



GEOPROGET

Committente: **MARCHETTI IMMOBILIARE**

Comune: **Coriano (RN)**

**RELAZIONE GEOLOGICA PER RIQUALIFICAZIONE URBANA DELL'EX  
CAMPO DI CALCIO DI VIA GIOVAGNOLI IN LOCALITA' CAPOLUOGO  
- COMUNE DI CORIANO (RN) -**

**- AGGIORNAMENTO VERIFICHE DI STABILITA' -**

Riccione, Novembre 2016  
Rif. 2245

## I N D I C E

1. PREMESSA.....	pag. 2
2 INTEGRAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	pag. 2
3 LITOLOGIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE.....	pag. 4
4. VERIFICHE DI STABILITA'.....	pag. 5
4.1. Condizioni e metodologia di calcolo.....	pag. 5
4.1.1 Analisi statica e pseudo statica.....	pag. 6
4.2 Sintesi dei calcoli di stabilità.....	pag. 7

## ALLEGATI NEL TESTO

ALLEGATO N. 1 - Planimetria con ubicazione prove in sito

ALLEGATO N. 2 - Profilo penetrometrico

ALLEGATO N. 3 - Verifiche di stabilità – Cyclic Strength Reduction

## 1 PREMESSA

Con la presente si risponde alla richiesta di integrazioni formulata dalla PROVINCIA DI RIMINI (prot. N. 21512 / CI907 del 27-10-2016) e trasmessa dal Comune di Coriano sul Piano di Utilizzo Scheda PZ1-S7 "area vecchio campo da calcio Coriano" località Capoluogo, presentato dalla ditta Marchetti Immobiliare.

L'area è stata studiata in precedenza dallo scrivente con relazione geologica datata giugno 2008 e successivo aggiornamento dell'ottobre 2012.

Con la presente, conformemente alle NTC 14/01/2008 e in funzione di quanto richiesto dalla Provincia di Rimini si procede alle idonee analisi di stabilità del sito di intervento in corrispondenza della sezione rappresentativa B-B' tenendo conto delle situazioni post intervento e simulando sia condizioni statiche che sismiche sul lungo e breve termine.

Per fare questo ci si avvale di una integrazione così strutturata:

- Rilevamento geomorfologico e delle condizioni idrogeologiche dell'area per confermare quanto emerso dal precedente studio;
- Integrazione della campagna geognostica precedentemente effettuata consistente in n. 1 penetrometria statica C.P.T., n. 1 con rilievo del livello di falda per confermare le condizioni stratigrafiche precedentemente individuate del versante sovrastante l'intervento;
- Valutazioni e verifiche di stabilità in base al paragrafo 6.3 delle NTC 14-01-2008 e relativa circolare esplicativa.

## 2 INTEGRAZIONE AD INDAGINE GEOGNOSTICA

La penetrometria statica C.P.T.1 è stata eseguita alla base del tratto di pendio che interessa l'area di studio, ovvero nella situazione ritenuta più critica, con strumento "Pagani" da 20 ton spinta a profondità di oltre -14 mt dal piano campagna rilevando, in maniera continua, i valori di resistenza di punta "Rp" e resistenza di attrito laterale locale "Rl".

Le caratteristiche dello strumento utilizzato i grafici e le tabelle analitiche delle penetrometrie sono riportati all'interno dei relativi certificati in allegato n. 2 con ubicazione riportata in allegato n. 1.

La prova effettuata in sito in aggiunta all'indagine precedentemente eseguita e unitamente agli strumenti correlativi geognostici e geofisici, permette una caratterizzare del sottosuolo tale da soddisfare esaustivamente il concetto di "volume significativo di terreno" (paragrafo 3.2.2. del D.M. 14/01/08 e paragrafo 6.2.2. della relativa Circolare del 02 febbraio 2009).

La campagna geognostica integrativa ha permesso di confermare la stratigrafia precedentemente individuata: sottosuolo composto sinteticamente nei 3 litotipi individuati dall'indagine precedente e a cui si fa riferimento sia per la suddivisione litologica e stratigrafica che per la attribuzione dei parametri geomeccanici agli stessi litotipi. E' stata altresì rilevata la presenza di una circolazione idrica alla profondità di -4.0 mt dal piano di campagna ovvero a profondità maggiore rispetto a quella ipotizzata di massimo innalzamento per le verifiche di stabilità.

L'area originariamente livellata per la presenza di un impianto sportivo è stata successivamente rimodellata nella sua porzione inferiore ed adattata alla morfologia circostante. Pertanto nella parte valle lo spessore della copertura è inferiore. La diminuzione del dislivello rispetto alla sottostante via Giovagnoli ha comportato un indubbio vantaggio sulla stabilità generale dell'area ed un impatto sensibilmente minore per quanto le opere di contenimento del terreno.

## 4 VERIFICHE DI STABILITA'

### 4.1 Condizioni e metodologia di calcolo

A supporto delle osservazioni formulate e ad integrazione delle verifiche effettuate nel precedente studio del giugno 2008 vengono di seguito condotte apposite verifiche analitiche di stabilità su di un tratto significativo di versante in base alla situazione attuale di modellamento di pendio e considerando superfici nastriformi di carico che simulano la presenza di futuri fabbricati.

La stabilità del versante che declina nella zona di intervento è stata sottoposta a calcolo (in allegato n. 3 vedi traccia sezione topografica B-B' in allegato n. 1) lungo la sezione ritenuta maggiormente critica.

Tali verifiche si esplicano in ossequio alle prescrizioni contenute nel DM 14/01/2008 al paragrafo 7.11.3.5.2 e relativa circolare esplicativa (al punto C7.11.3.5) nonché secondo le linee AGI, 2005 valutando analiticamente la stabilità tramite metodi statici e pseudostatici in condizioni dinamiche e post - sismiche.

Infatti le sollecitazioni sismiche, a causa della loro natura dinamica e ciclica, inducono in un pendio, rispetto al caso statico, i seguenti effetti:

- un incremento delle azioni destabilizzanti, dovuto all'insorgere di forze d'inerzia proporzionali all'accelerazione sismica, variabili nel tempo e all'interno del pendio, in intensità, direzione e verso;
- una riduzione delle azioni resistenti, dovuta a fenomeni di fatica e/o di accumulo delle pressioni interstiziali, conseguenti alla ciclicità del carico. In generale, il decadimento della resistenza al taglio cresce con il numero dei cicli di carico, e quindi con la durata del terremoto. In terreni sabbiosi saturi poco addensati, il progressivo incremento delle pressioni interstiziali indotto dai carichi ciclici può ridurre significativamente la resistenza al taglio, talvolta fino ad annullarla. In terreni coesivi molto plastici (e attivi), nei quali i fenomeni di tipo viscoso assumono un ruolo non trascurabile, la degradazione ciclica può essere parzialmente o totalmente compensata dall'aumento di resistenza indotto, in condizioni non drenate, dall'elevata velocità di applicazione del carico.

Da quanto esposto risulta evidente che il comportamento di un pendio durante l'evento sismico, e per un periodo successivo all'evento stesso, è strettamente legato alla natura del terreno e alle condizioni esistenti prima del terremoto. Un'analisi completa della stabilità in condizioni sismiche deve perciò sempre comprendere lo studio del comportamento del pendio prima, durante e dopo il terremoto.

L'azione sismica di base da assumere nelle analisi di stabilità può essere determinata in accordo con i criteri esposti alla precedente relazione geologica per le condizioni di Stato Limite Ultimo definito come SLV.

Data la natura dei terreni, appartenenti ad una formazione geologica complessa, nonché il loro elevato grado di alterazione e fessurazione superficiale, per la verifica del tratto di pendio di interesse, si è optato per l'adozione del metodo di verifica tramite il metodo di Janbu semplificato lungo sezioni di massima pendenza, nell'assunzione di superfici di scivolamento poligonali, con il livello di falda prevedibile per le varie situazioni ed una parametrizzazione geotecnica che adottasse i valori caratteristici riscontrati.

Il metodo di "Janbu semplificato" pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili. Di conseguenza i singoli conci interagiscono tra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale. La superficie di scorrimento può essere circolare od avere una forma qualsiasi. A supporto si utilizza anche il metodo G.L.E. (Fredlund e Kran, 1977) che rappresenta una riformulazione del quello di Morgenstern Price; esso permette una verifica più "rigorosa" in quanto prende in considerazione sia l'equilibrio dei momenti che delle forze tra i conci. La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura è data, per ogni concio da:

$$T_i \max = X_i / (1 + Y_i / F_s)$$

con:  $X_i = (c + (g \cdot h - gw \cdot hw) \cdot \text{Tg}\varphi) \cdot (1 + \text{tg}\varphi^2) \cdot dx / \cos\alpha$ ;  $Y_i = \text{tg}\alpha \cdot \text{Tg}\varphi$   
 $gw$  = peso di volume dell'acqua;  
 $dx$  = lunghezza del concio lungo l'orizzontale  
 $F_s$  = coefficiente di sicurezza  
 $c$  = coesione  
 $hw$  = altezza dell'acqua sulla base del concio  
 $\alpha$  = inclinazione del concio sull'orizzontale  
 $\varphi$  = angolo di attrito interno

la resistenza al taglio mobilitante lungo il piano di taglio è per ogni concio data da:

$$T_i \text{mob} = Z_i$$

con:  $Z_i = g \cdot h \cdot dx \cdot \text{tg}\alpha$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene espresso come segue:

$$F_s = \sum_{(i=1-n)} T_i \max / \sum_{(i=1-n)} T_i \text{mob}$$

Poiché il coefficiente di sicurezza "Fs" compare anche la numeratore dell'espressione il software adotta un procedimento iterativo per giungere, con vari tentativi, al valore finale di Fs.

Il metodo è applicabile a versanti costituiti da terreni eterogenei dal punto di vista litologico e/o geotecnico e quindi ben si adatta alla nostra situazione.

Inoltre tramite tale metodo, lungo le superfici di scivolamento maggiormente critiche e/o di scorrimento, è possibile determinare eventuali deficit di resistenza cui all'occorrenza fare fronte per arrestare eventuali scorrimenti e/o dimensionare opere di consolidamento atte ad incrementare le resistenze di un adeguato coefficiente di sicurezza. Tale deficit locale deriva dalla differenza tra le forze traenti e quelle resistenti a cui sono soggetti i vari concii lungo le potenziali superfici di scivolamento.

### 4.1.1 Analisi statica e pseudostatica

L'analisi statica e pseudostatica viene condotta sostanzialmente secondo i metodi dell'equilibrio limite e le relative prescrizioni normative di riferimento. In particolare nei metodi di analisi pseudostatica si assume che:

- il terreno sia assimilabile ad un mezzo rigido perfettamente plastico;
- la rottura sia raggiunta contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento (effettiva o potenziale);
- la resistenza sulla superficie di scorrimento sia espressa in termini di tensioni efficaci, mediante il criterio di Mohr - Coulomb ( $\tau_f = c' + \sigma'_n \tan\varphi'$ , dove  $\sigma'_n$  è la tensione normale efficace sulla superficie di scorrimento), o in termini di tensioni totali, mediante il criterio di Tresca ( $\tau_f = c_u$ );
- l'azione dinamica del terremoto sia rappresentata da una forza di inerzia statica equivalente, proporzionale al peso  $W$  della massa potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = K_h W$  e  $F_v = K_v W$ , con  $K_h$  e  $K_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale.

Dal momento che gli effetti delle forze di inerzia impulsive prodotte dal moto sismico vengono descritti mediante una forza statica equivalente,  $F = KW$ , costante nel tempo in modulo, direzione e verso, l'accelerazione equivalente,  $K^*g$ , proporzionale al coefficiente sismico  $K$ , può essere anche notevolmente inferiore all'accelerazione massima  $a_{\max}$  del terremoto di progetto.

Di norma, a partire dall'accelerazione orizzontale massima del terremoto di progetto, viene stabilito il valore del coefficiente sismico orizzontale  $K_h$ , mentre il coefficiente sismico verticale  $K_v$  è definito come un'aliquota di quello orizzontale secondo il seguente rapporto:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:  $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0,24 (nel nostro caso viene ipotizzato cautelativamente un suolo C rispetto alle due tipologie ipotizzate nella relazione geologica giugno 2008 )  
 $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = 0,26g  
 $g$  = accelerazione di gravità.

I valori di  $\beta_s$  utilizzati sono riportati nella Tab. 7.11.I del DM2008.

In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa  $a_{max} > 0,15g$ , nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche. In assenza di specifiche prove di laboratorio eseguite in condizioni cicliche, l'incremento delle pressioni interstiziali,  $\Delta u$ , per le analisi in tensioni efficaci, e il coefficiente di riduzione della resistenza non drenata,  $\delta_{cu}$ , per le analisi in tensioni totali, vengono stimati facendo ricorso all'uso di relazioni empiriche contenute nelle linee guida AGI (in Appendice 8.B di queste ultime sono riportate alcune correlazioni di letteratura per terreni coesivi e terreni granulari).

## 4.2 Sintesi dei calcoli di stabilità

Il coefficiente di sicurezza è stato calcolato con il software "Soils2" (vedi allegato n. 3), prodotto dalla ditta Program Geo di Brescia, tramite i metodi di Janbu e GLE in condizioni di lungo termine e post-sisma nonché sul breve termine dinamiche; ciò valutando la condizione di stato limite con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alle superfici di scorrimento ritenute maggiormente critiche (scelte tra quelle che interessano i terreni superficiali) e significative nonché caratterizzate dal minore margine di sicurezza, secondo le varie combinazioni di calcolo e di sollecitazione sismica (con acc. orizz. e  $\pm$  verticale  $\updownarrow$ ).

Le condizioni di stabilità attuale del versante e quella globale del sistema opera/terreno sono state verificate tramite superfici poligonali, ricercando per tentativi le superfici più critiche nei tratti di versante ritenuti più significativi e/o lungo le superfici di scivolamento individuabili e/o ipotizzabili a seguito dello studio geologico/morfologico e della campagna geognostica.

Le formule ed i metodi di calcolo relativi al caso in esame sono quelli illustrati e prescritti nel manuale A.G.I. "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" anno 2005.

Pertanto i calcoli sono stati condotti secondo le seguenti assunzioni:

### **Breve termine con sisma**

- Presenza di falda ed in condizioni di massimo innalzamento prevedibile, situazione che, vista la natura di tali terreni, le risultanze dei sondaggi effettuati, e l'assetto stratigrafico, potrebbe verificarsi solamente a seguito di eventi eccezionali e la cui permanenza sarebbe solo di breve durata;
- concomitanza di evento sismico (determinazione delle azioni sismiche secondo DM2008 e precedenti paragrafi 3.3.3 e 4.2.1 in relazione alla situazione limite di SLV).

(Nota: in questo caso vengono adottati parametri geomeccanici caratteristici di resistenza del terreno in termini di "tensioni totali"  $C_u - F_u - C_u(cyc)$  rilevati nella campagna geognostica).

Per le verifiche in termini di tensioni totali sono stati assunti i valori minimi o vicini a quelli minimi individuati indirettamente, per ciascun litotipo, attraverso le penetrometrie statiche. Per tener conto dell'innescarsi di eventuali rotture locali con possibile progressione estensione all'intero pendio, per la determinazione del valore di  $C_u$  "caratteristico" generalmente si considera l'intera distribuzione campionaria della  $C_u$  relativa al litotipo "V" nelle penetrometrie interessate dalla sezione di verifica. Quindi il valore che viene ritenuto governare l'insorgere dello stato limite entro limitati volumi di terreno (es. fenomeni di rottura locale) consiste nel 5° percentile della distribuzione del campione che è usualmente vicino a quello minimo (vedi studio precedente).

Per il litotipo "V" nel caso in esame il valore ridotto/degradato di  $C_u = C_u(cyc)$ , determinato (in Fardis et al: Designer's guide to EC8 in allegato con le verifiche di stabilità) a partire dal relativo valore caratteristico (coincidente con il valore minimo rilevato), viene assunto generalmente costante lungo la superficie di scorrimento ed utilizzato per le verifiche in condizioni dinamiche. Da tali verifiche, nelle condizioni riscontrate, si evince una riduzione nulla di  $C_u$ . La degradazione della  $C_u$  nei litotipi "D" e "P" è nulla.

**Lungo termine - condizioni post - sismiche**

- Presenza di falda in condizioni di innalzamento medio ipotizzato;
- Determinazione di eventuali sovrappressioni idrostatiche indotte dal sisma  $\Delta u$  nella condizione post sismica;
- Parametrizzazione geotecnica dei terreni costituenti la coltre secondo valori di resistenza ottenuti con raffronto ad analisi di laboratorio su campioni con caratteristiche litologiche e geotecniche analoghe.

Nota: qui vengono adottati parametri geomeccanici caratteristici di resistenza del terreno in termini di "tensioni efficaci"  $C_{cv}'$  e  $F_{cv}'$  (a volume costante o stato critico) che esprimono sia la riduzione dei parametri di picco dovuta a cicli di fessurazione o rammollimento dei terreni superficiali e dall'altro la degradazione dovuta alla ciclicità della azione sismica. Si assumono i valori minimi ipotizzati per il litotipo "V" (vedi studio precedente) non essendovi testimonianze o riscontri di passati scorrimenti gravitativi.

L'adeguatezza del margine di sicurezza calcolato nei confronti della stabilità del pendio è stata riferita, per analogia, alla sicurezza dei fronti di scavo e rilevati come definito al paragrafo C7.11.4 della circolare esplicativa n. 617 (utilizzando i coeff. parziali per i parametri caratteristici e la combinazione di calcolo (A2+M2+R2)). In tal caso i fattori di sicurezza in tutte le situazioni di calcolo devono soddisfare il **valore limite** di **Fs = 1.1** adottando i parametri geotecnici di progetto ottenuti dalla fattorizzazione dei parametri caratteristici. Ovvero i parametri geotecnici espressi in termini tensioni efficaci ( $F_i'$  e  $C'$ ) vengono ridotti del fattore parziali 1.25 e quelli espressi in tensioni totali nella condizioni sismica ("Cu") ridotti del fattore parziali 1.4.

Le analisi condotte nelle condizioni possibili a verificarsi lungo la sezione B-B' (vedi allegato n. 3) evidenziano i seguenti risultati:

FS Breve Termine con sisma (param. degradati)	3.60
FS lungo termine - Post Sisma (param. Degradati + delta-u)	1.75

Le situazioni ipotizzate forniscono un coefficiente di sicurezza superiore ai requisiti minimi richiesti da normativa. Pertanto il settore di versante che comprende l'area oggetto di studio nelle condizioni attuali ed in quelle ipotizzate di progetto è da ritenersi stabile.

**Riccione, novembre 2016**



**ALLEGATI**



Studio di Geologia  
via Ceccarini, 171 - Riccione 47036  
tel. 0541/606464

**GEOPROGET**

**UBICAZIONE PROVE IN SITO**



**LEGENDA**

**P3** ● PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (C.P.T.) PRECEDENTI UTILIZZATE PER VERIFICA DI STABILITA'

**CPT-P6** ● PROVA PENETROMETRICA STATICA (C.P.T.) DI VERIFICA

— TRACCIA SEZIONE GEOLITOGICA E DI VERIFICA DI STABILITA'

# ALLEGATO N. 2

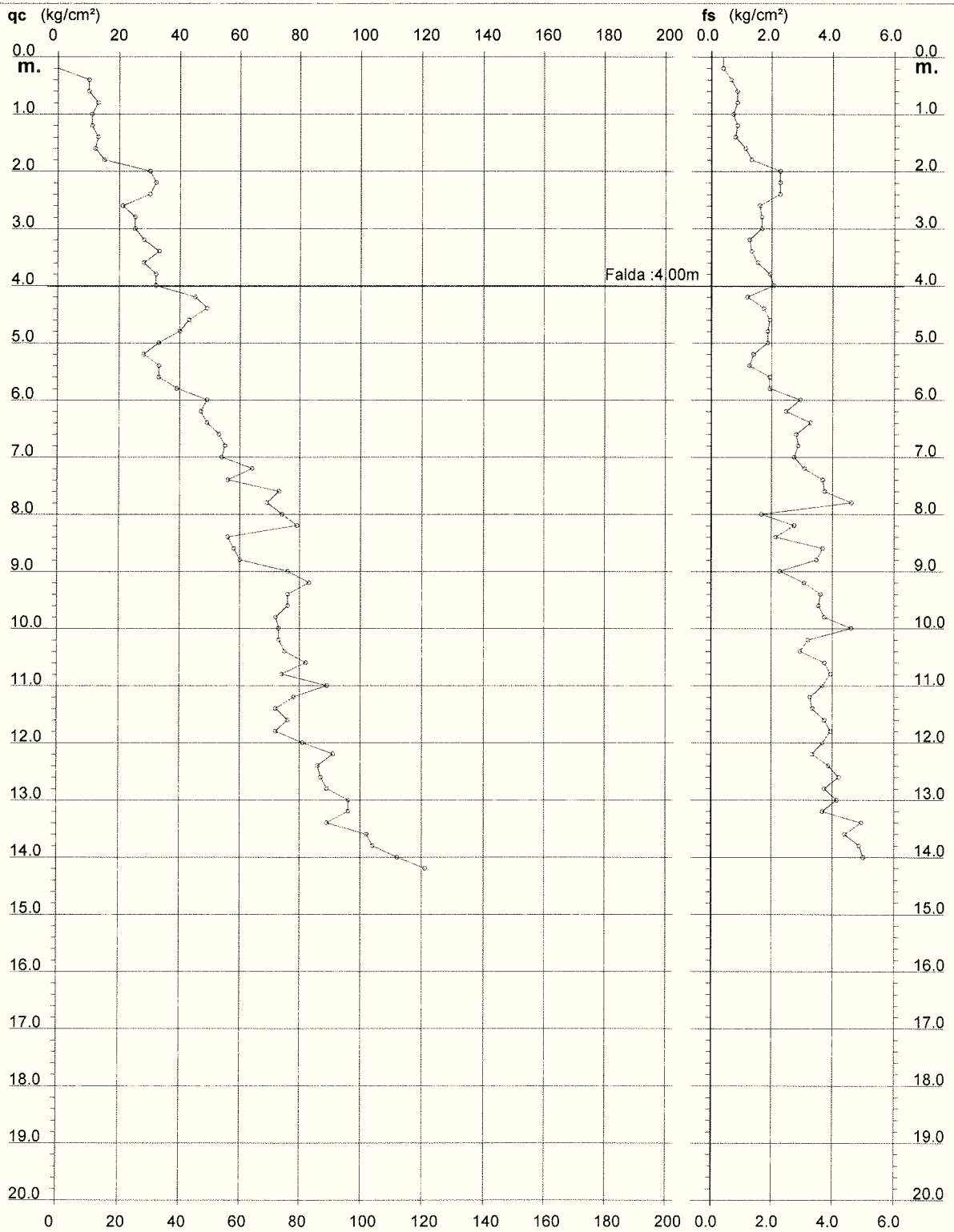
## PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT P6 BI

2.01PG05-064

- committente : Dr. Geol. Fabio Vannoni  
- lavoro :  
- località : Via Giovagnoli, Coriano, (RN).

- data : 14/11/2016  
- quota inizio : Piano Campagna  
- prof. falda : 4.00 m da quota inizio  
- scala vert. : 1 : 100



**PROVA PENETROMETRICA STATICA**  
**LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA**

**CPT P6 BI**

2.01PG05-064

- committente : Dr. Geol. Fabio Vannoni  
 - lavoro :  
 - località : Via Giovagnoli, Coriano, (RN).  
 - note :

- data : 14/11/2016  
 - quota inizio : Piano Campagna  
 - prof. falda : 4.00 m da quota inizio  
 - pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm <sup>2</sup>				punta	laterale	kg/cm <sup>2</sup>		
0.20	---	---	--	0.40	----	7.40	56.0	102.0	56.0	3.67	15.0
0.40	10.0	16.0	10.0	0.67	15.0	7.60	73.0	128.0	73.0	3.73	20.0
0.60	10.0	20.0	10.0	0.87	12.0	7.80	69.0	125.0	69.0	4.60	15.0
0.80	13.0	26.0	13.0	0.87	15.0	<b>8.00</b>	74.0	143.0	74.0	1.67	44.0
<b>1.00</b>	11.0	24.0	11.0	0.73	15.0	8.20	79.0	104.0	79.0	2.73	29.0
1.20	11.0	22.0	11.0	0.87	13.0	8.40	56.0	97.0	56.0	2.13	26.0
1.40	13.0	26.0	13.0	0.80	16.0	8.60	58.0	90.0	58.0	3.67	16.0
1.60	12.0	24.0	12.0	1.13	11.0	8.80	60.0	115.0	60.0	3.47	17.0
1.80	15.0	32.0	15.0	1.33	11.0	<b>9.00</b>	76.0	128.0	76.0	2.27	34.0
<b>2.00</b>	30.0	50.0	30.0	2.27	13.0	9.20	83.0	117.0	83.0	3.07	27.0
2.20	32.0	66.0	32.0	2.27	14.0	9.40	76.0	122.0	76.0	3.60	21.0
2.40	30.0	64.0	30.0	2.27	13.0	9.60	76.0	130.0	76.0	3.53	22.0
2.60	21.0	55.0	21.0	1.60	13.0	9.80	72.0	125.0	72.0	3.73	19.0
2.80	25.0	49.0	25.0	1.67	15.0	<b>10.00</b>	73.0	129.0	73.0	4.60	16.0
<b>3.00</b>	25.0	50.0	25.0	1.67	15.0	10.20	73.0	142.0	73.0	3.20	23.0
3.20	28.0	53.0	28.0	1.27	22.0	10.40	75.0	123.0	75.0	2.93	26.0
3.40	33.0	52.0	33.0	1.33	25.0	10.60	82.0	126.0	82.0	3.73	22.0
3.60	28.0	48.0	28.0	1.53	18.0	10.80	74.0	130.0	74.0	3.93	19.0
3.80	32.0	55.0	32.0	1.93	17.0	<b>11.00</b>	89.0	148.0	89.0	3.67	24.0
<b>4.00</b>	32.0	61.0	32.0	2.07	15.0	11.20	78.0	133.0	78.0	3.27	24.0
4.20	45.0	76.0	45.0	1.20	37.0	11.40	72.0	121.0	72.0	3.33	22.0
4.40	49.0	67.0	49.0	1.73	28.0	11.60	76.0	126.0	76.0	3.73	20.0
4.60	43.0	69.0	43.0	1.93	22.0	11.80	72.0	128.0	72.0	3.93	18.0
4.80	40.0	69.0	40.0	1.87	21.0	<b>12.00</b>	81.0	140.0	81.0	3.67	22.0
<b>5.00</b>	33.0	61.0	33.0	1.87	18.0	12.20	91.0	146.0	91.0	3.33	27.0
5.20	28.0	56.0	28.0	1.40	20.0	12.40	86.0	136.0	86.0	3.87	22.0
5.40	33.0	54.0	33.0	1.27	26.0	12.60	87.0	145.0	87.0	4.20	21.0
5.60	33.0	52.0	33.0	1.93	17.0	12.80	89.0	152.0	89.0	3.73	24.0
5.80	39.0	68.0	39.0	1.93	20.0	<b>13.00</b>	96.0	152.0	96.0	4.13	23.0
<b>6.00</b>	49.0	78.0	49.0	2.93	17.0	13.20	96.0	158.0	96.0	3.67	26.0
6.20	47.0	91.0	47.0	2.47	19.0	13.40	89.0	144.0	89.0	4.93	18.0
6.40	49.0	86.0	49.0	3.27	15.0	13.60	102.0	176.0	102.0	4.40	23.0
6.60	53.0	102.0	53.0	2.80	19.0	13.80	104.0	170.0	104.0	4.87	21.0
6.80	55.0	97.0	55.0	2.87	19.0	<b>14.00</b>	112.0	185.0	112.0	5.00	22.0
<b>7.00</b>	54.0	97.0	54.0	2.73	20.0	14.20	121.0	196.0	121.0	-----	----
7.20	64.0	105.0	64.0	3.07	21.0						

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t  
 - COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s  
 - punta meccanica tipo Begemann  $\varnothing = 35.7$  mm (area punta 10 cm<sup>2</sup> - apertura 60°)  
 - manicotto laterale (superficie 150 cm<sup>2</sup>)

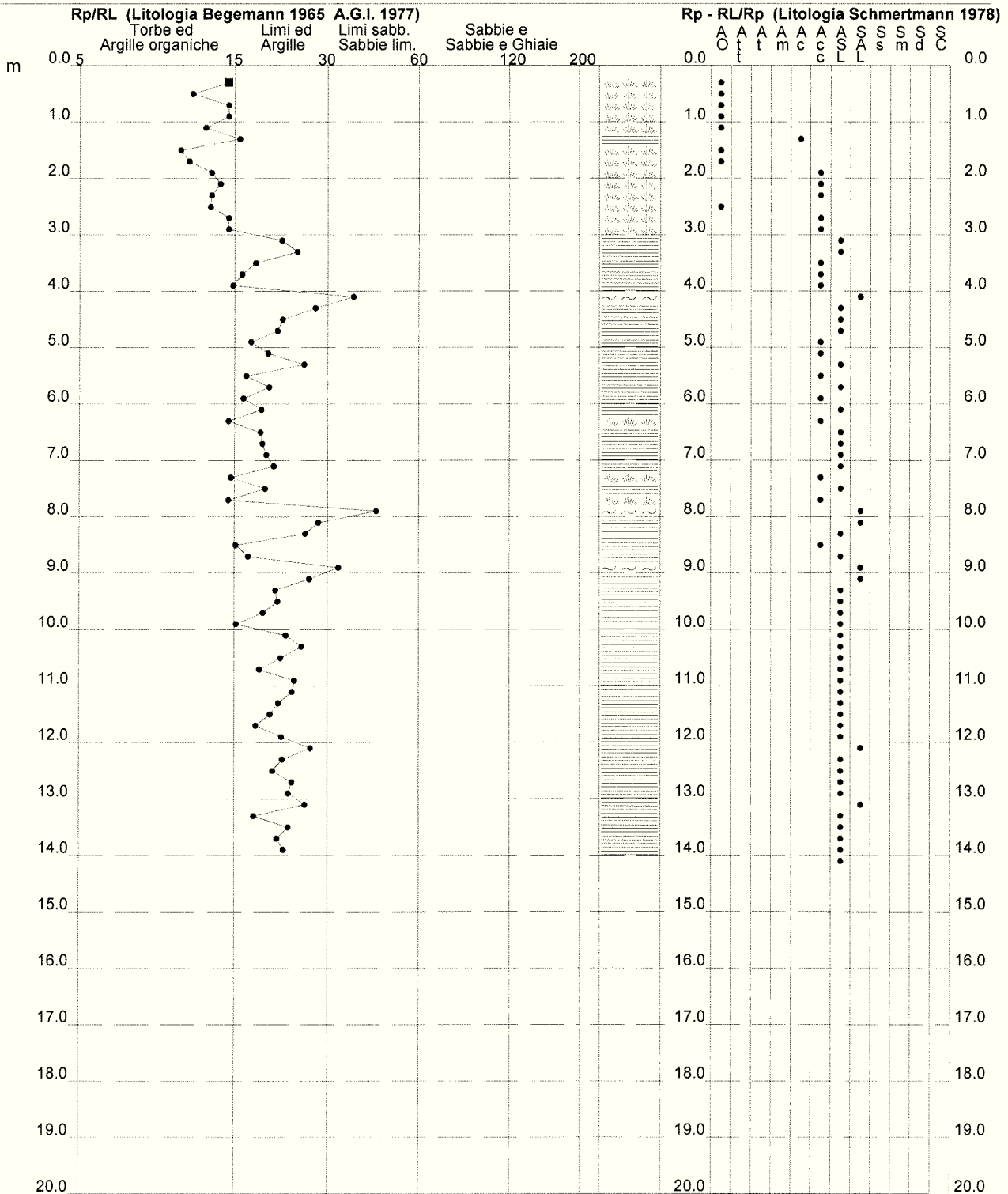
# PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT P6 BI

2.01PG05-064

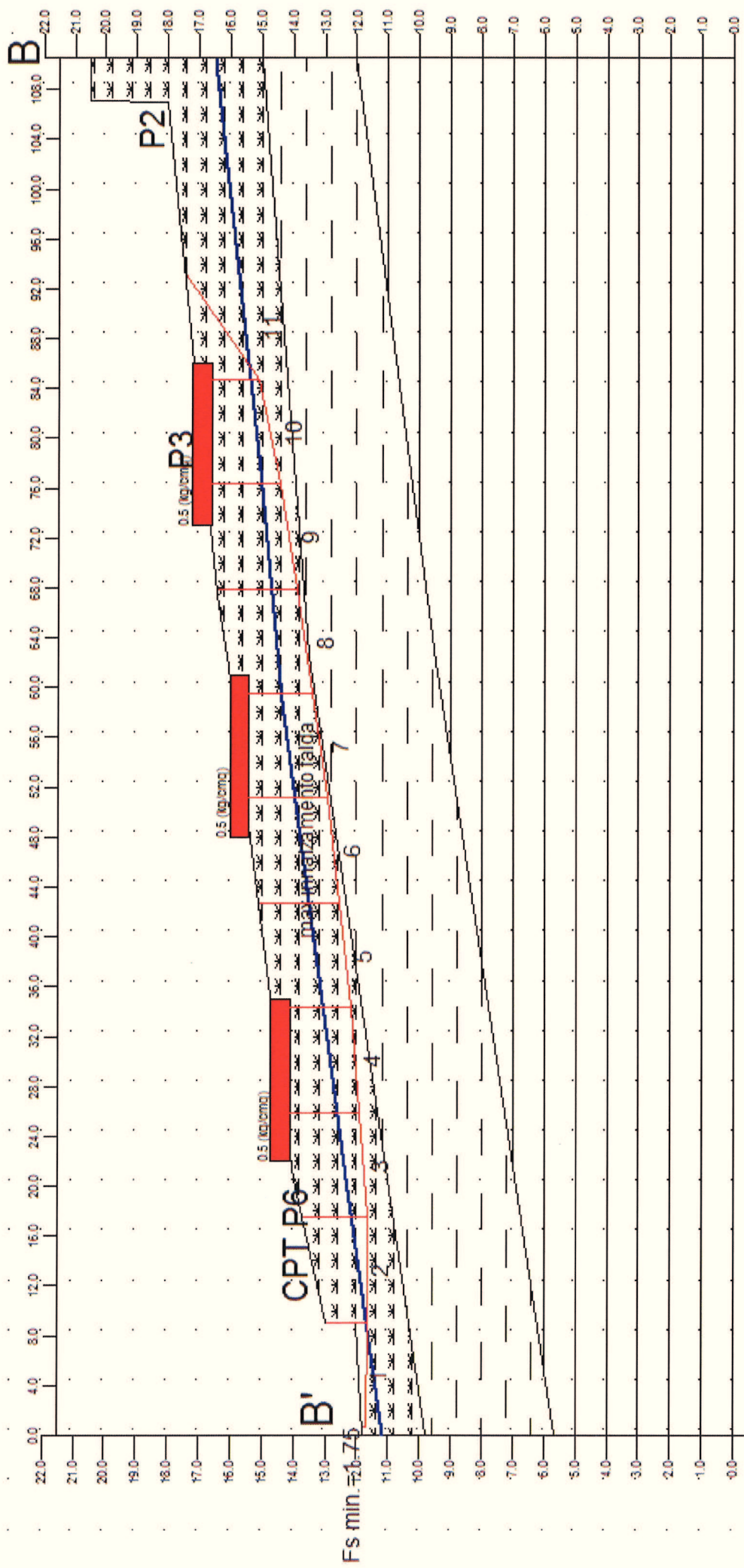
- committente : Dr. Geol. Fabio Vannoni  
 - lavoro :  
 - località : Via Giovagnoli, Coriano, (RN).  
 - note :

- data : 14/11/2016  
 - quota inizio : Piano Campagna  
 - prof. falda : 4.00 m da quota inizio  
 - scala vert. : 1 : 100



# ALLEGATO N. 3 - VERIFICA STABILITA' LUNGO TERMINE e situazione post-ciclica

## SEZIONE GEOLITOGICA SCHEMATICA



Committente: MARCHETTI IMMOBILIARE

Località: CORIANO

Data: 11-2016

Riferimenti: 2245 - Verifica di stabilità sul lungo termine - situazione post ciclica

**Analisi di stabilità: riepilogo generale delle superfici verificate**

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghz za m	Inclina zione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm du)
1	1.748	Janbu semplificato	1	0.65	11.73	8.41	-0.5	6.025	8575.42	0	0	0	15.4	0
			2	9.057	11.656	8.41	0	14.392	23120.01	0.3	0	0	15.4	0
			3	17.465	11.655	8.41	1.7	18.672	30518.39	0.6	19351.03	558.2	15.4	0
			4	25.872	11.897	8.41	2.1	20.387	33460.96	0.7	42008.67	1525.72	15.4	0
			5	34.279	12.203	8.41	2.4	21.186	35058.34	0.9	3601.47	148.82	15.4	0
			6	42.686	12.55	8.41	2.6	21.645	35142.4	1	15451.89	709.63	15.4	0
			7	51.094	12.936	8.42	3	21.724	35142.4	1	41979.44	2186.74	15.4	0
			8	59.501	13.374	8.42	3.4	21.489	35058.34	0.9	7482	448.95	15.4	0
			9	67.908	13.879	8.42	3.6	20.52	33460.96	0.7	16545.18	1030.83	15.4	0
			10	76.315	14.402	8.42	4.6	18.299	30434.34	0.5	41899.33	3391.36	15.4	0
			11	84.723	15.083	8.43	15.6	8.457	14460.51	0.2	6151.15	1717.31	15.4	0
1	1.755	General Limit Equilibrium	1	0.65	11.73	8.41	-0.5	6.025	8575.42	0	0	0	15.4	0
			2	9.057	11.656	8.41	0	14.392	23120.01	0.3	0	0	15.4	0
			3	17.465	11.655	8.41	1.7	18.672	30518.39	0.6	19351.03	558.2	15.4	0
			4	25.872	11.897	8.41	2.1	20.387	33460.96	0.7	42008.67	1525.72	15.4	0
			5	34.279	12.203	8.41	2.4	21.186	35058.34	0.9	3601.47	148.82	15.4	0
			6	42.686	12.55	8.41	2.6	21.645	35142.4	1	15451.89	709.63	15.4	0
			7	51.094	12.936	8.42	3	21.724	35142.4	1	41979.44	2186.74	15.4	0
			8	59.501	13.374	8.42	3.4	21.489	35058.34	0.9	7482	448.95	15.4	0
			9	67.908	13.879	8.42	3.6	20.52	33460.96	0.7	16545.18	1030.83	15.4	0
			10	76.315	14.402	8.42	4.6	18.299	30434.34	0.5	41899.33	3391.36	15.4	0
			11	84.723	15.083	8.43	15.6	8.457	14460.51	0.2	6151.15	1717.31	15.4	0





Committente: MARCETTI IMMOBILIARE

Località: CORIANO

Data: 11-2016

Riferimenti: 2245 - Verifica di stabilità sul breve termine con sisma

**Analisi di stabilità: riepilogo generale delle superfici verificate**

Superf. minimo	Fs	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lungh. za m	Inclinazione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm <sup>2</sup> )	du (m)
1	3.6	Janbu semplificato	1	0.65	11.73	8.41	-0.5	6.025	8575.42	0	0	0	0	0.29	0
			2	9.057	11.656	8.41	0	14.392	23120.01	0.3	0	0	0	0.29	0
			3	17.465	11.655	8.41	1.7	18.672	30518.39	0.6	19351.03	558.2	0	0.29	0
			4	25.872	11.897	8.41	2.1	20.387	33460.96	0.7	42008.67	1525.72	0	0.29	0
			5	34.279	12.203	8.41	2.4	21.186	35058.34	0.9	3601.47	148.82	0	0.29	0
			6	42.686	12.55	8.41	2.6	21.645	35142.4	1	15451.89	709.63	0	0.29	0
			7	51.094	12.936	8.42	3	21.724	35142.4	1	41979.44	2186.74	0	0.29	0
			8	59.501	13.374	8.42	3.4	21.489	35058.34	0.9	7482	448.95	0	0.29	0
			9	67.908	13.879	8.42	3.6	20.52	33460.96	0.7	16545.18	1030.83	0	0.29	0
			10	76.315	14.402	8.42	4.6	18.299	30434.34	0.5	41899.33	3391.36	0	0.29	0
			11	84.723	15.083	8.43	15.6	8.457	14460.51	0.2	6151.15	1717.31	0	0.29	0
1	3.622	General Limit Equilibrium	1	0.65	11.73	8.41	-0.5	6.025	8575.42	0	0	0	0	0.29	0
			2	9.057	11.656	8.41	0	14.392	23120.01	0.3	0	0	0	0.29	0
			3	17.465	11.655	8.41	1.7	18.672	30518.39	0.6	19351.03	558.2	0	0.29	0
			4	25.872	11.897	8.41	2.1	20.387	33460.96	0.7	42008.67	1525.72	0	0.29	0
			5	34.279	12.203	8.41	2.4	21.186	35058.34	0.9	3601.47	148.82	0	0.29	0
			6	42.686	12.55	8.41	2.6	21.645	35142.4	1	15451.89	709.63	0	0.29	0
			7	51.094	12.936	8.42	3	21.724	35142.4	1	41979.44	2186.74	0	0.29	0
			8	59.501	13.374	8.42	3.4	21.489	35058.34	0.9	7482	448.95	0	0.29	0
			9	67.908	13.879	8.42	3.6	20.52	33460.96	0.7	16545.18	1030.83	0	0.29	0
			10	76.315	14.402	8.42	4.6	18.299	30434.34	0.5	41899.33	3391.36	0	0.29	0
			11	84.723	15.083	8.43	15.6	8.457	14460.51	0.2	6151.15	1717.31	0	0.29	0

Superf.	Fs	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghez za m	Inclina zione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm du (m)
---------	----	-------------------	--------	-------------	-------------	-----------------	--------------------	--------------	---------	--------------------	--------------	--------------	---------	-------------------

LEGENDA

Carichi N= Carichi normali (kg)      Carichi T= Carichi tangenziali (kg)

Phi= Angolo di resistenza al taglio (°)      C= Coesione (kg/cmq)

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0.26

Coefficiente beta.....0.5

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0.13

### ALLEGATO N. 3 - cyclic strength reduction

Secondo gli 'Atti di Indirizzo' RER 2007 e "Linee guida AGI 2005"

#### Degradazione ciclica - sovrappressione sismica

##### Parametri di input

Angolo di attrito	$\Phi'_{k}$	<b>0</b>
Coesione drenata, o Cu se phi=0	$c'_{k}$	<b>40</b>
Densità terreno, kNm <sup>-3</sup>	$\gamma_{k}$	<b>18</b>
Profondità superficie	D	<b>4</b>
Pendenza pendio e superficie	$\alpha$	<b>7</b>
Altezza falda da superficie rottura	Dw,k	<b>2</b>
Numero cicli equivalenti	N	<b>6</b>
beta_s (scegliere tra 0.5 o valore NTC)		<b>0.24</b>

Cu ciclica (degradata)	Ccycl	<b>30.000</b>
Pressione idrostatica norm	ru	<b>0.273</b>
Pressione litostatica totale	$\sigma_v, \gamma D$	<b>72</b>

Parametri sismici da foglio spettri

Accelerazione al bedrock	Ag/g	<b>0.184</b>
Accelerazione al sito	Amax	<b>0.262</b>
Inerzia del terreno orizz	Khk	<b>0.063</b>
Inerzia del terreno vert	Kv	<b>0.031</b>
Sovrappress sismica norm	$\Delta u^*$	<b>0.000</b>

Cu=valore caratteristico di coesione non drenata

Ip=indice di plasticità

Amax/g=max acc. orizzontale

$\gamma'$ =peso di volume efficace

z=profondità

Vs=vel. equivalente onde di taglio S (m/s) per lo stato interessato

OCR=grado di sovracconsolidazione

$\Delta u$ = sovrappressione sismica

$\Delta u / s'c$ = sovrappressione sismica normalizzata

Cu	30	G	59.450	s'c	52.4
$\gamma$	18	G/Go	<b>0.41</b>	$\Delta u$	0.0
z	4	tau_max	17.7	Cu(N)	30
sv	72	$\gamma_{\chi} \mu \alpha \xi$	0.00073	t	0
Amax/g	0.262	$\gamma_{\omega}$	0.00085	$\gamma_{\chi} - \gamma_{\omega}$	0

##### Parametri di input

Vs	<b>180</b>
Ip	<b>30</b>
OCR	<b>1</b>
A*1000	<b>0.8</b>
B*1000	<b>0.85</b>
S	<b>0.095</b>
r	<b>0.6</b>

Output

IF  $\Delta u / s'c > 0.5$

$\Delta u / s'c$

IF  $\Delta u / s'c < 0.5$

(Cu)cyc

**40.0000**

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{c_{u0}}{\sigma'_{v0}} \sqrt{\frac{\sigma'_{v0} - \Delta u}{\sigma'_{v0}}}$$

$$c_u(N) = c_{u0} \cdot \delta = c_{u0} \cdot N^{-r}$$

$$r = s \cdot (\gamma_c - \gamma_v)^x$$

$$\frac{u_r}{\sigma_c} = 0.45 \log_{10} \left[ \frac{\gamma_{c,max}}{A_1(OCR-1) + B_1} \right]$$

Tabella 8 B.1. Valori suggeriti per i coefficienti A e B

$f_p$ (%)	A	B
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-1}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-1}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-1}$

Tabella 8 B.2. Coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica (Mansovic, 1993)

f	OCR = 1		OCR = 2		OCR = 4	
	$f_e = 30$	$f_e = 50$	$f_e = 30$	$f_e = 50$	$f_e = 30$	$f_e = 50$
r	0.195	0.095	0.075	0.054	0.042	0.042
r	0.600	0.600	0.195	0.180	0.123	0.123

$\gamma_{c,max}$  = deformazione di taglio massima

$\gamma_v$  = soglia di deformazione volumetrica

tau\_max = sforzo di taglio massimo

G/Go = coeff di riduz. del modulo di taglio G in funzione di Amax (linee guida R.E.R.)

t = parametro di degradazione

N = numero cicli equivalenti in funzione di Amax (linee guida R.E.R.)

$\sigma_v$  = pressione litostatica totale

s'c = pressione litostatica efficace