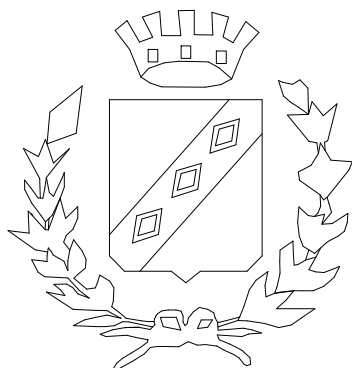




**STEP ENGINEERING**

VIA PERSICETANA VECCHIA 28/A - 40132 - BOLOGNA - TEL. 051/6417170

# **COMUNE DI CASTEL MAGGIORE**



## **Miglioramento sismico Scuola elementare "Filippo Bassi" Via Gramsci, 175 PROGETTO ESECUTIVO**

**Il Progettista**  
**Ing. VITO MARCHIONNA**

**il Committente**

**Il Collaboratore di progetto**  
**Geom. STEFANO MINUTIELLO**

**Pareri Enti competenti**

**oggetto : Relazione geotecnica**

**data : Maggio 2017**

# **EL S09**

## **RELAZIONE GEOTECNICA**

### **PREMESSA**

Scopo della presente relazione è la caratterizzazione geotecnica e sismica di un'area posta nel territorio del Comune Castel Maggiore, Provincia di Bologna, in via Gramsci 175, area in cui è ubicato il fabbricato, sede di una scuola elementare, del Comune di Castel Maggiore, oggetto di un intervento di miglioramento sismico.

L'edificio, costruito nel 1913, è composto da due corpi collegati tra loro. Un corpo ospita la mensa e le aule (denominato in seguito corpo aule) e l'altro ospita la palestra e le altre aule dell'edificio (denominato in seguito corpo palestra).

Il corpo meno recente (corpo aule) è costituito da un piano interrato, due piani fuori terra e sottotetto praticabile, la copertura è a due falde uguali.

La struttura verticale è costituita da pareti portanti in muratura di mattoni pieni con malta di calce di vari spessori (da due a quattro teste), Le sole murature interne del piano secondo (sottotetto) sono in mattoni tipo doppio UNI del tipo Bolognese (lunghezza 28 cm) con spessori da una a due teste.

I solai sono in travetti di calcestruzzo e alleggerimento in polistirolo. Il solaio di copertura è in legno.

L'altro corpo (corpo palestra) è costituito da due piani fuori terra , più una limitata zona interrata adibita a due locali tecnici, la copertura è a quattro falde.

La struttura verticale è costituita principalmente da pareti portanti in muratura di mattoni pieni con malta di calce da due a tre teste di spessore, sono presenti, inoltre, delle piccole zone con muratura in mattoni doppio UNI, come per il corpo aule e in laterizio tipo poroton.

Il solaio è a due quote diverse, la parte centrale, più alta, è costituita da 12 travi in calcestruzzo armato su cui insiste una soletta piena ed è irrigidito da un cordolo perimetrale. Il solaio a quota minore è in latero-cemento.

La copertura nella zona centrale è costituita da una struttura a travi reticolari metalliche e lamiera. In corrispondenza del corrente inferiore delle travi reticolari di copertura è presente una struttura costituita da travi a T in acciaio, portante una pannellatura sandwich di coibentazione non ispezionabile, nascosta a sua volta da un controsoffitto in quadroni 60x60.

Il corpo palestra è stato ricostruito nel 1944 a seguito di distruzione dello stesso per bombardamento. Sempre nello stesso corpo nel 2005 è stata eseguita, a cura dell'ing. Migliaccio, un'analisi delle strutture complessiva, sfociata negli interventi di rinforzo laddove necessitava, consistenti nel consolidamento delle travi in cemento armato del solaio di copertura della palestra,

di luce consistente, nell'introduzioni di alcune nuove pareti portanti e di elementi metallici a rinforzo delle murature del piano primo, sulla palestra, il tutto come meglio indicato negli elaborati grafici.

Nel 1991 il corpo aule ha subito un intervento con il quale si è proceduto alla realizzazione di nuovi solai in cemento armato con alleggerimento in polistirolo, a sostituzione della funzione portante dei solai esistenti che però non sono stati demoliti, ma sono stati utilizzati come casseri, previo introduzione di pannelli in polistirolo tra i due corpi per renderli indipendenti strutturalmente.

Il suddetto solaio preesistente ai vari piani è costituito da nervature in cemento armato di sezione 15x30 cm, con passo variabile da 1.30 a 2.30 m circa, che scaricano direttamente sulle murature, e sovrastante soletta dello spessore di circa 6 cm.

I nuovi interventi strutturali previsti sono:

### **Corpo palestra**

Gli interventi previsti ed analizzati in tale corpo sono costituiti da:

- inserimento di cerchiature con profilati in acciaio, in corrispondenza delle pareti perimetrali ed interne;
- inserimento di catene, con elementi metallici, per irrigidire il solaio e per una miglior collegamento delle pareti presenti al piano;
- .chiusura con muratura portante di alcune aperture, per aumentare la rigidità di tali pareti.

La copertura con travi reticolari è stata considerata mediante solaio non rigido nella zona interessata da tale copertura.

### **Corpo aule**

Gli interventi previsti ed analizzati in tale corpo sono costituiti da:

- inserimento di cerchiature con profilati in acciaio, in corrispondenza delle pareti perimetrali ed interne;
- creazione di un giunto strutturale tra il corpo in oggetto ed il corpo palestra, mediante il taglio delle tre pareti in adiacenza al corpo palestra ed inserimento di una parete in muratura armata, a chiudere la scatola muraria, tale giunto interesserà anche i solai e la copertura; la nuova parete verrà collegata alle murature esistente da piastre metalliche e cuciture armate, come indicato negli elaborati grafici;
- collegamento, ai vari piani ed in copertura, del vano ascensore con le murature dell'edificio, mediante profilati metallici, per rendere solidali i due corpi ed evitare, in questo modo, fenomeni di martellamento a seguito delle azioni sismiche;
- inserimento di struttura di controvento in copertura, con elementi metallici, per irrigidire il solaio e per una miglior collegamento delle pareti presenti al piano;

- esecuzione di muratura, in mattoni doppio UNI simili agli esistenti, in corrispondenza della parete centrale nella zona occupata dalla scala interna, di collegamento dei due tratti della parete stessa;
- riposizionamento delle catene esistenti al piano sottotetto, con installazione di nuove piastre di collegamento alle murature trasversali;
- installazione di trave in acciaio, in corrispondenza della copertura, a collegare la parete del prospetto posteriore con la parete interna;
- chiusura di una finestra con muratura portante per aumentare la rigidità della relativa parete.

**Dall'esame degli interventi previsti, risulta che verrà realizzata un'unica fondazione in corrispondenza della nuova parete (muratura armata) in corrispondenza del nuovo giunto tra i due corpi. Nella presente relazione si determineranno inizialmente i parametri geotecnici del terreno e successivamente si verificherà l'idoneità della nuova fondazione di cui sopra.**

Il territorio comunale di Bologna non rientrava fra le zone sismiche della precedente classificazione sismica nazionale risalente al 1983.

Con Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 3274 del 20 marzo 2003 “primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” che ha comportato una nuova e diversa classificazione sismica del territorio nazionale, il territorio comunale di Bologna è stato classificato in III<sup>a</sup> zona sismica.

La determinazione dei parametri geotecnici e sismici necessari è stata eseguita sulla base di prove sul terreno e relativa relazione geologica, eseguita dal geologo Dott. Casadio

### **Inquadramento geologico:**

Geologicamente l'area è formata da terreni denominati nella carta geologica regionale con la sigla AES8 e sono costituiti da depositi di rottura arginale prevalentemente coerenti appartenenti al Pleistocene superiore – Olocene; sono presenti in profondità strati e livelli ghiaiosi e sabbiosi spesso sede di falde artesiane. Lo spessore di tali alluvioni non è inferiore ai 100 metri.

## IDROLOGIA

Con riferimento alla carta tecnica regionale redatta dalla Regione Emilia Romagna, l'area in oggetto di studio non presenta reticolo idrografico ben definito.

Dai dati disponibili, ricavate con prove penetrometriche in terreni argillosi, risulta una profondità media della falda dal piano di campagna maggiore di 4.00 m.

## CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Tramite i dati acquisiti con le campagne geognostiche eseguite nell'area cortiliva adiacente all'edificio in oggetto si sono determinate le seguenti stratigrafie:

### Prova n.1

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.60	Sabbie
0.60	2.20	Argille sabbiose molto compatte
2.20	3.20	Argille limose e sabbiose molto compatte
3.20	9.60	Argilla con livelli di sabbia compatta
9.60	12.60	Sabbie
12.60	13.60	Limo sabbioso
13.60	14.80	Sabbie limose

### Prova n.2

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	1.00	Terreno vegetale
1.00	3.40	Argille sabbiose
3.40	5.60	Argille compatte
5.60	9.60	Argille sabbiose e limose molto compatte
9.60	10.60	Limo
10.60	13.40	Sabbie
13.40	15.00	Limo sabbioso

Sulla base delle indagini in sito si riportano nelle seguenti tabelle i parametri medi operativi. Tali parametri sono stati desunti utilizzando i risultati delle prove penetrometriche eseguite nell'area in oggetto.

## Prova 1

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Densità relativa [%]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	24.04	490.33	100.00	9149.32	--	17.05	19.99
2	37.49	182.24	67.62	5569.06	--	15.95	19.86
3	29.40	72.94	14.51	5934.15	--	16.26	20.24
4	28.61	36.23	8.24	1840.28	--	17.26	18.56
5	29.66	95.36	17.16	7121.64	--	17.23	20.17
6	28.60	108.13	10.19	6173.12	--	17.13	20.07
7	30.46	79.42	22.77	3913.98	--	16.75	20.29
8	32.16	--	34.19	7502.09	--	--	--

## Prova 2

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Densità relativa [%]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	--	24.37	--	2870.51	--	17.19	17.97
2	30.65	71.53	22.72	1228.16	--	17.29	18.80
3	30.31	46.03	20.84	2491.06	--	17.82	18.71
4	30.35	100.52	21.55	4069.32	--	16.73	20.22
5	30.93	47.99	25.58	3970.22	--	16.71	20.22
6	33.16	294.15	40.76	7866.62	--	17.20	20.14
7	31.36	181.30	28.84	4525.26	--	17.65	20.59

## CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Dal 1 luglio 2009 sono entrate in vigore le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (NCT 08).

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle strutture nuove e alla verifica di quelle esistenti. Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una “**pericolosità sismica di base**”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A**).

Le valutazioni della pericolosità sismica di base indicata generalmente come “*pericolosità sismica*” è stata determinata per ogni punto del territorio nazionale (desumibile dalla tabella allegato B alle nuove Norme) ed è conseguente a studi condotti a livello nazionale.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi chiaramente precisati dalle **NTC**, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Allo stato attuale, la *pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento* è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

L'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008 fornisce per tutto il territorio nazionale (suddiviso in una maglia con 10751 punti di reticolo) e per 9 valori di periodo di ritorno  $T_R$  (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni), i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c$  relativi alla pericolosità sismica di base.

Successivamente, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, è necessario valutare **l'effetto della risposta sismica locale** mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, come previsto dal punto **3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE**, riportato di seguito :

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione deve essere effettuata in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s30}$  di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse.

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie **S1** ed **S2** è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensitività possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
------------------	--------------------



<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, ricadenti nelle categorie da **A** ad **E**, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

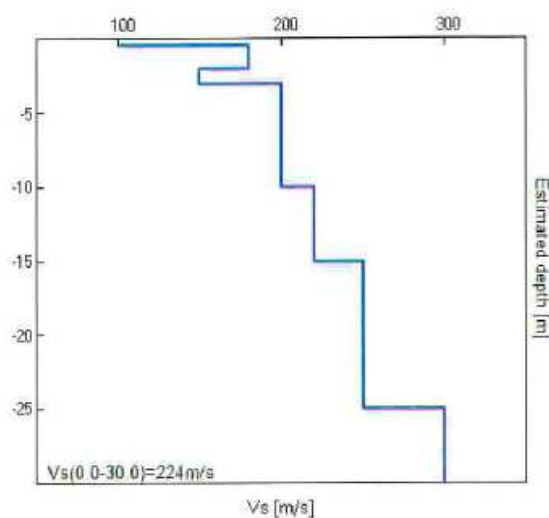
- determinare  $N_{SPT\ 30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare  $C_{u\ 30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana fina compresi entro i primi 30 m di profondità;
- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri  $N_{SPT\ 30}$  e  $C_{u\ 30}$ ;
- riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

**Dalla relazione geologica e dalle prove effettuate, si rileva che:**

Dalla prova ReMi si vedono orizzonti ad alte velocità che corrispondono ai moti superiori, ed un orizzonte a velocità più basse, che rappresenta la velocità reale delle onde S nel terreno. La stratigrafia sismica dell'area, che produce lo spettro sintetico nell'elaborazione monodimensionale (spettro H/V) e i punti azzurri nel grafico spettrale della prova in array è qui di seguito mostrata.

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.40	0.40	90	0.42
2.00	1.60	200	0.42
3.00	1.00	150	0.42
10.00	7.00	200	0.42
15.00	5.00	220	0.42
30.00	15.00	250	0.42
inf.	inf.	300	0.42

$V_s(0.0-30.0)=224 \text{ m/s}$



**Pertanto il sottosuolo rientra nella categoria C, caratterizzato da valori di Vs 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s.**

Per quanto concerne le **condizioni topografiche**, nel caso in esame, rientrando fra le configurazioni superficiali semplici, si può adottare la classificazione contenuta nelle NCT per il quale, si **ricade nella categoria T1**.

Di seguito si riporta la valutazione dell'azione sismica.

## VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La costruzione in oggetto è definita dalla seguente tipologia (p.to 2.4 delle NT):

<b>Vita della struttura</b>	
<b>Tipo</b>	Opere ordinarie 50 - 100 anni
<b>Vita nominale(anni)</b>	50.0
<b>Classe d'uso</b>	<b>Classe III</b>

**Carico sismico**

**NT08**

Parametri di pericolosità sismica

Calcola

	SLV	SLD	SLO	
$a_g$	1,895	0,723	0,579	[m/s <sup>2</sup> ]
$F_0$	2,48	2,48	2,50	
$T_c^*$	0,29	0,28	0,27	[s]
$T_R$	712	75	45	

Classe suolo

C

	SLV	SLD	SLO	
$S_S$	1,41	1,50	1,50	
$T_B$	0,15	0,15	0,15	[s]
$T_C$	0,46	0,45	0,44	[s]
$T_D$	2,37	1,89	1,84	[s]

Categoria topografica

T1  $S_T$  1,0

OK Annulla ?

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione degli spettri di risposta per un dato Stato Limite avviene attraverso le seguenti fasi:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, in base ai quali si determina il Periodo di Riferimento dell'azione sismica.

- Determinazione attraverso latitudine e longitudine dei parametri sismici di base  $a_g$  ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per lo Stato Limite di interesse; l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio secondo quanto disposto dall'allegato alle NTC "Pericolosità Sismica" , dove:

$a_g$       accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$       valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerati, per ogni direzione dell'azione sismica.

Oltre alla determinazione dei parametri sismici del sito si è considerata la tipologia di terreno, la posizione topografica e la tipologia strutturale (classe di duttilità, regolarità, etc.) che ha condotto alla determinazione dei seguenti spettri di risposta:

## **PARAMETRIZZAZIONE**

Si passa all'esame dei risultati ottenuti al fine di estrapolare i valori caratteristici dei parametri geotecnici di riferimento.

La parametrizzazione sarà effettuata, in conformità alla nuova normativa, tramite una stima di tipo cautelativo.

Per il progetto in questione, sarà utilizzato un metodo di primo livello seguendo i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici,

$R_{ki}$  e  $F_{kj}$  definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

Infatti, con il metodo agli Stati Limite (SL) è indicato il seguente metodo:

1. Acquisizione parametri geotecnici  $\phi$ ,  $c'$ , o  $c_u$ ;
2. Definizione dei valori caratteristici dei parametri di progetto;
3. Fattori di sicurezza parziali (per parametro);
4. Parametri di progetto approccio 1 o 2;
5. Verifica;
6. Resistenza di progetto ( $R_d$ ) deve essere  $\geq E_d$

**Per la caratterizzazione e modellazione geotecnica** i valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno o attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito. Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Pertanto, il “Valore Caratteristico” è conseguente ad una stima cautelativa del parametro geotecnico che tiene conto di:

- numero di dati a disposizione;
- variabilità del sottosuolo;
- la dispersione dei risultati delle prove;
- particolare stato limite e volume di sottosuolo interessato;
- tipologia della struttura, sua rigidità e capacità di distribuire i carichi.

Concludendo, il valore caratteristico della proprietà **di un terreno** è generalmente “una stima del valore medio con una probabilità del 95% che il valore medio che governa l'insorgere di uno stato limite nel suolo sia più favorevole del valore caratteristico. Nei fatti, è il 5° percentile **del valore medio** del parametro geotecnico. Maggiore il numero di dati a disposizione, minore sarà la distanza tra il valore medio e il valore caratteristico.

Con pochi dati è spesso necessario ricorrere all'ipotesi di "varianza nota", facilitata dal fatto i singoli parametri geotecnici esibiscono simili valori di variabilità anche in siti diversi. Maggiore la dispersione dei dati, maggiore sarà la distanza tra il valore medio e il valore caratteristico.

I punti fondamentali della verifica geotecnica delle nuove norme NTC 08 sono così articolati:

1. Determinazione dei valori caratteristici dei parametri di progetto;
2. Scelta del DA (approccio di progetto 1 o 2);
3. Determinazione di  $R_d$  (Stati Limite Ultimi);
4. Determinazione di  $S_c$  (cedimenti caratteristici) negli Stati limite di esercizio;
5. Verifica disequazione:  $E_d - R_d$ ,  $E_d - C_d$  (carico al cedimento massimo tollerabile).

Nelle NTC 08 gli approcci di progetto previsti sono indicati con le sigle DA-1 e DA-2 e prevedono diverse combinazioni di fattori riduttivi, indicati con le sigle A, M ed R, da assegnare ai parametri di progetto per procedere alle verifiche previste dalle nuove norme.

Nella verifica al collasso e allo slittamento di fondazioni possiamo usare indifferentemente il DA-1 (effettuando le verifiche nelle 2 combinazioni) oppure il DA-2 (una sola verifica).

Possiamo anche usare i due approcci 1 e 2, ma ciò non è obbligatorio.

Nella verifica alla stabilità globale di fondazioni non abbiamo scelta e dobbiamo usare il DA-1, combinazione 2. La combinazione 2 del DA1 è obbligatoria anche nelle verifiche di stabilità globale delle altre opere ed è l'unica da utilizzare per fronti di scavo e pendii

**Nell'approccio DA-1**, i coefficienti riduttivi  $M_1$  e  $M_2$  delle due combinazioni, riferiti ai parametri geotecnici derivano dall'applicazione di coefficienti riduttivi  $\gamma_M$  ai valori caratteristici che assumono diversi valori nei rispettivi casi (valori di progetto), come previsto nella relativa tabella soprariportata.

Nell'approccio **DA-2**, invece, il coefficiente  $M_1$  riferito ai parametri geotecnici è sempre pari all'unità e pertanto utilizza direttamente i valori caratteristici (e non quelli di progetto).

Lo strato più superficiale sarà ignorato in quanto si presume che le fondazioni esistenti siano impostate ad una quota maggiore di circa 1,50 cm

Si prenderà in considerazione lo strato di terreno direttamente interessato dal piano di posa delle fondazioni (andando a prendere i parametri geotecnici minori tra quelli ottenute dalle

due prove penetrometriche) e dai relativi carichi trasmessi.

Di conseguenza, sarà l'orizzonte oggetto di parametrizzazione-

Trattandosi di un materiale granulare coesivo, è stato caratterizzato attraverso la  $C_u$  (coesione non drenata) per un approccio in termini di tensioni totali.

Dalle prove CPT eseguite nelle zone limitrofe all'area in oggetto, si ottiene un valore di  $C_{uM}$  (Coesione non drenata minima in corrispondenza del piano di posa della nuova fondazione) pari a circa 0.71 kg/cmq.

$$\text{Valore Caratteristico } C_{uK} = 0.71 \text{ kg/cm}^2$$

Quale valore caratteristico del peso del terreno  $\gamma_k$  (peso di volume del terreno) si può considerare, sulla base di analoghe esperienze, il valore di 1724 kg/m<sup>3</sup>.

$$\text{Valore Caratteristico } \gamma_k = 1724 \text{ kg/m}^3$$

Ne risulta il seguente **Valore di Progetto**:

- **nell'approccio per gli Stati Limite DA-2:**  $C_{ud} = 0,71 \text{ kg/cm}^2$   
(*mantiene lo stesso valore caratteristico*)

- **il peso di volume, invece, resta sempre invariato in tutti gli approcci:**

$$\gamma_d = \gamma_k = 1724 \text{ kg/m}^3$$

## CAPACITÀ PORTANTE

La capacità portante del terreno viene determinata mediante le formulazioni di Hansen, di seguito riportate.

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a seconda se si è alla presenza di un terreno puramente coesivo ( $\phi = 0$ ) o meno e si esprimono nel modo seguente:

**Caso generale**

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} B \gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

**Caso di terreno puramente coesivo  $\phi = 0$**

$$q_{ult} = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui  $d_c, d_q, d_\gamma$  sono fattori di profondità,  $s_c, s_q, s_\gamma$  sono i fattori di forma,  $i_c, i_q, i_\gamma$  sono i fattori di inclinazione del carico,  $b_c, b_q, b_\gamma$  sono i fattori di inclinazione del piano di posa e  $g_c, g_q, g_\gamma$  sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori  $N_c, N_q, N_\gamma$  sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi \tan^2 (45 + \frac{\phi}{2})}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nell'espressione del carico ultimo.

**Fattori di forma**

$$\text{per } \phi = 0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

**Fattori di profondità**

Si definisce il parametro  $k$  come:



$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\begin{aligned} \text{per } \phi = 0 \quad d_c &= 0.4 k \\ \text{per } \phi > 0 \quad d_c &= 1 + 0.4 k \\ d_q &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k \\ d_r &= 1 \end{aligned}$$

#### Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con  $A_f$  l'area efficace della fondazione ottenuta come  $A_f = B' \times L'$  ( $B'$  ed  $L'$  sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B, L e all'eccentricità del carico  $e_B$ ,  $e_L$  dalle relazioni  $B' = B - 2 e_B$ ,  $L' = L - 2 e_L$ ) e con  $\eta$  l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ( $\eta = 0$  per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\begin{aligned} \text{per } \phi = 0 \quad i_c &= \frac{1}{2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right) \\ \text{per } \phi > 0 \quad i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \\ i_q &= \left( 1 - \frac{0.5 H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5 \\ \text{per } \eta = 0 \quad i_r &= \left( 1 - \frac{0.7 H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5 \\ \text{per } \eta > 0 \quad i_r &= \left( 1 - \frac{\left( 0.7 - \frac{\eta^\circ}{450} \right) H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5 \end{aligned}$$

#### Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\begin{aligned} \text{per } \phi = 0 \quad b_c &= \frac{\eta^\circ}{147} \\ \text{per } \phi > 0 \quad b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147} \\ b_q &= e^{-2 \eta \tan \phi} \\ b_r &= e^{-2.7 \eta \tan \phi} \end{aligned}$$

#### Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con  $\beta$  la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi = 0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^2}{147}$$

$$g_q = g_r = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \tan \delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_r > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

Trattandosi di terreno coesivo in condizione non drenate, i parametri da prendere in considerazione per il calcolo della portata limite sono i seguenti:

$$\gamma_k = 1724 \text{ kg/m}^3$$

$$c_{u,k} = 0,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_k = 0^\circ$$

utilizzando l'espressione di Hansen per terreni coesivi per  $\phi_k = 0^\circ$

$$Q_{lim} = 5.14 c(1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

**Di seguito si riporta la verifica della nuova fondazione per la muratura armata, mentre per le fondazioni esistenti, non presentando l'edificio lesioni imputabili a cedimenti fondali, si ritiene che queste si siano assestate e adeguate ai carichi agenti nella configurazione strutturale esistente, per questa ragione, la distribuzione dei carichi prevista in progetto non viene alterata.**

**Per la verifica si assume l'approccio DA-2**

**DA-2 (A1+M1+R3)**

Parametri	Valori
$Cu_k$	$0.71 \text{ kg/cm}^2$
$Cu_d = Cu_k/1$	$0.71 \text{ kg/cm}^2$
$s_c$	1
$d_c$	1
$i_c$	0
$g_c$	0
$b_c$	0
$\gamma_k$	$1724 \text{ kg/m}^3$
$\gamma_d = \gamma_k / 1$	$1724 \text{ kg/m}^3$
$\gamma_r$	2,3

Dove B=larghezza della fondazione pari a 0.80 m

D=profondità di posa delle fondazioni dal p.di c.

L=lunghezza della fondazione

Il parametro  $i_c$  viene trascurato essendo le eccentricità modeste

$$Q_{lim} = (5.14 * 0.71 + 1724 * 1.20 / (100 * 80)) / 2.3 = (3.64 + 0.25) / 2.3 = 1.69 \text{ kg/cm}^2$$

### **Capacità portante stato limite approccio 2:**

Resistenza di progetto  $R_d = 1.69 * 80 * 670 = 90584 \text{ daN}$

Azione di progetto  $E_d = 76612 \text{ daN}$  (carico massimo agente sulle nuove fondazioni come da relazione di calcolo)

**$R_d > E_d$  pertanto la fondazione risulta verificata.**

## CONCLUSIONI

Dal rilievo geologico della zona, dalle notizie bibliografiche e dai risultati dei sondaggi penetrometrici eseguiti nonché da quanto osservato sul posto, si evince quanto segue:

- i terreni indagati hanno evidenziato mediocri caratteristiche geomeccaniche;
- **la classe sismica del sottosuolo riscontrato è la categoria C, desunta utilizzando i dati rilevati dalla relazione geologica eseguita per il sito in oggetto;**
- anche fondazioni dirette di tipo a trave rovescia appaiono idonee a trasferire i carichi applicati;
- l'eventuale falda è rilevabile ad una quota maggiore di 4.00 m dal piano campagna;
- Dalla relazione geologica viene escluso il rischio di liquefazione.
- Per i valori delle pressioni agenti sul terreno i cedimenti previsti risultano senz'altro accettabili.

Di seguito si riporta la normativa di riferimento.

## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento, recentemente entrata in vigore, è riconducibile essenzialmente ai seguenti atti:

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n.3274 ***“primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*** (G.U. n.72 del 8 maggio 2003);
- Deliberazione dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna 2 maggio 2007, n.112 ***“Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio", in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica".*** (B.U.R. n.64 del 17 maggio 2007;
- Chiarimenti della Regione Emilia-Romagna in ordine alla ***entrata in vigore dell'atto di indirizzo e coordinamento tecnico in materia di microzonazione sismica***

(deliberazione dell'Assemblea Legislativa n.112 del 2 maggio 2007) nota prot.2007.0166430 del 22 giugno 2007;

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 “***Nuove norme tecniche per le costruzioni***” (G.U. n.29 del 4 febbraio 2008);
- Legge Regionale Emilia-Romagna 30 ottobre 2008 n.19 “Norme per la riduzione del rischio sismico” parzialmente modificata dalla Legge Regionale 6 luglio 2009 n.6 (B.U.R. n.1084 del 30 ottobre 2008);
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008” (G.U. n.47 del 26 febbraio 2009).