



## Comune di Castel Maggiore

Via Matteotti 10, Castel Maggiore (BO)

### OGGETTO:

## PROGETTO ESECUTIVO

PINQUA ID 264 | PNRR MISSIONE 5 COMPONENTE 2 INVESTIMENTO 2.3

Intervento denominato "L'Unione fa la Città"  
Comune di Castel Maggiore ID 884: nuove  
forme di residenzialità per utenti deboli.  
Un quartiere verde tra la Stazione e il Municipio

CUP G78I21000290001

### INDIRIZZO:

Immobile sito in via Matteotti n° 12, Castel Maggiore (BO)  
comprese le aree esterne tra via Amendola e via Turati a est del Municipio

### COMMITTENTE:

**Comune di Castel Maggiore**

Via Matteotti 10 - 40013 Castel Maggiore (BO)

### RUP:

**Geom. Lucia Campana**

Responsabile del 3° Settore LLPP e Ambiente

### TAVOLA:

## STRUTTURE

Relazione geotecnica

## PROGETTISTI

### PROGETTO ARCHITETTONICO

Ing. Marco Guidotti - baustudio

### PROGETTO STRUTTURALE

Ing. Matteo Grilli - Marchingegno

### PROGETTO IMPIANTO MECCANICO

P.I. Davide Guidotti - MEP Studio

### PROGETTO IMPIANTO ELETTRICO

P.I. Daniele Franchini

### PROGETTO ACUSTICO

Ing. Riccardo Ragni – Ing. Enrico Manzi

### COORD. PER LA SICUREZZA CSP

Ing. Matteo Grilli - Marchingegno

## REVISIONI

REV	DATA	AUTORE	VERIFICA	APPROVATO DA
00	24/11/23	Chiara Brunetti	Matteo Grilli	Matteo Grilli
COMMENTI: prima emissione				
COMMENTI:				
COMMENTI:				
COMMENTI:				
COMMENTI:				
COMMENTI:				

## FASE DI PROGETTO

Progetto Esecutivo

SCALA

ELABORATO N.

- **STR.RGT**



## INDICE

---

1	Relazione geotecnica	4
1.1	Parametri per il calcolo dell’azione sismica (metodo semplificato)	4
1.2	Calcolo della capacità portate del terreno	4
1.2.1	Capacità portante in condizioni drenate	5
1.2.2	Capacità portante in condizioni non drenate	7
1.2.3	Carico limite	8



# 1 Relazione geotecnica

Il presente progetto è stato redatto in funzione degli esiti della relazione geologica a firma del dott. Geol. Luca Monti, allegata al presente progetto.

## 1.1 Parametri per il calcolo dell’azione sismica (metodo semplificato)

Per la determinazione dell’azione sismica semplificata ai fini progettuali, si considerano i seguenti parametri di pericolosità sismica:

- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1, “superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con indicazione media  $\leq 15$  gradi.
- Tipo di costruzione: ordinarie
- Vita nominale della costruzione ( $V_n$ ) = 50 anni
- Classe d’uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali (coefficiente d’uso  $c_u = 1$ )
- Periodo di riferimento per la costruzione ( $V_r$ ) = 50 anni

Cat. Sottosuolo	C			
Cat. Topografica	T1			
	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,45	1,38
CC Coeff. funz. categoria	1,64	1,61	1,59	1,58
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.015	0.019	0.058	0.084
kv	0.008	0.009	0.029	0.042
Amax [m/s²]	0.737	0.910	2.364	2.951
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Figura 4.7 - Parametri per l'azione sismica NTC calcolati con “GeoStru Parametri Sismici”  
(<https://geoapp.eu/parametrisismici2018/>)

## 1.2 Calcolo della capacità portate del terreno

La capacità portante del terreno, o carico limite ( $q_{lim}$  o  $q_{ult}$ ) è la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo arrivi a rottura. Essa dipende da numerosi fattori, tra cui i principali sono: le caratteristiche di resistenza del terreno, le condizioni di drenaggio (condizioni drenate o non drenate), la presenza della falda idrica, fattori geometrici come la profondità del piano di posa e le

dimensioni della fondazione, le caratteristiche dell’azione di progetto (inclinazione ed eccentricità del carico), il meccanismo di raggiungimento della condizione ultima.

I meccanismi di rottura del terreno per superamento del carico limite possono ricondursi alle seguenti tre modalità:

- a) Rottura generale. Caratterizzata dalla formazione di superfici di scorrimento ben definite, a partire dal piano di posa fino al piano campagna. Tipica di terreni poco compressibili (sabbia densa o argilla sovraconsolidata). Il diagramma carico-cedimento presenta chiaramente un massimo in corrispondenza di  $q_{lim}$ .
- b) Rottura locale. Caratterizzata dalla formazione di superfici di scorrimento ben definite solo in prossimità della fondazione. Tipica di terreni mediamente compressibili (sabbia mediamente densa o argilla debolmente sovraconsolidata). Modalità intermedia tra rottura generale e punzonamento.
- c) Punzonamento. Caratterizzato dall’affondamento della fondazione con compressione del terreno sottostante e formazione di piani di taglio verticali in corrispondenza del perimetro della fondazione. Meccanismo tipico di terreni molto compressibili (sabbia sciolta o argilla molle).

Nei paragrafi che seguono sarà illustrato il calcolo della capacità portante nel caso di rottura generale del terreno. Successivamente in un paragrafo specifico saranno fornite le indicazioni su come tener conto di possibili differenti modalità di rottura in funzione della compressibilità del terreno.

### 1.2.1 Capacità portante in condizioni drenate

Quando la fondazione è realizzata su un terreno granulare, è lecito assumere che il processo di carico avvenga così lentamente da consentire la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali. Pertanto, l’analisi può essere effettuata in termini di tensioni efficaci ed è indicata come analisi in condizioni drenate [1].

L’espressione originaria per la valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali in condizioni drenate assume la seguente forma trinomia:

$$q_{lim} = c' N_c + q' N_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma$$

dove:

- $c'$  è la coesione efficace del terreno;
- $q'$  è la pressione verticale efficace (o sovraccarico laterale) al livello del piano di posa;
- $\gamma'$  è il peso specifico efficace del volume di terreno al disotto del piano di posa;
- $B'$  è la larghezza effettiva della fondazione;
- $N$  sono i fattori di capacità portante, funzione solo di  $\varphi'$ ;
- $\varphi'$  è l’angolo di attrito efficace del terreno.

L’espressione deriva da un modello di riferimento con diverse approssimazioni ma ha il vantaggio di evidenziare la dipendenza della capacità portante da tre contributi principali:

- la coesione agente lungo la superficie di scorrimento;
- il sovraccarico applicato a lato della fondazione;
- il peso del terreno all’interno della superficie di scorrimento.

È evidente che l’espressione non permette di tener conto di tutte le possibili condizioni che possono presentarsi

nei casi reali, come le caratteristiche geometriche della fondazione, l'inclinazione del carico, ecc. Nel corso degli anni, numerosi autori hanno contribuito a perfezionare la formulazione originaria al fine di ottenere un'espressione più generale applicabile ad un'ampia gamma di casi; fra gli altri: Prandtl (1921), Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Brinch Hansen (1970), Vesić (1973).

In Aedes.PCM il calcolo della capacità portante in condizioni drenate segue la formulazione proposta da Eurocode 7 (EN 1997-1:2005, §D.4):

$$q_{lim} = c'N_cb_c s_{ci_c} + q'N_q b_q s_{qi_q} + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_{\gamma i_\gamma}$$

dove:

$N$  sono i fattori di capacità portante:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_a = e^{\pi \tan \varphi'} \cdot \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

$$N_y = 2 (N_q - 1) \tan \varphi'$$

$b$  sono i fattori di inclinazione della base, assunti sempre pari a 1 in Aedes.PCM;

s sono i fattori di forma della fondazione:

$$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi'$$

$$s_y = 1 - 0.3(B'/L')$$

$i$  sono i fattori di inclinazione del carico:

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \tan \varphi')$$

$$i_q = [1 - H/(V + A'c'^{\cot\varphi})] \cdot m$$

$$i_Y = [1 - H/(V + A'c'^{\cot \varphi})]$$

$B'$  è la larghezza effettiva della fondazione:

$L'$  è la lunghezza effettiva della fondazione;

$A'$  è l'area effettiva della fondazione,  $A' = B'L'$ ;

$H$  è la componente orizzontale del carico (in direzione trasversale);

$V$  è la componente verticale del carico.

La formulazione proposta dall'Eurocodice coincide essenzialmente con quella di Vesić. Le principali differenze si riscontrano nei fattori di forma e nel fattore  $N_y$ , che è leggermente più cautelativo rispetto a quello proposto da Vesić.

La formula fondamentale, al netto dei vari fattori correttivi, si riferisce ad una fondazione nastriforme ( $L' = \infty$ ) soggetta a carico centrato. In queste condizioni si ipotizza che la rottura del terreno avvenga lungo la superficie illustrata nella figura seguente.

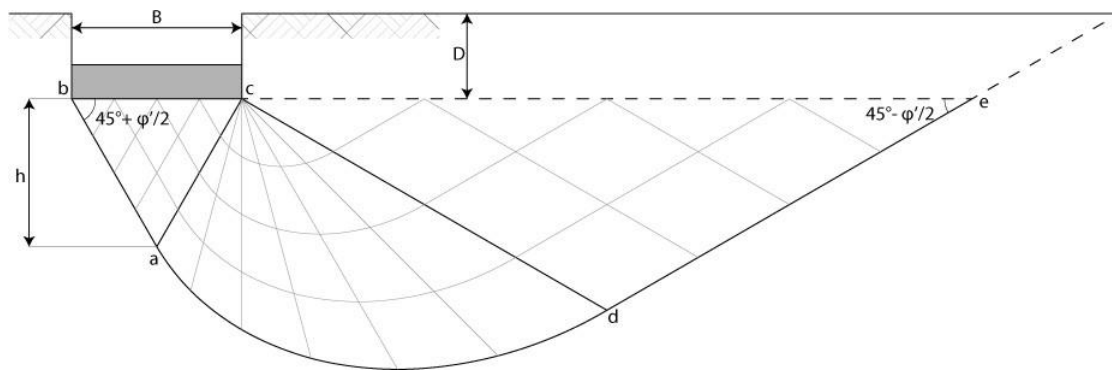


Figura 7. Superficie di rottura in condizioni drenate (fondazione nastriforme)

Sotto la fondazione si forma un cuneo in condizioni di spinta attiva di Rankine (triangolo abc) le cui facce formano un angolo di  $45^\circ + \varphi'/2$  con l’orizzontale. L’altezza del cuneo è quindi data da:

$$h = 0.5 B \tan(45^\circ + \varphi'/2)$$

Il cuneo spinto verso il basso produce la rottura del terreno circostante secondo una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica con anomalia  $\varphi'$  (zona di taglio radiale, acd). Tra i lati di questo settore vige la seguente relazione:

$$\overline{cd} = \overline{ac} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} \tan \varphi'\right)}$$

A sua volta la zona di taglio radiale spinge il volume di terreno latitante causando lo scorrimento di un cuneo in condizioni di spinta passiva di Rankine (triangolo cde), le cui facce risultano inclinate di un angolo pari a  $45^\circ - \varphi'/2$  rispetto all’orizzontale.

### 1.2.2 Capacità portante in condizioni non drenate

Quando si realizza una fondazione su un terreno argilloso, l’applicazione del carico instaura un processo di consolidazione caratterizzato da deformazioni differite nel tempo, con progressiva riduzione del contenuto d’acqua e aumento delle tensioni efficaci. Dato che la resistenza al taglio aumenta nel tempo, le condizioni critiche sono quelle iniziali. Inoltre, poiché la velocità di applicazione dei carichi è maggiore della velocità di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali, si suppone che il carico avvenga in condizioni non drenate, cioè senza cambio del contenuto d’acqua o dissipazione delle pressioni interstiziali.

In questo caso, il calcolo della capacità portante viene condotto in termini di tensioni totali ovviando così alla difficoltà di prevedere l’entità delle sovrappressioni interstiziali [1].

Il calcolo della capacità portante in condizioni non drenate segue la formulazione proposta da Eurocodice 7 (EN 1997-1:2005, §D.3):

$$q_{lim} = c_u N_c b_c s_c i_c + q$$

dove:

$c_u$	è la coesione del terreno in condizioni non drenate;
$N_c$	è il fattore di capacità portante pari a $(2 + \pi)$
$b_c$	è il fattore di inclinazione del piano di posa, assunto pari a 1;
$s_c$	è il fattore di forma della fondazione, $s_c = 1 + 0.2 (B'/L')$ ;
$i_c$	è il fattore di inclinazione del carico, $i_c = 0.5 (1 + \sqrt{1 - H/(A' \cdot c_u)})$ con $H \leq A' c_u$
$q$	è la pressione verticale o sovraccarico laterale al livello di base della fondazione;
$B'$	è la larghezza efficace della fondazione;
$L'$	è la lunghezza efficace della fondazione;
$A'$	è l’area effettiva della fondazione, $A' = B' L'$ ;
$H$	è la componente orizzontale del carico (in direzione trasversale).

### 1.2.3 Carico limite

La relazione geologica ha messo in evidenza la presenza di un primo strato di spessore 1.80 m di materiale sovra-consolidato con caratteristiche molto elevate di prestazione, pertanto essendo uno strato soggetto a variabilità si considerano i parametri dello strato subito sotto.

#### Parametri geotecnici

Peso di volume (da relazione geologica)

$$\gamma = 1800 \text{ kg/mc}$$

Angolo d'attrito interno (da relazione geologica)

$$\phi'_k = 24^\circ$$

Coesione efficace (da relazione geologica)

$$c' = 0.06 \text{ kg/cm}^2$$

Profondità di posa rispetto al piano di sedime

$$h = 1.50$$

Carico al piano di sedime

$$q = 2700$$

#### Calcolo della capacità portante del terreno (Brinch Hansen)

Lungo termine (condizioni drenate:  $c = c'$  e  $\phi = \phi' > 0$ )

Larghezza della platea

$$B = 2.18 \text{ m}$$

Lunghezza della platea

$$L = 1.75 \text{ m}$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = 19.31$$

$$N_q = 9.60$$

$$N_\gamma = 9.44$$

Fattori correttivi per la forma della fondazione

$$s_c = 1.619$$

$$s_q = 1.555$$

$$s_\gamma = 0.502$$

Pressione limite

$$q_{lim} = 6.833 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche SLU di fondazioni superficiali

$$\gamma_R = 2.3$$

Pressione ammissibile

$$q_{amm} = 2.971 \text{ kg/cm}^2$$