

COMUNE DI

# ROCCABASCERANA

(Provincia di AVELLINO)

## PIANO REGOLATORE GENERALE

L. n° 1150 del 17.08.42 e succ. mod. ed int. - L.R. n° 14 del 20.03.82 e succ. mod. ed int.

IL SINDACO  
(Dr. Natalino RENNA)

IL CAPO U.T.C.

IL SEGRETARIO COMUNALE

IL RESPONSABILE DEL SERVIZIO UTC  
Arch. Ciriaco Lanzillo



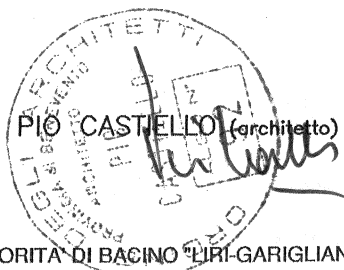
**COPIA**

Copia conforme all'originale adottato con deliberazione consiliare N. 11 in data 21.03.2002 e conservato presso il comune.

| SCALA | ELABORATO SERIE "F" - FASCICOLI  | SIGLA          | NUMERO      |
|-------|--|----------------|-------------|
|       | <b>RELAZIONE DI COMPATIBILITA'</b><br>(L. 64/74 art. 13 - DM. LL. PP. 11/03/1988 sez. H) | <b>F.1.bis</b> | <b>1bis</b> |

COLLABORATORI: ARCH. VALENTINA GRIMALDI GERARDO PARZIALE

PROGETTO URBANISTICO:



PIO CASTELLO (architetto)

\*ADEGUAMENTO A SEGUITO PARERE AUTORITA' DI BACINO "LIRI-GARIGLIANO E VOLTURNO" PROT. N. 1704 DEL 08/05/2000

ARCH. PIO CASTELLO - VIA PIERMARINI, 37 - BENEVENTO - tel. 0824/315746 - 319091 fax 0824/315746 Email: piocasti@tin.it

## SOMMARIO

|   |    |
|---|----|
| SOMMARIO .....  | 1  |
| 1.0 - PREMESSA .....                                  | 2  |
| 2.0 – GENERALITÀ.....                                 | 2  |
| 3.0 - VERIFICHE.....                                  | 4  |
| 3.1 - ZONA 1.....                                     | 4  |
| <i>Carico limite di rottura (Viggiani 1993)</i> ..... | 4  |
| <i>Carico limite per rottura generale</i> .....       | 5  |
| <i>Analisi statica</i> .....                          | 5  |
| 3.2 - ZONA 2.....                                     | 7  |
| <i>Carico limite di rottura (Viggiani 1993)</i> ..... | 7  |
| <i>Carico limite per rottura generale</i> .....       | 7  |
| 3.3 - ZONA 2a.....                                    | 8  |
| <i>Carico limite di rottura (Viggiani 1993)</i> ..... | 8  |
| <i>Carico limite per rottura generale</i> .....       | 9  |
| 4.0. – CONCLUSIONI: VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ.....   | 10 |

## 1.0 - Premessa

Il sottoscritto arch. Pio Castiello nella qualità di progettista del Piano Regolatore Generale del comune di Roccabascerana, sulla scorta degli studi geologici redatti dal Dott. Geologo Fulvio Mastantuono, ha redatto la verifica che segue, in modo da meglio significare i rapporti geotecnica e geosismici, in tema di compatibilità, che interagiscono tra i fabbricati e le aree da recuperare con le sottostanti condizioni geosismiche.

Lo studio geologico redatto dal Dott. Mastantuono, ai sensi della L.R. n. 9/83 si compone dei seguenti elementi progettuali:

### RELAZIONE

- |    |  |        |
|----|--|--------|
| 1) | Carta geolitologica .....  | 1:5000 |
| 2) | Carta idrogeologica .....  | 1:5000 |
| 3) | *Carta della stabilità .....                                       | 1:5000 |
| 4) | *Carta della zonazione del territorio in prospettiva sismica ..... | 1:5000 |
| 5) | Stratigrafie   |        |
| 6) | Analisi di laboratorio   |        |
| 7) | Sismiche   |        |
| 8) | Verifiche di stabilità   |        |

\* - Carte aggiornate Novembre 2001

## 2.0 – Generalità

Per le aree interessate dal presente Piano si è proceduto alla verifica sulla base dei seguenti dati forniti dal sopra richiamato studio geologico dai quali emerge una classificazione dei terreni che può essere così riassunta:

**ZONA 1:** Aree con buone caratteristiche geomeccaniche e sismiche costituite da terreni aventi i seguenti valori medi geotecnica e sismici:  $\gamma_n = 2.03 \text{ g/cm}^3$   $\varphi = 25^\circ$   $c = 0.67 \text{ Kg/cm}^2$   $R=1.01$   $n=1.33$  e  $\varepsilon=1.00$ ;

**ZONA 1a:** Aree con buone caratteristiche geomeccaniche e sismiche costituite da terreni aventi i seguenti valori medi geotecnica e sismici:  $\gamma_n = 1.80 \text{ g/cm}^3$   $\varphi = 30^\circ$   $c = 0.66 \text{ Kg/cm}^2$   $R=1.40$   $n=1.1$  e  $\varepsilon=1.10$ ;

**ZONA 2:** Aree caratteristiche geomeccaniche simili a quelle della zona 1, differenziandosi per una maggiore incidenza litomorfologica con valori medi geotecnici e sismici:  $\gamma_n = 1.80 \text{ g/cm}^3$   $\varphi = 28^\circ$   $c = 0.58 \text{ Kg/cm}^2$   $R=1.20$   $n=1.17$  e  $\varepsilon=1.18$ ;

**ZONA 2a:** Aree che si differenziano dalla zona 2 per una maggiorazione del coefficiente morfotettonico  $C2=1.2$  per cui  $\varepsilon=1.23$ ;

**ZONA 3:** Aree a carenti condizioni morfologiche ad alto rischio sismico con valori medi geotecnica e sismici:  $\gamma_n = 1.80 \text{ g/cm}^3$   $\varphi = 24^\circ$   $c = 0.50 \text{ Kg/cm}^2$   $R=1.15$   $n=1.4$  e  $\varepsilon=1.25$ ;

**ZONA 4:** Aree soggette a fenomeni di instabilità  $\varepsilon=1.30$ ;

In base ai risultati dei sondaggi e delle prove geotecniche gli ambiti trasformabili del P.R.G., sia per attività edilizia residenziale che per edilizia pubblica, ricadono nelle zone con buone caratteristiche geomeccaniche; atteso che il Piano ricomprende anche le aree del Piano di Recupero e del Piano di Zona già esaminate con esito favorevole da parte del C.T.R. sez. Prov. di Avellino, con Verb. N° 5409 del 02/04/2001 e n° 5410 del 02/04/2001.

Le aree interessate dalle trasformazioni, ZONA 1, ZONA 2, ZONA 2a, possono considerarsi stabili come confermato anche dalle verifiche di stabilità eseguite con i vari metodi di calcolo.

### 3.0 - Verifiche

Per convalidare le scelte urbanistiche è necessario procedere alla verifica del carico limite in base alla normativa vigente.

In sostanza si procederà, per ogni singola zona oggetto del P.R.G., al calcolo degli scarichi in fondazione, quindi al calcolo del carico limite ed infine al calcolo del coefficiente di sicurezza.

Per quanto riguarda le caratteristiche geomeccaniche dei terreni si fa riferimento ai risultati delle prove eseguite in occasione dello studio geologico dalle quali si ricavano i seguenti valori:

#### 3.1 - ZONA 1

Caratteristiche dei terreni:

|                              |                                |
|------------------------------|--------------------------------|
| - peso specifico             | $\gamma = 2030 \text{ Kg/m}^3$ |
| - coesione                   | $c = 0.67 \text{ Kg/cm}^2$     |
| - angolo di attrito interno  | $\varphi = 25^\circ$           |
| - coefficiente di fondazione | $\varepsilon = 1.30$           |

La verifica sarà riferita alle caratteristiche geognostiche più sfavorevoli su di un edificio tipo di dimensioni m 20 x 10 ed altezza massima 11.50 m., con fondazione continua impostata ad una quota di -2.50 m dal piano di campagna.

#### Carico limite di rottura (Viggiani 1993)

Il calcolo del carico limite sarà condotto determinando il tipo di rottura, locale o generale; ovvero sarà calcolato l'indice di rigidezza secondo la teoria di Vesic.

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \varphi}$$

Dove:

$$G \text{ (modulo di elasticità tangenziale)} = 965 / (2 \cdot (1 + 0.30)) = 371 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C \text{ (coesione)} = 0.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{(tensione totale)} = 2030 \cdot 2.50 = 5075 \text{ Kg/m}^2 = 0.508 \text{ Kg/cm}^2$$

(angolo di attrito) =  $25^\circ$

$$I_r = 371 / (0.67 + 0.508 \cdot \tan 25) = 409$$

$I_r > I_r$  critico rottura generale

Si utilizza la teoria del Terzaghi, che per fondazioni superficiali fornisce la seguente formula:

$$Q_{lim} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B/2$$

dove:

D = Profondità del piano di posa

c = Coesione

B = Larghezza della fondazione

$\gamma_1$  = Peso specifico del terreno al di sotto del piano di posa = 2030 Kg / mc

$\gamma_2$  = Peso specifico del terreno al di sopra del piano di posa = 2030 Kg / mc

$N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  sono tre coefficienti che dipendono dal tipo di terreno

### Carico limite per rottura generale

$$N_q = 10.66 \quad N_c = 20.72 \quad N_\gamma = 10.88 \quad (\text{Viggiani 1993})$$

$$Q_{lim} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B/2 = 67365 \text{ kg/m}^2$$

### Analisi statica

*Normative di riferimento:*

- Legge 2 febbraio 1974 n. 64
- D.M.LL.PP. 11 marzo 1988
- D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996
- D.M.LL.PP. 16 gennaio 1996

#### Carichi verticali in assenza di sisma

|                     |                   |   |            |
|---------------------|-------------------|---|------------|
| Solaio di copertura | 1 x 600 x 220     | = | 132.000 Kg |
| Solaio di piano     | 3 x 1000 x 200    | = | 600.000 Kg |
| Fondazioni          | 100 x 2500 x 0.63 | = | 157.500 Kg |
|                     |                   |   | 889.500 Kg |

La tensione media sul terreno è pari a:

$$889.500 / (100 \times 1.20) = 7413 \text{ Kg/m}^2$$

Coefficienti di sicurezza  $\eta$

rottura generale  $\eta = 67365 / 7413 = 9.09$

Azioni sismiche

$$F_{hi} = C \cdot R \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot W_i$$

essendo:

$C = (S-2) / 100 = 0,07$  = coefficiente di intensità sismica

$R = 1$  = coefficiente di risposta

$I = 1$  = coefficiente di protezione sismica

$\varepsilon = 1,20$  = coefficiente di fondazione

$\beta = 1$  = coefficiente di struttura

$\gamma_i = h_i \times \Sigma W_j / \Sigma W_j \times h_j$  = coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche

$$W_j = G_i + s \times Q_i$$

$s$  = coefficiente di riduzione del sovraccarico

$G_i$  = peso proprio del piano i-esimo e del sovraccarico permanente

$Q_i$  = massimo sovraccarico accidentale al piano i-esimo

$W_1 = 200.000 \text{ Kg}$   $h_1=3.50$   $\gamma_1 = 0,472$

$W_2 = 200.000 \text{ Kg}$   $h_2=6.50$   $\gamma_2 = 0.878$

$W_3 = 200.000 \text{ Kg}$   $h_3=9.50$   $\gamma_3 = 1.283$

$W_4 = 132.000 \text{ Kg}$   $h_4=11.50$   $\gamma_4 = 1.553$

$$\Sigma W_i = 732.000 \text{ Kg}$$

$$\Sigma W_i \times h_i = 5.418.000 \text{ Kg m}$$

$F_1 = 6872 \text{ kg}$

$F_2 = 12783 \text{ kg}$

$F_3 = 18680 \text{ kg}$

$F_4 = 14923 \text{ kg}$

$Mr = F_1 h_1 + F_2 h_2 + F_3 h_3 + F_4 h_4 = 455.901 \text{ Kg m}$  Momento ribaltante

$$e = M_r / N = 455.901 / 732.000 = 0.623 \text{ m}$$

Eccentricità

Le calcolazioni precedenti forniscono un valore dell'eccentricità molto piccola e considerato che il coefficiente di sicurezza in condizioni statiche è molto cautelativo si omette la verifica del carico limite in condizioni non statiche.

### 3.2 - ZONA 2

Caratteristiche dei terreni:

|                              |                                |
|------------------------------|--------------------------------|
| - peso specifico             | $\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$ |
| - coesione                   | $c = 0.58 \text{ Kg/cm}^2$     |
| - angolo di attrito interno  | $\varphi = 28^\circ$           |
| - coefficiente di fondazione | $\varepsilon = 1.18$           |

La verifica sarà riferita allo stesso edificio calcolato in precedenza.

#### Carico limite di rottura (Viggiani 1993)

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \varphi}$$

Dove:

$$G \text{ (modulo di elasticità tangenziale)} = 965 / (2 \cdot (1 + 0.30)) = 371 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C \text{ (coesione)} = 0.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{(tensione totale)} = 1800 \cdot 2.50 = 4500 \text{ Kg/m}^2 = 0.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{(angolo di attrito)} = 28^\circ$$

$$I_r = 371 / (0.58 + 0.45 \cdot \tan 28) = 453$$

$$I_r > I_r \text{ critico rottura generale}$$

#### Carico limite per rottura generale

$$Q_{lim} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B/2$$



$$N_q = 14.72 \quad N_c = 25.80 \quad N_\gamma = 19.34 \quad (\text{Viggiani 1993})$$

$$Q_{\text{lim}} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B/2 = 87.142 \text{ kg/m}^2$$

### Coefficienti di sicurezza $\eta$

rottura generale

$$\eta = 87.142 / 7413 = \mathbf{11.76}$$

### **3.3 - ZONA 2a**

Caratteristiche dei terreni:

|                              |                                |
|------------------------------|--------------------------------|
| - peso specifico             | $\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$ |
| - coesione                   | $c = 0.58 \text{ Kg/cm}^2$     |
| - angolo di attrito interno  | $\varphi = 28^\circ$           |
| - coefficiente di fondazione | $\varepsilon = 1.23$           |

La verifica sarà riferita allo stesso edificio calcolato in precedenza.

### **Carico limite di rottura (Viggiani 1993)**

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \text{tag} \varphi}$$

Dove:

$$G \text{ (modulo di elasticità tangenziale)} = 965 / (2 \cdot (1 + 0.30)) = 371 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C \text{ (coesione)} = 0.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{(tensione totale)} = 1800 \cdot 2.50 = 4500 \text{ Kg/m}^2 = 0.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{(angolo di attrito)} = 28^\circ$$

$$I_r = 371 / (0.58 + 0.45 \cdot \text{tag} 28) = 453$$

$$I_r > I_r \text{ critico rottura generale}$$

**Carico limite per rottura generale**

$$Q_{lim} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B/2$$

$$N_q = 14.72 \quad N_c = 25.80 \quad N_\gamma = 19.34 \quad (\text{Viggiani 1993})$$

$$Q_{lim} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B/2 = 87.142 \text{ kg/m}^2$$

Coefficienti di sicurezza  $\eta$ 

rottura generale

$$\eta = 87.142 / 7413 = \mathbf{11.76}$$

#### **4.0. – Conclusioni: verifiche di compatibilità**

Dalle verifiche eseguite risulta la COMPATIBILITA' tra le previsioni urbanistiche e indagini geologiche effettuate nelle condizioni di carico più onerose (massime altezze consentite e azioni sismiche più gravose) e nelle ipotesi più svantaggiose: corpo di fabbrica allungato; coefficiente di fondazione  $\varepsilon = 1,20$ ; coefficiente di struttura  $\beta = 1$ .

Nelle ipotesi, in cui si sono effettuate le verifiche di cui sopra, si è riscontrato che in tutti i casi, ad esclusione della ZONA 4, non interessata dagli insediamenti di Piano, i coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura del terreno sono verificati. C'è ancora da sottolineare che nella verifica condotta si sono trascurati anche eventuali allargamenti del piano di posa della fondazione, cosa che normalmente avviene.

Tanto innanzi significato, si precisa che resta l'obbligo di effettuare ulteriori indagini geologiche specifiche per ciascuna costruzione.