

COMUNE DI CASALECCHIO DI RENO

OGGETTO DEI LAVORI

**RECUPERO FUNZIONALE E RISTRUTTURAZIONE EDILIZIA DI
EDIFICIO ESISTENTE AD USO SPORTIVO PER GIOCO BOCCE
SITO IN Loc. CERETOLO VIA MONTE SOLE**



COMMITTENTE

**COMUNE DI
CASALECCHIO DI RENO**
Via dei Mille, 9



ADOPERA Srl
Via Guido Rossa n° 1

PROGETTO ESECUTIVO

RUP:
Arch.
Vittorio Emanuele Bianchi

PROGETTAZIONE e D.L:
Ing. Franco Spalazzese
Ing. Daniele Laffi
Geom. Marco Marchi

IMPRESA:

PROGETTO STRUTTURE:
Ing. Rita Trentini

ELABORATO n.

S

ELABORATI PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

scala				
data	26.01.18	agg.	data	descrizione
prog. n.		1		
dis. Ing. Spalazzese		2		
file name				

OGGETTO:

RELAZIONE GEOLOGICA

12. MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Nella Tavola 2C del PTCP “Rischio Sismico – Carta provinciale degli effetti locali attesi”, l’area oggetto di intervento è classificata come A – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche” nella quale si prevedono studi geologici con valutazione del coefficiente di amplificazione litologico mediante approfondimenti di II livello.

Sulla base dei risultati dell’indagine geofisica è stato possibile ricostruire i profili di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

La stratigrafia che caratterizza il modello per i primi 30 metri deriva dagli esiti delle prove geognostiche eseguite, mentre per l’attribuzione della velocità delle onde sismiche di taglio V_s relativa ai differenti strati della colonna sismica, si sono considerati gli esiti dell’indagine sismica eseguita.

Per la quantificazione della risposta sismica locale, il D.G.R 2193/2015 propone la definizione semi quantitativa degli effetti di amplificazione locale semplificata (secondo livello di approfondimento); l’amplificazione è quantificata secondo i parametri FA PGA e FA SI che sono desunti dagli abachi riportati nell’Allegato A2 della suddetta delibera riferiti a grandi situazioni morfologiche stratigrafiche che tengono conto delle caratteristiche litologiche, e morfologiche e della profondità del bedrock sismico.

Le variabili da inserire negli abachi per la stima dell’amplificazione locale sono la velocità equivalente delle onde di taglio nel sottosuolo (V_{s30} o V_{SH}) e gli spessori dei sedimenti superficiali che possono amplificare il moto sismico e/o la profondità del bedrock sismico.


L’indagine sismica ha evidenziato la presenza del bedrock geologico (inteso come marcato miglioramento sismico) a circa 5,9 m dal p.c. attuale e una V_{SH} pari a 226 m/sec per cui utilizzando le tabelle per il calcolo dei coefficienti di amplificazione sismica pubblicate nel D.G.R 2193/2015 considerando un ambito di “Appennino” con substrato non rigido caratterizzato da $V_s \geq 800$ m/s otteniamo un valore del Fattore di Amplificazione F.A. pari a 1,7.

I parametri della microzonazione sismica semplificata sono riportati nella tabella seguente:

Macroambito	V_{SH} (H = 5,90 m)	FA PGA	FA SI1 (0,1<T<0,5s)	FA SI2 (0,5<T<1,0s)
Appennino	226 m/sec	1,7	1,2	1,0
















STRALCIO TAVOLA 2C PTCP



 Area in esame

Scala 1:10.000

TAVOLA 2C PTCP - LEGENDA

-  D - Fascia soggetta ad amplificazione e potenziali cedimenti differenziali
-  FP - Area instabile e soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e topografiche
-  F - Area instabile e soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche
-  QP - Area potenzialmente instabile e soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e topografiche
-  Q - Area potenzialmente instabile e soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche
-  P50 - Area potenzialmente instabile per scarpate con acclività > 50°
-  L1 - Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale presenza di terreni predisponenti la liquefazione
-  L2 - Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale liquefazione
-  G - Area potenzialmente instabile per presenza di cavità sotterranee
-  R - Aree incoerenti/incerte per caratteristiche litologiche e morfologiche
-  C - Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziali cedimenti
-  AP - Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e topografiche
-  A - Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche
-  P - Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche topografiche con acclività 30°-50°
-  S - Area potenzialmente non soggetta ad effetti locali

Perimetrazione degli abitati da consolidare o trasferire

- 1 - Area in dissesto
- 2 - Aree di possibile evoluzione del dissesto
- 4 - Aree da sottoporre a verifica
- 5 - Aree di influenza sull'evoluzione del dissesto
- A - Zone a più elevata pericolosità
- B - Zone di possibile ulteriore evoluzione dei fenomeni franosi
- C - Zone individuate come frane antiche
- NC - Zone non classificate secondo la Circolare Regionale

Aree a rischio di frana perimetrate e zonizzate

- 1 - Aree in dissesto
- 2 - Aree di possibile evoluzione del dissesto
- 3 - Aree di possibile influenza del dissesto
- 4 - Aree da sottoporre a verifica
- 5 - Aree di influenza sull'evoluzione del dissesto

13. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

In occasione di un evento sismico particolare attenzione deve essere posta nella liquefazione dei terreni, ovvero la fluidificazione degli stessi con perdita improvvisa della resistenza al taglio, tendenza all'addensamento e conseguente riduzione di volume.

La verifica alla liquefazione può essere omessa quando risulta soddisfatta almeno uno delle seguenti circostanze come da N.T.C. 7.11.3.4.2:

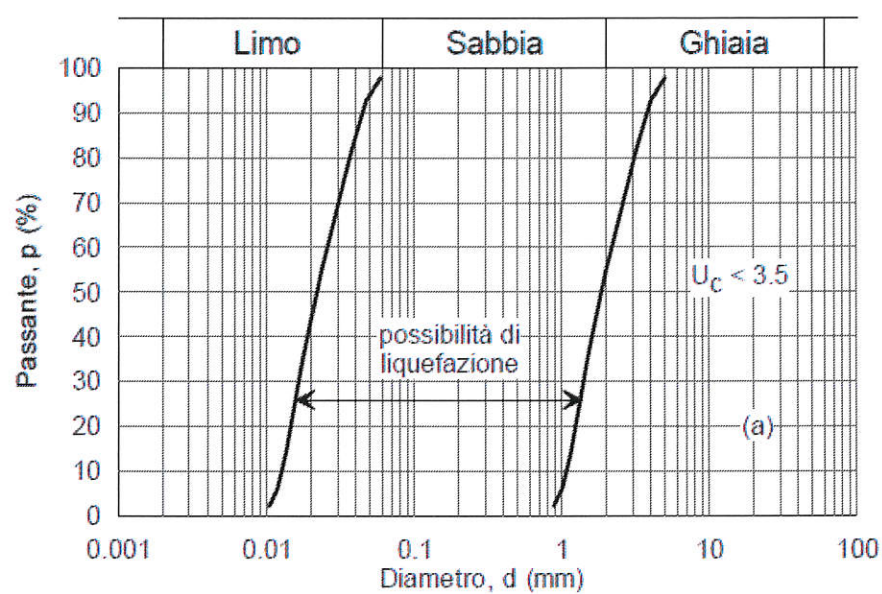
1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5; come visto in precedenza sulla base degli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Gruppo di Lavoro MS 2008" le valutazioni vengono effettuate utilizzando la magnitudo massima attestata di 6,14 (non soddisfatta).
2. Accelerazione massima attesa al p.c. in condizioni di campo libero minore di 0,1g; nel nostro caso $a_{maxs} = F.A. \cdot a_g = 0,295g$ (non soddisfatta).

Quando le condizioni 1 e 2 non risultano soddisfatte, le indagini devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle successive condizioni:

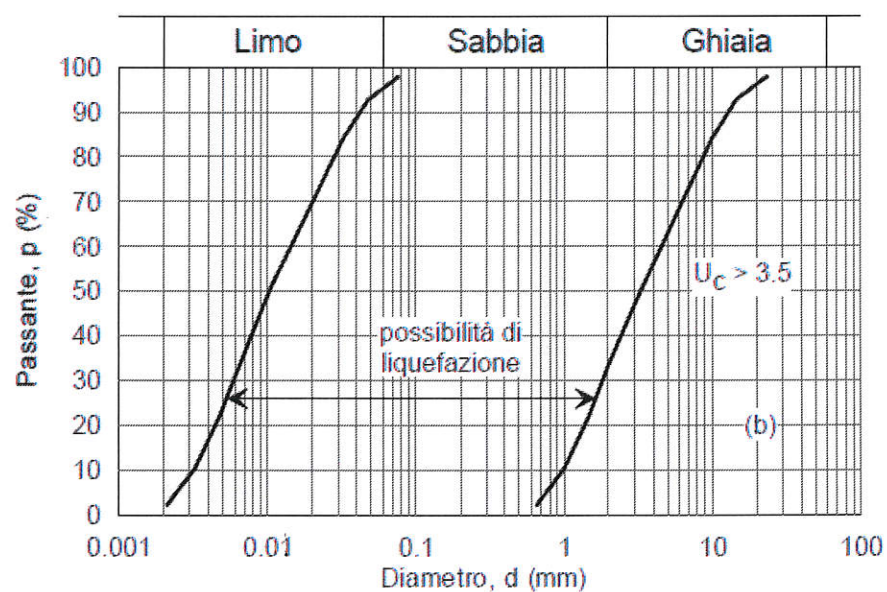
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15,00 m dal p.c., per p.c. suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali; nel nostro caso al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova non è stata rilevata la presenza di falde e/o circolazioni idriche localizzate (*soddisfatta*);
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $(q_{c1n}) > 180$; dalle prove eseguita è emersa la presenza argille limose compatte sovrastanti un substrato sabbioso molto addensato non interessato da circolazioni idriche (*soddisfatta*).
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U < 3,5$ ed in figura (b) per terreni con $U > 3,5$; a livello operativo l'applicazione di questo criterio implica l'esecuzione di un sondaggio con prelievo di campioni di sabbia satura.

Essendo soddisfatta almeno una delle seguenti circostanze come da N.T.C. 7.11.3.4.2, la verifica viene omessa.

(a)



(b)



14. RESISTENZA DI PROGETTO DEI TERRENI IN CONDIZIONI STATICHE

In accordo con le NTC sono stati effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU).

Secondo la Normativa la valutazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il “Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali” e verificando la relazione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

Ed: valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione nelle varie combinazioni di calcolo;

Rd: valore di progetto della resistenza del terreno.

La verifica del valore di progetto della resistenza del terreno viene eseguita secondo la teoria proposta da *Brinch-Hansen* (1970), estensione dell'equazione di *Buisman* (1935) e *Terzaghi* (1943), basata sulle seguenti ipotesi:

- omogeneità ed isotropia del terreno;
- non resistenza del terreno agli sforzi tensionali di trazione;
- rigidità infinita della struttura di fondazione rispetto al terreno.

Per le considerazioni suddette la formula di *Brinch-Hansen* viene ad assumere la seguente struttura:

$$R_d = (1/2 \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q) r_g / \gamma_R$$

dove:

γ' = peso di volume del terreno posto al disotto della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

N_γ ; N_c ; N_q = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

c' = coesione del terreno;

$q = (\gamma \cdot D)$ = sovraccarico agente ai bordi della fondazione dove γ è il peso di volume del terreno e D è l'incastro della fondazione;

s_γ ; s_c ; s_q = fattori di forma della fondazione;

d_γ ; d_c ; d_q = fattori di profondità della fondazione;

i_γ ; i_c ; i_q = fattori inclinazione carico sulla fondazione;

g_γ ; g_c ; g_q = fattori dipendenti dall'inclinazione del terreno;

b_γ ; b_c ; b_q = fattori dipendenti dall'inclinazione della fondazione;

$z\gamma$; z_c ; z_q = fattori correzione sismico inerziale;

rg = fattore riduttivo applicato per elevati valori di B (Bowles);

γ_R = coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali.

Per la struttura in progetto si ipotizza l'adozione di un sistema fondale diretto nastriforme attestato ad una profondità media di 1,20 m dal p.c. attuale sulle argille limose di consistenza variabile da plastica a molto dura, appartenenti alle unità geotecniche A e A1.

La verifica della resistenza di progetto del terreno in condizioni statiche viene eseguita prendendo in esame le unità geotecniche suddette.

Trovandoci in presenza di terreni prevalentemente coesivi la verifica della capacità portante degli stessi viene eseguita in condizioni non drenate (condizioni più critiche); in questo caso l'angolo di attrito interno del terreno (φ) viene considerato uguale a zero e la resistenza al taglio totale viene affidata alla sola coesione non drenata il cui valore viene ricavato empiricamente mediante la relazione:

$$C_u = \frac{qc_m - \sigma'_{vo}}{N_{cp}}$$

dove:

qc_m = valore medio di resistenza meccanica del terreno posto al disotto del piano di posa delle fondazioni;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace;

N_{cp} = coefficiente adimensionale funzione della litologia e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni.

Per le condizioni suddette la formula di *Brinch-Hansen*, non considerando i fattori correttivi che tengono conto dell'approfondimento della fondazione, ipotizzando il piano di posa della fondazione orizzontale, che il carico trasmesso sulla stessa risulti centrato, e per una inclinazione del terreno $\beta = 16$, si riduce a:

$$R_d = (cud \cdot N_c \cdot z_c \cdot s_c \cdot g_c + q) \cdot rg / \gamma_R$$

dove:

cud = coesione non drenata di progetto;

$N_c = (2 + \pi)$ = fattore capacità portante;

z_c = fattore correzione sismico inerziale;

s_c = fattore di forma della fondazione; pari a $1 + 0,2 \cdot (B/L)$;

g_c = fattore dipendente dall'inclinazione del terreno;

$q = (\gamma \cdot D)$ = sovraccarico agente ai bordi della fondazione; dove γ è il peso di volume del terreno e D è l'incastro della fondazione;

rg = fattore riduttivo applicato per elevati valori di B (Bowles), pari a $1 - 0,25 \log_{10}(B/2)$; per valori di $B < 2$ m, lo stesso si assume unitario;

Per la verifica del valore di progetto della capacità portante del terreno, la normativa prevede l'utilizzo di valori di progetto (V_d) ottenuti applicando, ai valori caratteristici (V_k), dei coefficienti parziali riduttivi funzione della tipologia di Approccio utilizzata.

Per i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) verrà utilizzato sia l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), che risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, che l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti parziali riduttivi previsti dalla normativa per i parametri geotecnici del terreno.

Tabella 6.2.II

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE		
		γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

Il valore caratteristico della coesione non drenata (c_{uk}), trovandoci in presenza di una fondazione rigida cui è associata un importante volume significativo di terreno, è definito come il 5° percentile della distribuzione lognormale della media dei dati delle verticali indagate nel volume di influenza, al quale viene applicato il coefficiente M1 o M2 previsto dalla Normativa per ottenere il valore di c_{ud} ; in considerazione dell'elevato grado di sovraconsolidazione che caratterizza i terreni argillosi di superficie in prossimità delle alberature, prudenzialmente viene assunto un valore di c_{uk} pari a 56 kN/m².

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma viene introdotto il fattore correttivo z_c ottenuto dalla formula:

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot kh$$

dove:

kh = coefficiente sismico orizzontale.

Per un valore di kh pari a 0,047, si ottiene un valore di z_c pari a 0,985.

Il valore γ_R (coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali) si ricava dalla seguente tabella:

Tabella 6.4.I

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione, otteniamo:

- Fondazione diretta nastriforme ($B < 2,00$ m)

- Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)

$$\begin{aligned} c_{uk} &= 56 \text{ kN/m}^2; \\ c_{ud} &= 40,0 \text{ kN/m}^2; \\ z_c &= 0,985; \\ s_c &= 1,0; \\ q &= 22,8 \text{ kN/m}^2; \\ r_g &= 1,0; \\ \gamma_R &= 1,8. \end{aligned}$$

$$R_d = (40,0 \cdot 5,14 \cdot 0,985 \cdot 1,0 + 22,8) \cdot 1,0/1,8 = 125,2 \text{ kN/m}^2$$

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$\begin{aligned} c_{uk} &= 56 \text{ kN/m}^2; \\ c_{ud} &= 56,0 \text{ kN/m}^2; \\ z_c &= 0,985; \\ s_c &= 1,0; \\ q &= 22,8 \text{ kN/m}^2; \\ r_g &= 1,0; \\ \gamma_R &= 2,3. \end{aligned}$$

$$R_d = (56,0 \cdot 5,14 \cdot 0,985 \cdot 1,0 + 22,8) \cdot 1,0/2,3 = 133,2 \text{ kN/m}^2$$

Sarà cura del progettista, sulla base della conoscenza dei parametri, della geometria e delle azioni di progetto, la verifica della disequazione $E_d < R_d$ per entrambi gli approcci considerati.

15. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame si ubica ad una quota media di 85,00 m s.l.m., in corrispondenza della prima fascia collinare moderatamente acclive ($6 \div 8$ %) di esposizione Nord/Est, caratterizzata da lievi ondulazioni che degradano progressivamente in direzione Nord.

La litologia del primo sottosuolo al tetto, al di un orizzonte di terreno di riporto e/o di alterazione dello spessore medio di $0,60 \div 0,80$ m, risulta caratterizzata dalla presenza di argille limose e/o viceversa di consistenza variabile da plastica - plastico dura ($q_c = 1,0 \div 3,6$ MPa; $R_f = 3,0 \div 9,1$ %) a dura - molto dura ($q_c = 3,7 \div 6,2$ MPa; $R_f = 6,7 \div 8,5$ %), con i valori più elevati misurati nella fascia Nord/Ovest per la presenza di alberature che presumibilmente hanno determinato processi di essicca-mento e di sovra consolidamento.

A partire da una profondità media di 5,00 m si evidenziano dei limi sabbiosi di consistenza da dura a molto dura ($q_c = 3,8 \div 5,3$ MPa; $R_f = 2,5 \div 4,2$ %), inglobanti localmente sottili lenti sabbiose di addensamento medio buono ($q_c = 4,5 \div 5,1$ MPa; $R_f = 1,8 \div 2,0$ %).

I suddetti litotipi a partire da una profondità variabile mediamente da 5,60 m a 6,00 m circa sono sopportati da terreni molto consistenti, presumibilmente rappresentati da sabbie variabilmente limose di addensamento elevato ($q_c = 6,6 \div 16,9$ MPa; $R_f = 1,1 \div 1,7$ %).

Al termine dell'indagine all'interno dei suddetti terreni sino alla profondità indagata non è stata rilevata la presenza di falde freatiche di superficie e/o circolazioni idriche localizzate.

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	q_c (MPa)	γ (kN/mc)	C_u (kPa)	φ (°)	D_r (%)
	da	a						
0	0,00	$0,60 \div 0,80$	R	-	-	-	-	-
A	0,80	2,80	AL/LA	$1,0 \div 1,9$	$19,1 \div 19,2$	$50 \div 95$	0	0
A1	$0,60 \div 0,80$	$1,60 \div 3,70$	AL/LA	$3,7 \div 6,2$	$19,4 \div 19,7$	$150 \div 240$	0	0
B	$1,60 \div 3,70$	$4,90 \div 5,10$	AL/LA	$2,0 \div 3,6$	$19,2 \div 19,4$	$100 \div 150$	0	0
C	$4,90 \div 5,10$	$5,40 \div 5,90$	LS	$3,8 \div 6,0$	$19,4 \div 19,6$	$150 \div 220$	0	0
D	$5,40 \div 5,90$	fine indag.	S/SL	$6,6 \div 16,8$	$18,5 \div 18,6$	0	$36 \div 40$	$42 \div 80$

In considerazione della tipologia di intervento e delle buone caratteristiche che contraddistinguono i terreni del primo sottosuolo, si ritiene che per quanto in progetto possa essere adottato un sistema fondale diretto nastriforme, che rispetto al