

COMMITTENTE:

COMUNE DI MAZZE'

OGGETTO:

**NUOVA SCUOLA PRIMARIA UNICA - COMUNE DI MAZZE'
CON SOSTITUZIONE EDILIZIA
(SCUOLA PRIMARIA DELLA FRAZIONE TONENGO)**

PROGETTO FINANZIATO CON FONDI PNRR - NEXT GENERATION EU - MISSIONE 4 COMPONENTE 1
INVESTIMENTO 3.3 CUP D38E18000090006

LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

COMUNE DI MAZZE' (TO), VIA CASTONE

CODICE AREA:

GEO

FASE PROGETTUALE:

PROGETTO ESECUTIVO

N° ELABORATO:

001

ARCHIVIO:

5470

160

GEO

001

ESE

00

SCALA:

-

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA

DATA:

Loranzè, Giugno
2023

CONTROLLO QUALITA' ELABORATI

CODICE	AMBITO PROGETTUALE	RESPONSABILE D'AREA	REDATTO	VERIFICATO RESP. AREA	RIESAMINATO COORDINATORE	APPROVATO RESP. PROG.	REV	DATA	NOTE
ARC	ARCHITETTURA ED EDILIZIA	Arch. A. DEMARIA - Arch. M. DI PERNA	.	.	A.D.	G.O.	0	06/2023	EMISSIONE
GEO	AMBIENTE E TERRITORIO	Geol. P. CAMBULI	S.G./L.F.	P.C.			1	.	.
IDR	IDRAULICA	Ing. M. VERNETTI ROSINA	.	.			2	.	.
IEL	IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI	Ing. G. ZAPPALA'	.	.			3	.	.
IME	IMPIANTI FLUIDO MECCANICI	Ing. A. BREGOLIN	.	.			4	.	.
SIC	SICUREZZA	Ing. E. MORTELLO	.	.			5	.	.
STR	STRUTTURE E INFRASTRUTTURE	Ing. A. VACCARONE - Geom. F. TONINO	.	.			6	.	.
VVF	PREVENZIONE INCENDI	Ing. A. BREGOLIN	.	.			7	.	.
EXT	COLLABORATORI ESTERNI	.	.	.			8	.	.
					9	.	.		

PROGETTISTA:

Dott. Ing.
Gianluca ODETTO
N° 7269 J ALBO INGEGNERI
PROVINCIA DI TORINO

TIMBRO:



COPROGETTISTA:

TIMBRO:





Indice

1	PREMESSA.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3	INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO.....	4
4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE.....	7
4.1	Acquisizione dati.....	7
4.2	Parametri geotecnici.....	9
5	DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO.....	11
6	METODO E CODICI DI CALCOLO.....	17
6.1	Verifiche eseguite.....	22
6.1.1	Fondazioni superficiali.....	22
7	CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI.....	23
7.1	CALCESTRUZZO ARMATO.....	23
8	AZIONI.....	31
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	32
10	IMPOSTAZIONI GEOTECNICHE DEL MODELLO.....	34
11	BLOCCO A.....	38
11.1	Pressioni di contatto.....	38
11.2	Verifica al carico limite.....	40
11.3	Cedimenti Blocco A.....	42
12	BLOCCO B.....	45
12.1	Pressioni di contatto.....	45
12.2	Verifica al carico limite.....	47
12.3	Cedimenti Blocco B.....	49
13	VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	52
14	CONCLUSIONI.....	53



1 PREMESSA

La presente relazione illustra le verifiche geotecniche dalle opere relative all'intervento denominato: "Progetto di realizzazione di nuovo plesso scolastico – scuola primaria unica; Comune di Mazzè".

La presente relazione riporta tutte le verifiche geotecniche relative alle opere di fondazione in progetto e sarà suddivisa in due macro capitoli, uno per ogni blocco presente nella realizzazione del nuovo complesso scolastico scuola primaria; Comune di Mazzè.

Le opere in progetto, oggetto di verifica, sono illustrate sulle tavole grafiche allegate al progetto.

La relazione è stata redatta secondo la normativa vigente, con particolare riguardo a:

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministeriale 17.01.2018 Testo Unitario – *“Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018”*;
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e Criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n.36 del 27.07.2007;
- R.D. 3267/23;
- L.R. 45/1989 – *“Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici”*;
- D.M. 11 Marzo 1988 *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle fondazioni”*.
- Circ. Min. LL.PP. n° 30483 del 24 Settembre 1988 *“Istruzioni relative alla norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle fondazioni”*;
- Legge n° 64 del 02/02/1974 – *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*;
- D.M. del 24/01/1986 – *“Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”*;
- D.M. del 16/01/1996 – *“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”*;
- Circolare n° 65 del 10/04/1997 – *“Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. del 16/01/1996”*;

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M 17/01/2018 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

- EUROCODICE 7 – *“Progettazione geotecnica”*;
- EUROCODICE 8 – *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”* e appendice nazionale.



3 INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

Il presente elaborato interessa gli interventi associati al progetto di realizzazione del nuovo plesso scolastico – scuola primaria, che verrà eseguito in via Castone, nel comune di Mazze (TO).

Nello specifico la presente relazione riguarda gli interventi di fondazione; il posizionamento cartografico dell'intervento è visibile su Carta Tecnica Regionale CTR: 135080/135120.

Le coordinate baricentriche, geografiche e chilometriche UTM WGS 84, del luogo in cui sono previste le opere in progetto sono le seguenti:

Geografiche (WGS 84)		Cartografiche (WGS84 - UTM 32N)	
Latitudine	45,294377°N	Nord	5016201,123m N
Longitudine	7,938201°E	Est	416743,671m E

La quota è di riferimento è circa: 323 m s.l.m.

Si riportano di seguito degli estratti cartografici con individuazione dell'ubicazione dell'intervento.

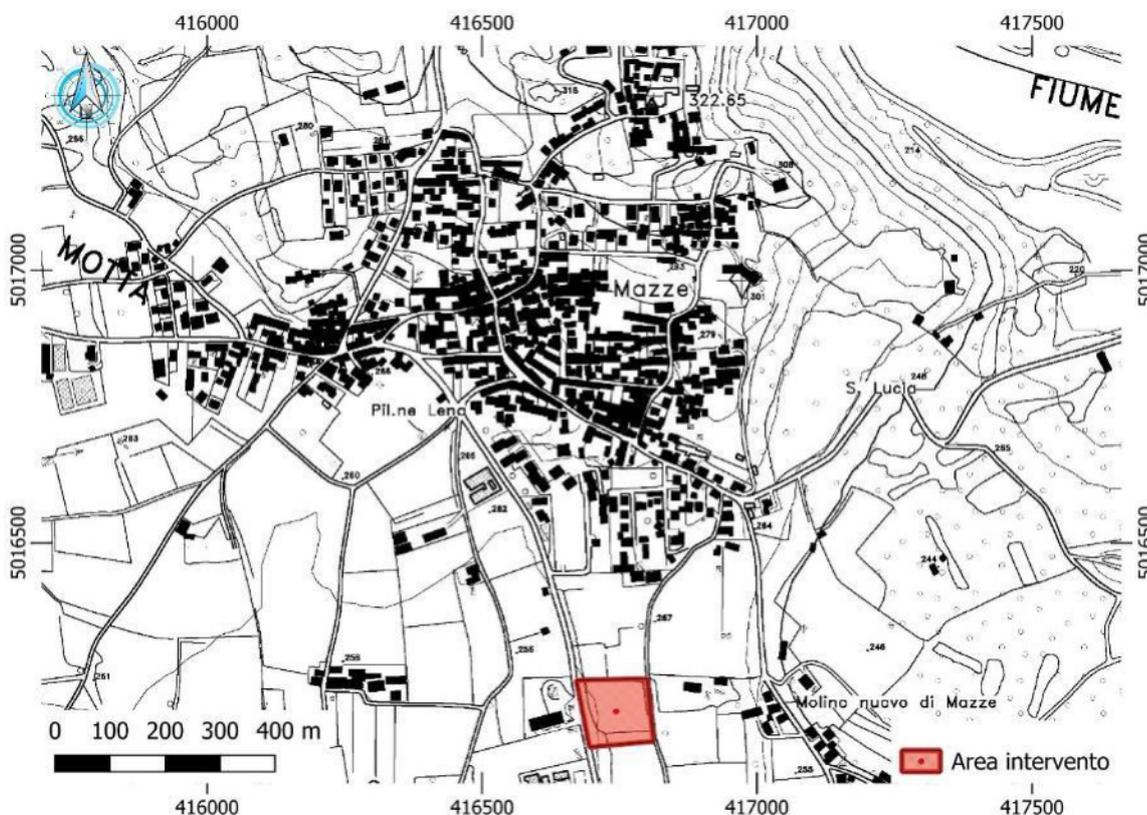


Figura 1. Inquadramento dell'area d'intervento su CTR-135080/135120 (scala 1:10000).

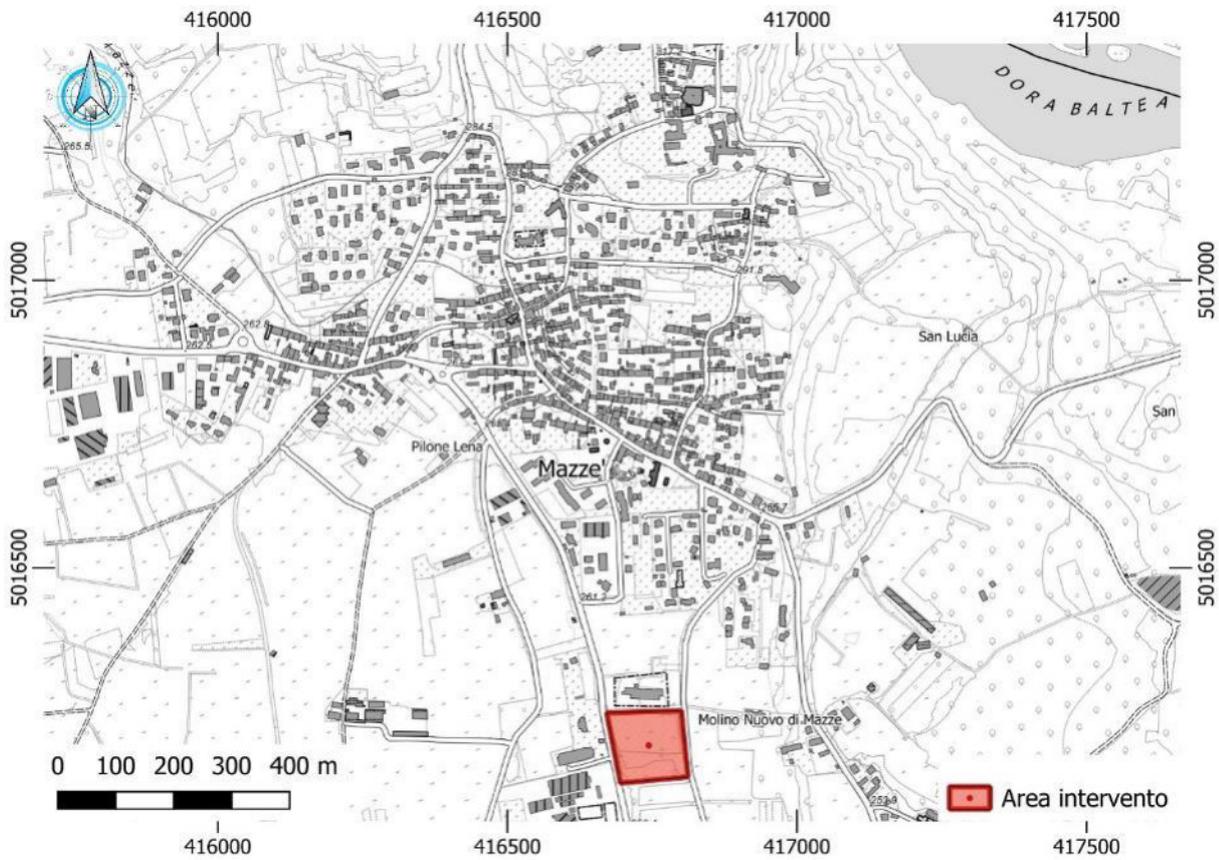


Figura 2 Inquadramento dell'area d'intervento su BDTRE (scala 1:10000).

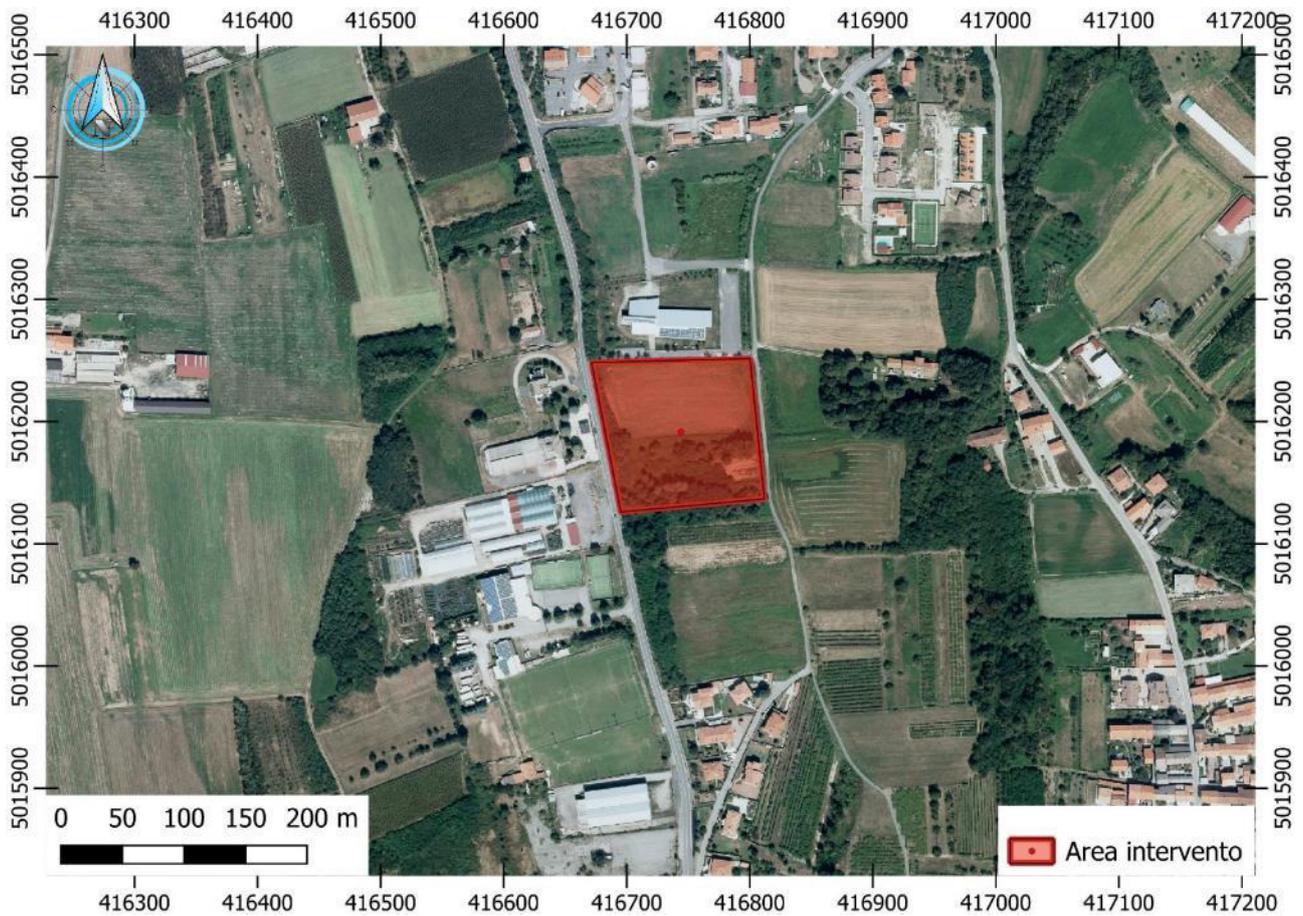


Figura 3 Ubicazione intervento su ortofoto AGEA 2018.

4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

4.1 Acquisizione dati

La caratterizzazione geotecnica del sito in esame si presenta in maniera dettagliata nella relazione *"Caratterizzazione e modellizzazione geologica e geotecnica del sito ai sensi NTC 2018"* redatta dal Dott. Geol. Maurizio Canepa e fornita dal committente.

Al suo interno viene descritta la natura limoso-sabbiosa (con presenza poco abbondante di ciottoli) del terreno oggetto dell'area d'intervento

Sempre nella stessa vengono descritte le seguenti indagini/prove in sito e in laboratorio eseguite (localizzate nella *Figura 5*):

- n. 2 carotaggi profondi 10 m;
- n. 4 prove SPT in foro;
- n. 4 scavi geognostici a profondità di ca. 3 m;
- n.7 prove di laboratorio così suddivise: n. 2 granulometriche, n. 2 edometriche, n.3 prove di taglio in scatola di Casagrande;
- MASW per la determinazione della velocità media nei primi 30 m delle onde di taglio;
- Prova di sismica passiva a stazione singola (metodo HVRS).

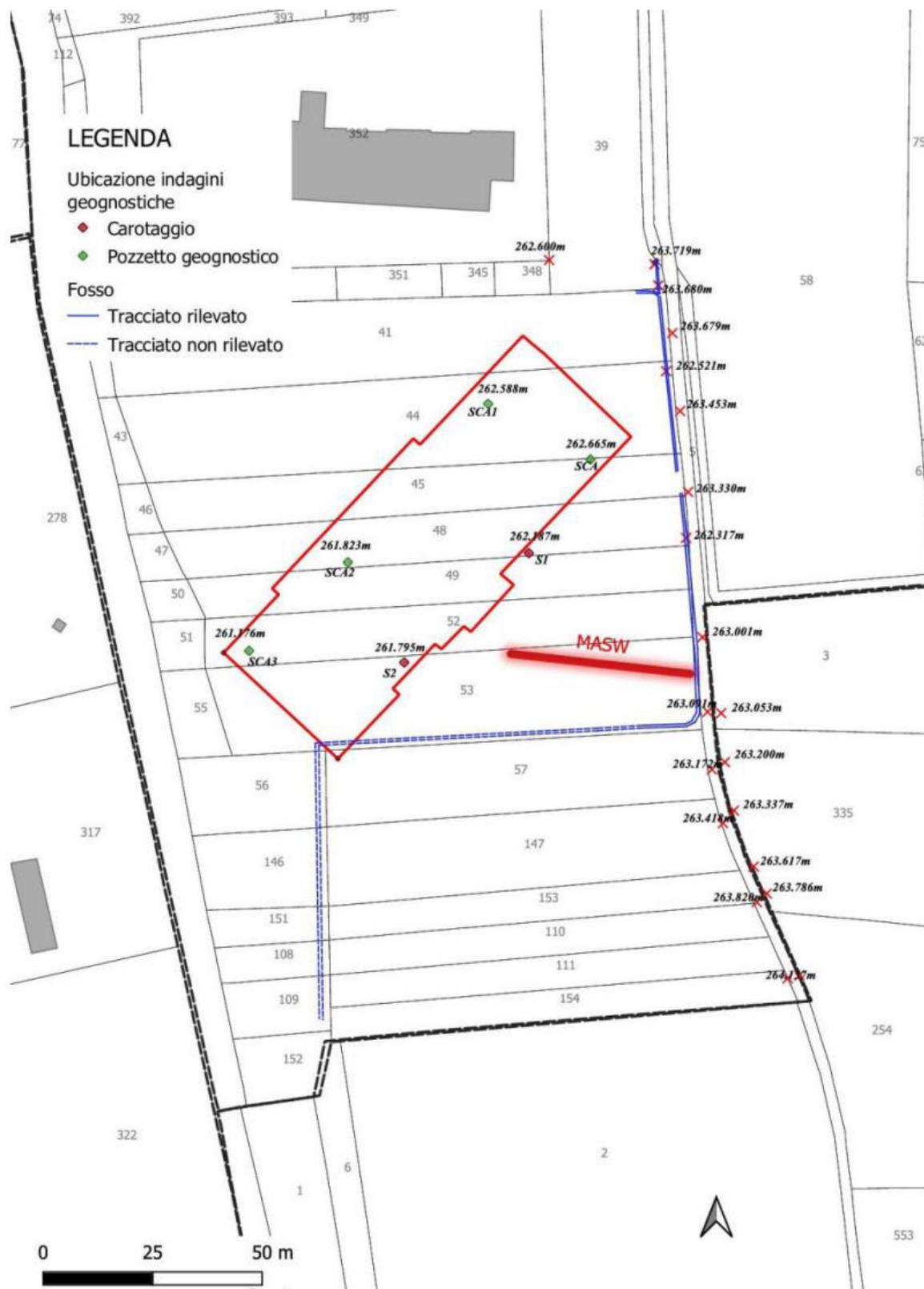


Figura 4. Localizzazioni dei sondaggi geognostici.

4.2 Parametri geotecnici

Dalla caratterizzazione litostratigrafica l'assetto del terreno esaminato può essere ricostruito sulla base di quattro livelli distinti:

1. un primo livello di terreno agrario, da non considerare come terreno di fondazione e da asportare completamente per uno spessore di ca. 0.50 – 0.60 m;
2. un secondo livello di terreni prevalentemente limoso – sabbiosi con limitato scheletro ghiaioso e ciottoli, potente da ca. da 1.80 m (SC0) a 1.20 m;
3. un terzo livello simile al precedente, ma con una maggiore abbondanza di frazione ghiaiosa e ciottolosa, fino alla profondità di ca. 4 m;
4. un ultimo livello costituito da ciottoli in matrice prevalentemente ghiaioso – sabbiosa non alterato ad elevata permeabilità.

La falda è posta a profondità di 3 m dal piano campagna.

Il modello geotecnico di riferimento, sulla base dei dati forniti può essere così sintetizzato:

Tabella 1 - Parametri geotecnici.

Prof. media (m da piano campagna)	Litotipo	ϕ (°)	γ (t/m ³)	Ed (kg/cm ²)
0.6 – 1.8	terreni prevalentemente limoso – sabbiosi con limitato scheletro ghiaioso e ciottoli, potente da ca. da 1.80 m (SC0) a 1.20 m	27.1	1.85	52.6
1.8 – 4.0	ghiaie con ciottoli in matrice sabbioso – limosa che si estende in profondità sino a ca. 4.0 m	28.4	1.97	63.3
> 4.0	ciottoli in matrice prevalentemente ghiaioso – sabbiosa non alterato ad elevata permeabilità	32.8	1.95	> 100

γ : peso per unità di volume

γ_s : peso per unità di volume saturo

ϕ : angolo d'attrito

c: Coesione

Ed: Modulo di elasticità edometrico



I parametri geotecnici sono stati definiti tenendo conto della stratigrafia desunta dalla relazione geologica e dai i valori delle prove penetrometriche e geofisiche eseguite. La precedente tabella rappresenta un riassunto dei parametri geotecnici da utilizzare nei calcoli delle fondazioni sulla base della stratigrafia in cui è inserita l'opera.

5 DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

Si riporta di seguito la mappatura del Piemonte che riporta la classificazione sismica del territorio regionale, redatta ai sensi dell' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003 – "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 11-13058 del 19.01.2010, entrata in vigore con la D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011 ed in seguito modificate con la D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 ed in seguito aggiornata nuovamente con l'entrata in vigore della Deliberazione della Giunta Regionale 30 dicembre 2019, n. 6-887 OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656.

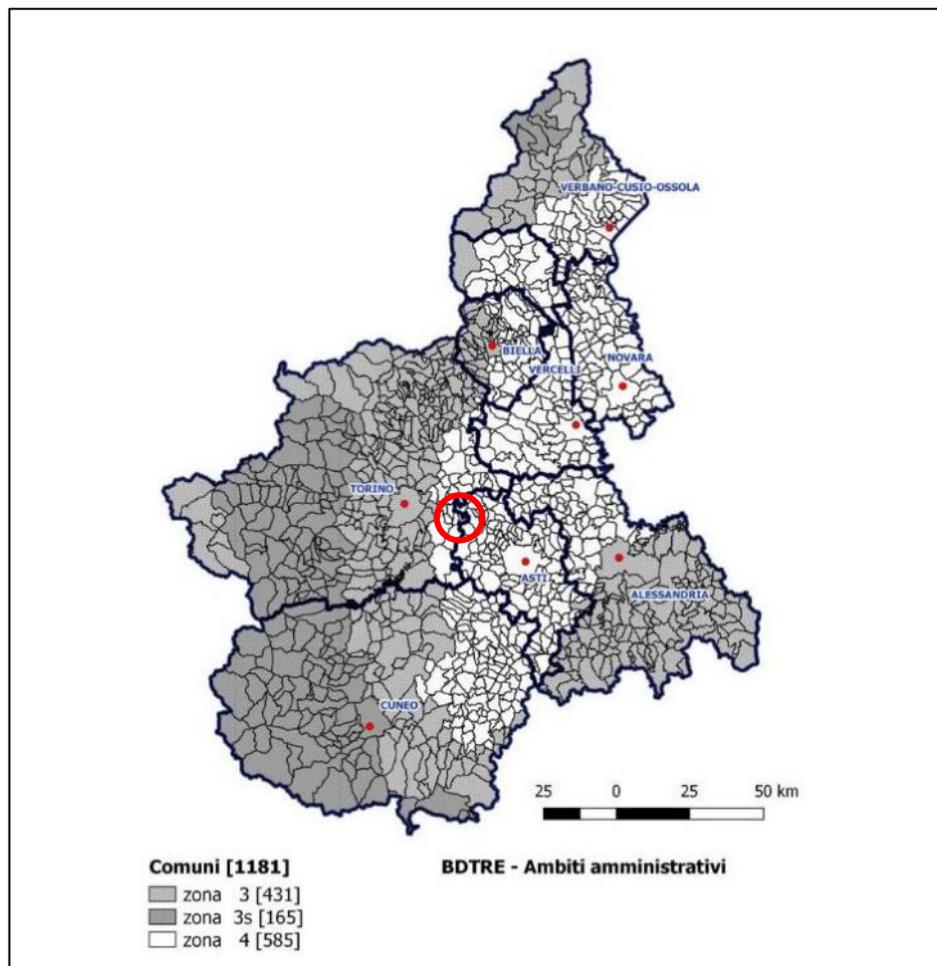


Figura 5. Mappatura delle aree sismiche in Piemonte.

Il Comune di Mazzè (TO) rientra tra le aree classificate in **Zona 4: Zona con pericolosità sismica molto bassa. E' la zona meno pericolosa dove le possibilità di danni sismici sono basse.**

Regione		PIEMONTE
Provincia		TORINO
Comune		Mazzè
Coordinate Geografiche del cantiere	Latitudine	45,294377°N
	Longitudine	7,938201°E
Altitudine		323 m s.l.m.
Zona sismica		ZONA 4
Tipo di opera	TAB. 2.4.I D.M. 17/01/2018	ORDINARIA
Vita nominale V_N	P.to 2.4.1 D.M. 17/01/2018	50 ANNI
Classe d'uso	P.to 2.4.2 D.M. 17/01/2018	IV
Coefficiente d'uso C_U	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	2.0
Periodo di riferimento per azione sismica V_R	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	100 ANNI

Tabella 2 – Dati della struttura e zona sismica.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni individuano le azioni sismiche di progetto a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Le NTC2018 definiscono al par. 3.2 la pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_c : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il calcolo delle opere in oggetto è stato realizzato facendo riferimento ai seguenti parametri:

	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [-]	T_c [s]
SLO	60	0.222	2.582	0.187
SLD	101	0.267	2.643	0.210
SLV	949	0.477	2.674	0.290
SLC	1950	0.551	2.745	0.298

Tabella 3 - Parametri sismici di progettazione.



Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \times W$ ed $F_v = k_v \times W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale è necessario individuare il valore del coefficiente topografico S_T , dipendente dalle categorie topografiche illustrate nella seguente tabella:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 4 – Categorie topografiche - Tabella 3.2.III D.M. 17/01/2018.

Per il caso in studio, è stata considerata la categoria topografica T1, alla quale corrisponde il coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1.0 (tabella 3.2.V D.M. 17/01/2018).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario inoltre valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.

Considerando i risultati ottenuti dalle indagini sismiche relative alle MASW eseguite dal precedente studio si riporta che: *“Le prove realizzate hanno evidenziato la presenza di un bedrock sismico ($V_s > 800$ m/s) a profondità inferiori a 30 m, per questa ragione i valori di $V_{S,eq}$ e di $V_{S,30}$ coincidono”.*

MASW A $V_{S,30} = 456.91$ m/s;

Si evidenzia una sismo-stratigrafia caratterizzata da un primo orizzonte meno addensato, dello spessore di ca. 1 m (Vedi Figura 7).

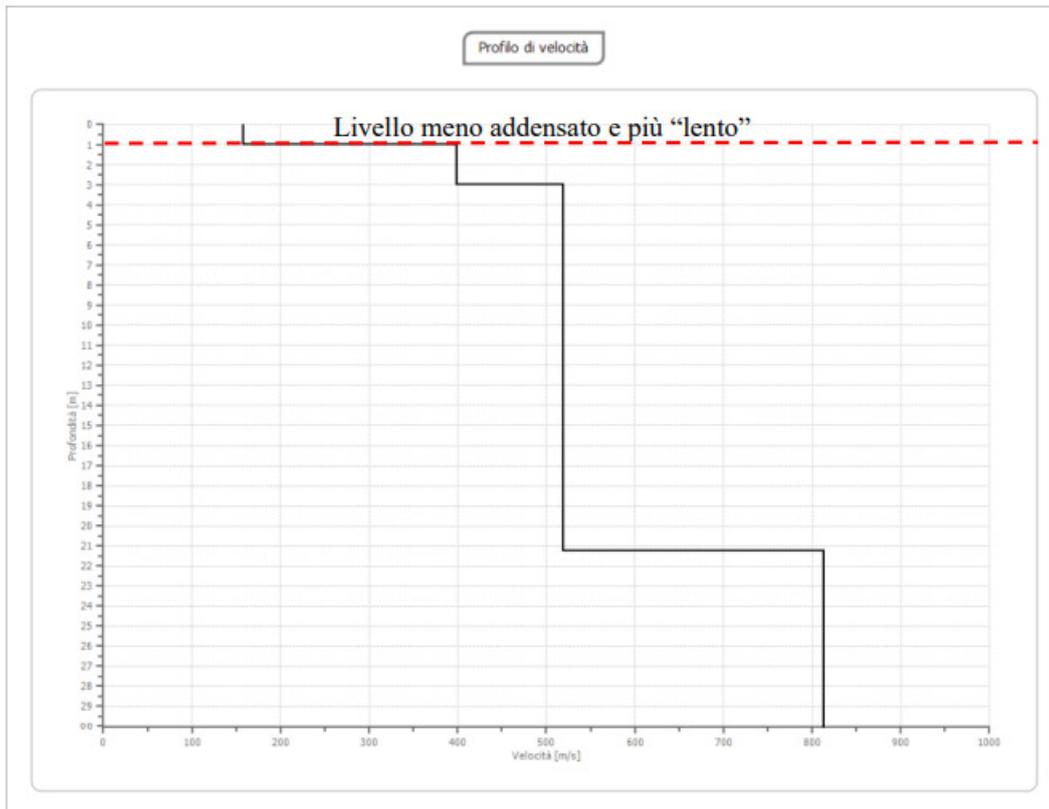


Figura 6. Profilo verticale della velocità delle onde sismiche di taglio.

L'analisi eseguita indica una categoria del sottosuolo B:

“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.”

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 5 – Categorie di sottosuolo da Tabella 3.2.II D.M. 17/01/2018.



A questa categoria corrisponde il valore massimo del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s pari a 1.2.

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 6 – Espressioni di S_s Tabella 3.2.IV D.M. 17/01/2018.

La seguente tabella riepiloga i coefficienti sismici calcolati:

	SLV	SLD
a_g [m/s ²]	0.477	0.267
S_t coefficiente di amplificazione topografica	1.0	1.0
S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica	1.2	1.2
K_h coefficiente di intensità sismica orizzontale [%]	2.216	1.534
K_v coefficiente di intensità sismica verticale [%]	1.108	0.767

Tabella 7 - Parametri per la definizione dell'azione sismica.

In conseguenza a queste considerazioni occorre prevedere la realizzazione di un'operazione di "bonifica" che preveda l'asportazione del terreno in sito per 1.0 m di profondità (profondità media stimata anche sulla base dell'osservazione diretta in sito eseguita negli scavi geognostici) con successivo riporto di misto stabilizzato di adeguate caratteristiche di addensamento.

6 METODO E CODICI DI CALCOLO.

I calcoli per le verifiche geotecniche sono stati effettuati con il programma di modellazione Modest ver. 8.29, prodotto da Tecnisoft Harpaceas.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Le espressioni dell'EC7 per il calcolo della capacità portante si differenziano a seconda se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c i_c + q N_q s_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14 c_u s_c i_c + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{2.96\phi} K_\phi$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg}\phi$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \text{tg}\phi$$

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



Fattori di forma

per $\phi=0$

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \quad \begin{array}{l} \text{per forma rettangolare} \\ \text{per forma quadrata o rotonda} \end{array}$$

$$s_c = 1.2$$

per $\phi>0$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \text{sen } \phi$$

per $\phi>0$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{sen } \phi \quad \begin{array}{l} \text{per forma rettangolare} \\ \text{per forma quadrata o circolare} \end{array}$$

$$s_q = 1 + \text{sen } \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B}{L} \quad \begin{array}{l} \text{per forma rettangolare} \\ \text{per forma quadrata o circolare} \end{array}$$

$$s_\gamma = 0.7$$

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' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 0.5 \left(1 + \left(1 - \frac{H}{A_v c_u} \right)^{0.5} \right)$$

Inclinazione della risultante dovuta ad un carico orizzontale parallelo ad L:

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$i_q = i_r = 1 - \frac{H}{V + A_v c_u \operatorname{ctg} \phi}$$

Inclinazione della risultante dovuta ad un carico orizzontale parallelo a B:

$$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 H}{V + A_v c_u \operatorname{ctg} \phi} \right)^3$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_v c_u \operatorname{ctg} \phi} \right)^3$$



Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = 1 - \frac{2 \eta}{\pi + 2}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$b_q = (1 - \eta \operatorname{tg} \phi)^2$$

$$b_r = b_q$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{1 - 2\beta}{\pi + 2}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$g_q = g_r = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2$$

Per poter applicare la formula dell'EC7 devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \tan \delta + A_f c_a \quad 2) \beta \leq \phi \quad 3) i_q, i_r > 0 \quad 4) \beta + \eta \leq 90^\circ$$

Per tenere conto del sisma, si può ridurre l'angolo d'attrito del terreno secondo il criterio di Vesic. Il valore che propone Vesic è $d\phi = 2,00^\circ$. Questo valore può però variare in funzione dell'esperienza.

Calcolo delle tensioni indotte

Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove: $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$;

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.



6.1 Verifiche eseguite

L'analisi geotecnica condotta è stata del tipo: **SISMICA STATICA EQUIVALENTE**.

6.1.1 Fondazioni superficiali

Ai sensi del par. 6.4.2.1 delle NTC/2018, la verifica delle fondazioni superficiali è stata effettuata con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - o collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - o collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - o stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - o raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.
- *SLE verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)*
 - o verificare il rispetto della condizione [6.2.7] calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad [6.2.7]$$

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Le verifiche eseguite sono state effettuate in condizioni drenate.

7 CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

7.1 CALCESTRUZZO ARMATO

Classe di esposizione.

Le diverse superfici di calcestruzzo di un dato componente strutturale possono essere soggette a diverse azioni ambientali, classificate dalla norma UNI EN 206:2016 come classi di esposizione. Le classi di esposizione da scegliere dipendono dalle disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo, e tale classificazione non esclude considerazioni in merito a condizioni speciali che possano esistere nel luogo di impiego del calcestruzzo o di misure protettive come l'uso di acciaio inossidabile o altri metalli resistenti alla corrosione e l'uso di rivestimenti protettivi per il calcestruzzo o per l'armatura. Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, al paragrafo 4.1.2.2.4.2, stabiliscono che le condizioni ambientali possano essere suddivise, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, in condizioni ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella seguente tabella. La suddivisione fa riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 8 – Descrizione delle condizioni ambientali – Tab. 4.1.III D.M. 17/01/2018.

La seguente tabella mostra le diverse classi di esposizione tra le quali si è scelta la classe di esposizione per le opere in c.a. in progetto.

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	



2 Corrosione indotta da carbonatazione

Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.

2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	

3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare

5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenete cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare

4 a 5 b	XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	

5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	

Tabella 9 - Classi di esposizione.

In particolare, per le opere in c.a. in progetto si prevede la classe di esposizione **XC2**.

Classe di consistenza.

La classe di consistenza è una proprietà del calcestruzzo allo stato fresco che influenza fortemente le proprietà del calcestruzzo indurito e la si misura facilmente in cantiere con il cono di Abrams. La classe di consistenza è da considerarsi come un indice della lavorabilità del calcestruzzo, cioè la caratteristica che consente di confezionare, trasportare, gettare e compattare il materiale con una certa facilità. Si riportano nella seguente tabella i valori delle classi di abbassamento al cono (slump) in funzione del relativo abbassamento al cono. Il calcestruzzo scelto per la realizzazione delle opere in c.a. in progetto possiede una classe di consistenza S4.

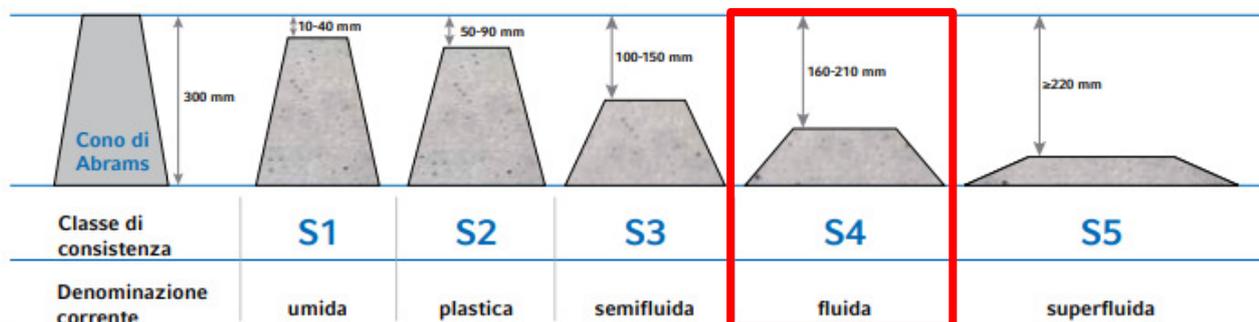


Figura 7 – Classi di consistenza.

Classe di contenuto in cloruri.

I cloruri presenti nella massa cementizia sono una delle cause più importanti del degrado delle armature d'acciaio. Questi possono penetrare dall'esterno, se presenti in massicce quantità sulla superficie dell'elemento strutturale in calcestruzzo armato, ma possono essere veicolati anche dalle materie componenti il calcestruzzo. Ad esempio, alcuni additivi acceleranti possono contenere una certa quantità di cloruri.

Il contenuto di cloruri nel calcestruzzo non deve eccedere il valore indicato della classe selezionata della seguente tabella (par. 5.2.8 UNI EN 206:2016).

Contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo

Impiego del calcestruzzo	Classe di contenuto in cloruri ^{a)}	Massimo contenuto di Cl ⁻ rispetto alla massa del cemento ^{b)}
In assenza di armatura di acciaio o di altri inserti metallici (ad eccezione dei dispositivi di sollevamento resistenti alla corrosione)	Cl 1,0	1,0%
In presenza di armatura d'acciaio o di altri inserti metallici	Cl 0,20	0,20%
	Cl 0,40	0,40%
In presenza di armatura d'acciaio da precompressione	Cl 0,10	0,10%
	Cl 0,20	0,20%

a) La classe da applicare per uno specifico utilizzo del calcestruzzo dipende da disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo.
b) Qualora siano impiegate aggiunte di tipo II e siano considerate nel computo del dosaggio di cemento, il contenuto in cloruri viene espresso come percentuale di ioni cloruro in massa rispetto al cemento + la massa totale delle aggiunte considerate.

Tabella 10 - Contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo.

Leggi costitutive dei materiali per calcestruzzo armato.

Con riferimento ai paragrafi 4.1.2.1.2.1 e 4.1.2.1.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, per il calcestruzzo si è considerata la legge costitutiva $\sigma - \epsilon$ di tipo parabola – rettangolo e per l'acciaio d'armatura il modello $\sigma - \epsilon$ di tipo elastico perfettamente plastico.

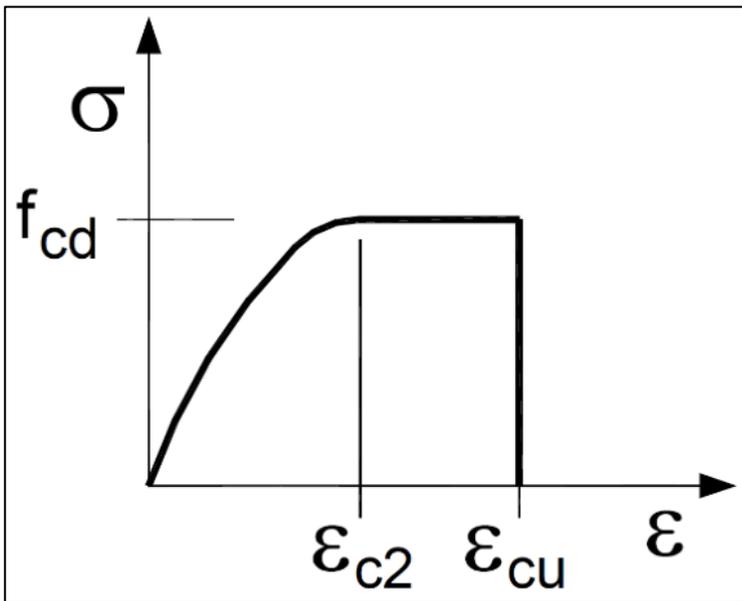


Figura 8 - Modello parabola-rettangolo per il calcestruzzo.

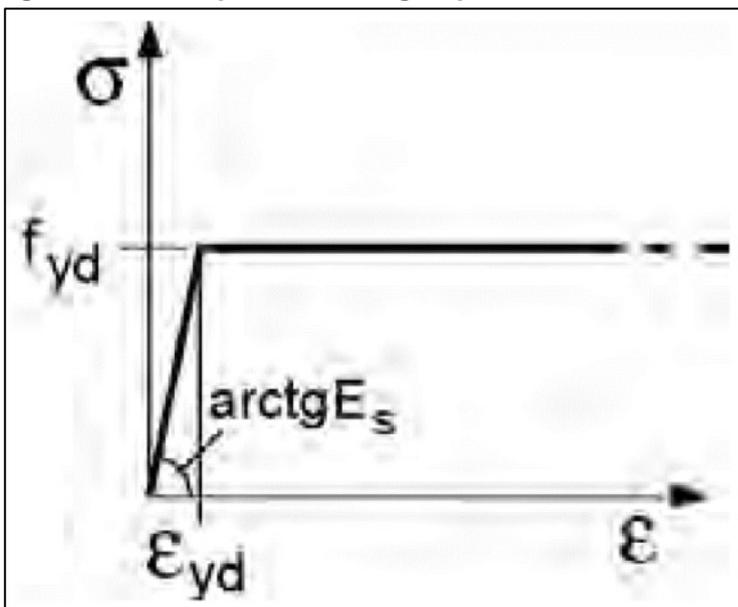


Figura 9 - Modello elastico-perfettamente plastico indefinito per l'acciaio.

Determinazione del copriferro.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 al paragrafo 4.1.6.1.3 prescrivono che "al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento del calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature".

A tal fine si può fare riferimento alla UNI EN 1992-1-1 per dimensionare correttamente i copriferri. Il valore nominale del copriferro è calcolato secondo l'espressione:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$



Dove:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$$

In cui:

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0;$$

$c_{min,b}$ è il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature. Per armature ordinarie $c_{min,b}$ è pari al diametro della barra, nel caso di barre singole, ed al diametro equivalente, nel caso di barre raggruppate;

$c_{min,dur}$ è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali e si ricava dai prospetti seguenti in funzione della classe di esposizione, ricordando che la classe strutturale per un periodo di vita nominale presunta della struttura pari a 50 anni è la classe strutturale S4 (vedi prospetti seguenti);

Δc_{dev} è la tolleranza ed è compresa tra 0 e 10 mm.

prospetto 4.4N Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

prospetto 4.5N Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Tabella 11 - Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, in accordo alla EN 10080.

A titolo cautelativo, nei calcoli delle opere in c.a. in progetto è stato adottato un valore di copriferro nominale pari a **30 mm**.

Stato limite di fessurazione.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, al par. 4.1.2.2.4.4, suddividono in due gruppi le armature:

Armature sensibili;

Armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompressione, mentre appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tenere conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

Sono ora indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione al fine della protezione contro la corrosione delle armature metalliche con riferimento alla tab. 4.1.IV D.M. 17/01/2018.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tabella 12 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione.

Il paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018 individua i seguenti valori di w_1 , w_2 e w_3 .

w_1	0,2 mm
w_2	0,3 mm
w_3	0,4 mm

Tabella 13 - Valori limite di apertura delle fessure.

Le seguenti tabelle riepilogative riassumono le prescrizioni relative al calcestruzzo armato delle opere in progetto, con riferimento alle condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Calcestruzzo			
Condizione ambientale	Tab. 4.1.III	D.M.	ORDINARIA
	17/01/2018		
Classe di esposizione			XC2
Classe di consistenza			S4
Rapporto acqua / cemento massimo A/C max.			0,60
Dimensione nominale degli aggregati massima D max.			20 mm
Acciaio			
Acciaio da precompressione presente			NO
Acciaio ordinario presente			SI'
Acciaio zincato presente			NO
Acciaio inossidabile presente			NO



Tabella 14 – Materiali.

Calcestruzzo C25/30 - Calcestruzzo per le fondazioni

Tipo di calcestruzzo		C25/30
Rck calcestruzzo	(daN/cm ²)	300
Modulo elastico	(daN/cm ²)	314472
Resistenza caratteristica cilindrica (Fck)	(daN/cm ²)	249
Resistenza caratteristica a trazione (Fctk)	(daN/cm ²)	18
Resistenza media (Fcm)	(daN/cm ²)	329
Resistenza media a trazione (Fctm)	(daN/cm ²)	26

Tabella 15 – Caratteristiche calcestruzzo C25/30 (platee, solette, pareti, travi, pilastri).

Acciaio ordinario per calcestruzzo armato B450C.

Tipo di acciaio		B450C
Tensione caratteristica di snervamento (Fyk)	(daN/cm ²)	4500
Modulo elastico	(daN/cm ²)	2060000
Ftk	(daN/cm ²)	5400
Coefficiente di Poisson (ν)		0.3
γ_s		1.15
Fyd	(daN/cm ²)	3910
σ_{amm} calcestruzzo	(daN/cm ²)	97.5

Tabella 16 - Caratteristiche acciaio ordinario per calcestruzzo armato B450C.

8 AZIONI

Poiché i calcoli geotecnici sono stati effettuati dallo stesso software e con lo stesso modello utilizzato per il calcolo delle strutture, **per quanto riguarda le azioni si farà riferimento successivamente nella relazione strutturale che verrà presentata nella consegna del progetto esecutivo.**



9 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico utilizzate sono quelle previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. Si elencano in seguito i coefficienti di combinazione, con riferimento alla tabella 2.6.1. del DM 17.01.2018 e la circolare C.S.LL:PP. 21/01/2019 n.7, e le relative combinazioni delle azioni:

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche		
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali non	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Tabella 17 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU.

Ai fini delle verifiche agli stati limite, con riferimento al par. 2.5.3 si sono definite le seguenti combinazioni delle azioni:

- SLU – Combinazione di carico fondamentale;

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione caratteristica rara;

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione frequente;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione quasi permanente;

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione sismica;

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unita di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 18 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali,

Verifica	(R1)	(R2)	(R3)	(R3sism)
Capacità portante	1.00	1.80	2.30	1.80
Scorrimento	1.00	1.10	1.10	
Ribaltamento	1.00	1.50	1.15	
Resistenza sulle superfici laterali	-	-	1.30	

Tabella 19. Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche (NTC2018).

I coefficienti e le combinazioni sono descritte nella relazione di calcolo strutturale, generate automaticamente dal codice di calcolo, in conformità con le disposizioni della Normativa Tecnica.



10 IMPOSTAZIONI GEOTECNICHE DEL MODELLO

Il presente capitolo illustra le impostazioni geotecniche del software di calcolo Modest.8.29. Sulla base dei parametri geotecnici riportati nel capitolo 4.2, è della stratigrafia definita nella relazione geologica, sono stati introdotti nel software di calcolo tre strati con le seguenti caratteristiche:

- 1 Limoso-sabbioso:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 1850.00$ daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{sat} = 1950.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\varphi' = 27.10$ grad
- Coesione efficace: $c' = 0.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: $OCR = 1.00$
- Coeff. di spinta a riposo: $k_0 = 0.54$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 3657090.00$ daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: $G = 1406570.00$ daN/mq
- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 0.00$
- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.30$
- Modulo edometrico: $E_{ed} = 4923000.00$ daN/mq
- Modulo elastico non drenato: $E_u = 0.00$ daN/mq

- 2 Sabbioso-limosa:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 1970.00$ daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{sat} = 2050.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 28.40$ grad
- Coesione efficace: $c' = 0.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: OCR = 1.00
- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.52$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: E = 3761300.00 daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: G = 1446660.00 daN/mq
- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 0.00$
- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.30$
- Modulo edometrico: $E_{ed} = 5063300.00$ daN/mq
- Modulo elastico non drenato: $E_u = 0.00$ daN/mq

- 3 Ghiaioso-sabbiosa:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 1950.00$ daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{sat} = 2050.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\varphi' = 32.80$ grad
- Coesione efficace: $c' = 0.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: OCR = 1.00
- Coeff. di spinta a riposo: $k_0 = 0.46$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: E = 3714290.00 daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: G = 1428570.00 daN/mq
- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 0.00$
- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.30$
- Modulo edometrico: $E_{ed} = 5000000.00$ daN/mq
- Modulo elastico non drenato: $E_u = 0.00$ daN/mq

NB. Il modulo elastico tangenziale e il modulo edometrico sono stati definiti automaticamente dal software usando le relazioni sotto riportate

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$
$$E_d = E \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$



La colonna stratigrafica è presentata nella seguente figura, impostando la profondità della falda a **3.00 m**.

ϕ'	=Angolo di attrito efficace
γ	=Peso specifico del terreno naturale
γ_{sat}	=Peso specifico del terreno saturo
κ_0	=Coeff. di spinta a riposo
Class.	=Classificazione Inc. = Incoerente
Crit.	=Criterio di progetto
D_r	=Densità relativa
I_p	=Indice di plasticità
OCR	=Grado di sovraconsolidazione
St.	=Strato
Unità geotecnica	=Unità geotecnica
c_u	=Coesione non drenata
c'	=Coesione efficace
z	=Profondità della superficie superiore dello strato

St.	z <m>	Unità geotecnica	Class.	γ <daN/mc>	γ_{sat} <daN/mc>	D_r	I_p	ϕ' <grad>	c' <daN/mq>	c_u <daN/mq>	OCR	κ_0	Crit.
1	0.00	1. Limoso-sabbioso	Inc.	1850.00	1950.00			27.10	0.00		1.00	0.54	1
2	1.80	2. Sabbioso-limosa	Inc.	1970.00	2050.00			28.40	0.00		1.00	0.52	1
3	4.00	3. Ghiaioso-sabbiosa	Inc.	1950.00	2050.00			32.80	0.00		1.00	0.46	1

Tabella 20 – Colonna stratigrafica.

Il calcolo della capacità portante è stato eseguito con le indicazioni del Eurocode EC7

Capacità portante in condizioni statiche

Calcolo della capacità portante per rottura generale

- Terzaghi (1943)
- Meyerhof (1963)
- Hansen (1970)
- Brinch - Hansen (1970)
- Vesic (1973)
- Indicazioni EC7 (Allegato D)
- Stagg e Zienkiewicz

Combinazione dei fattori di forma e di inclinazione del carico

- Considera solo i fattori di forma
- Considera solo i fattori di inclinazione del carico
- Considera entrambi
- Considera entrambi separatamente

Figura 10. Metodo di calcolo della capacità portante

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il procedimento proposto da Bowles. Dove lo spessore considerato è pari a 5 volte B (Lato corto della fondazione).

Bowles

Spessore del terreno responsabile del cedimento

- Dal rapporto con le dimensioni della fondazione pari a
- Dalla rigidezza del terreno di fondazione maggiore di $\langle \text{daN/mq} \rangle$

Figura 11 – Calcolo cedimenti



11 BLOCCO A

Il Blocco A avrà una fondazione di tipo superficiale di 1500 m², costituita da una platea in calcestruzzo armato. Il Blocco A, si sviluppa su un piano e sulla fondazione scaricano un totale di 90 pilastri di dimensioni 0.40x0.40 m, e 8 pareti.

Le verifiche sono state condotte con il software di calcolo Modest 8.29 il quale permette eseguire le verifiche geotecniche per ciascun elemento di fondazione.

11.1 Pressioni di contatto

Le pressioni trasmesse dalla struttura al terreno nello stato SLU e SLE si presentano nelle seguenti figure, con un valore massimo di σ_t pari a 122 kN/m² per lo stato SLU and 86 kN/m² per lo stato SLE.

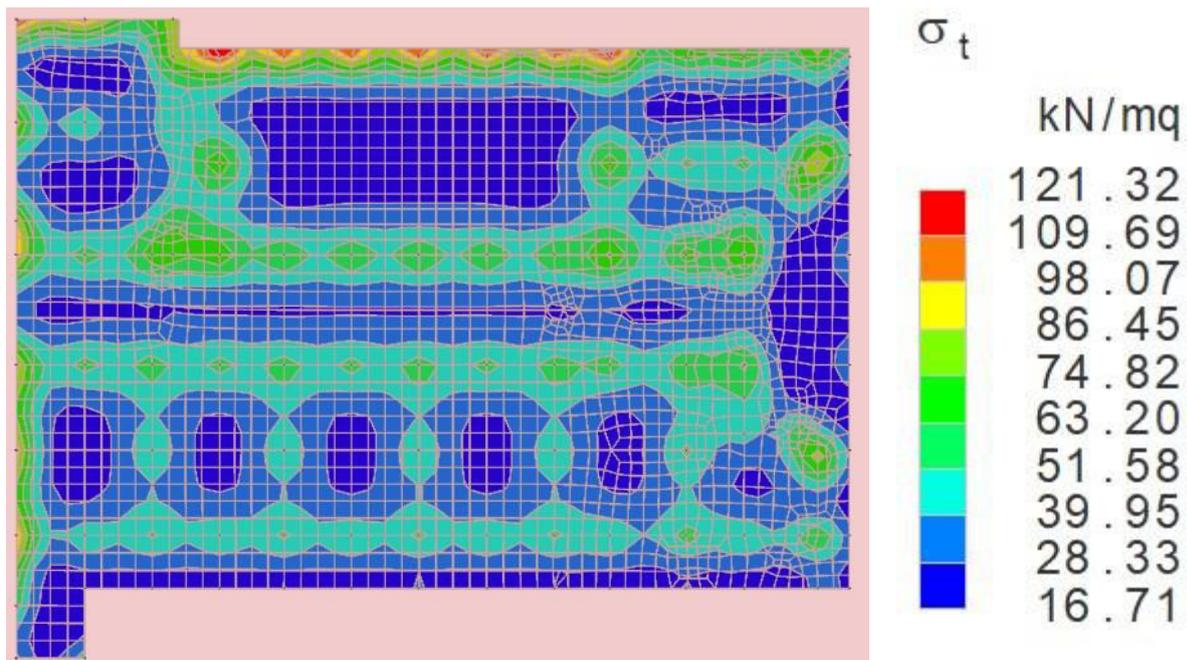


Figura 12 – Tensioni terreno a SLU fondazione Blocco A Modest ver. 8.29.

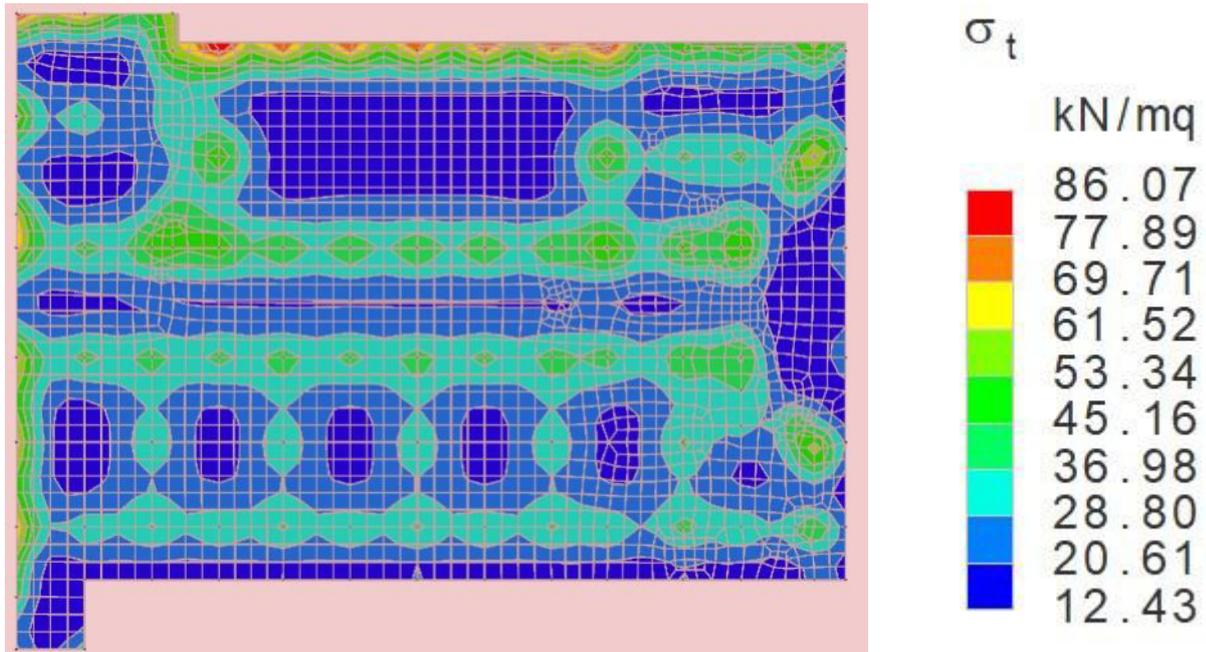


Figura 13 – Tensioni terreno a SLE fondazione Blocco A Modest ver. 8.29.

I valori di pressione al contatto sono sempre inferiori a 150 kN/m², quindi valori molto contenuti.
I valori massimi di sforzo si evidenziano sul bordo superiore.



11.2 Verifica al carico limite

Simbologia

β	= Inclinazione del piano di campagna
γ_r	= Peso specifico rappresentativo del terreno di fondazione
η	= Inclinazione del piano di posa della fondazione
φ'_r	= Angolo di attrito rappresentativo del terreno di fondazione
$\sigma_{v0,f}$	= Pressione verticale alla profondità del piano di posa della fondazione
B	= Base della fondazione
B'	= Base della fondazione reagente
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
D	= Profondità del piano di posa della fondazione
L	= Lunghezza della fondazione ($L > B$)
L'	= Lunghezza della fondazione reagente
M_x	= Momento intorno all'asse X
M_y	= Momento intorno all'asse Y
N	= Sforzo normale
N_c	= Coefficiente di capacità portante relativo alla coesione del terreno di fondazione
N_g	= Coefficiente di capacità portante relativo al peso del terreno di fondazione
N_q	= Coefficiente di capacità portante relativo al sovraccarico laterale
R_d	= Resistenza di progetto (Carico limite)
$Sic.$	= Sicurezza
T_x	= Taglio in dir. X
T_y	= Taglio in dir. Y
b_c	= Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a coesione
b_g	= Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a peso del terreno
b_q	= Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a sovraccarico laterale
c'_r	= Coesione efficace rappresentativa del terreno di fondazione
i_c	= Fattore di inclinazione relativo alla coesione
i_g	= Fattore di inclinazione relativo al peso del terreno
i_q	= Fattore di inclinazione relativo al sovraccarico laterale
q_{lim}	= Pressione limite
s_c	= Fattore di forma relativo alla coesione
s_g	= Fattore di forma relativo al peso del terreno
s_q	= Fattore di forma relativo al sovraccarico laterale

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

Metodo utilizzato: **Indicazioni EC7**

Platea n. 402

$B=31.20$ <m> $L=46.30$ <m> $D=0.35$ <m> $\beta=0.00$ <grad> $\eta=0.00$ <grad> $\gamma_r=1138.74$ <daN/mc>
 $\sigma_{v0,f}=647.51$ <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

$\varphi'_r=32.10$ <grad> $c'_r=0.00$ <daN/mq>

$N_q=23.44$ $N_c=35.78$ $N_g=28.15$ $b_q=1.00$ $b_c=1.00$ $b_g=1.00$

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	S _q	S _c	S _g	i _q	i _c	i _g	q _{lim} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
13	5726220.00	1.35	1.15	3477620.00	617097.00	29.99	46.08	1.35	1.36	0.80	1.00	1.00	1.00	407262.00	244691000.00	42.73
14	5690340.00	1.35	1.14	3655370.00	553897.00	29.92	46.10	1.34	1.36	0.81	1.00	1.00	1.00	406604.00	243835000.00	42.85
15	5743920.00	1.33	1.13	3410120.00	625821.00	30.01	46.08	1.35	1.36	0.80	1.00	1.00	1.00	407529.00	245061000.00	42.66
23	5548890.00	-16128.70	1.10	3409650.00	564508.00	29.97	46.09	1.35	1.36	0.80	1.00	1.00	1.00	407143.00	244567000.00	44.07
24	5726210.00	-9676.66	1.15	3477340.00	580310.00	29.99	46.10	1.35	1.36	0.80	1.00	1.00	1.00	407288.00	244776000.00	42.75
25	5690330.00	-9676.66	1.14	3655090.00	517109.00	29.92	46.12	1.34	1.36	0.81	1.00	1.00	1.00	406630.00	243919000.00	42.87
26	5743910.00	-9676.68	1.12	3409840.00	589033.00	30.01	46.09	1.35	1.36	0.80	1.00	1.00	1.00	407554.00	245145000.00	42.68
36	5548900.00	16131.30	1.10	3410590.00	687134.00	29.97	46.05	1.35	1.36	0.80	1.00	1.00	1.00	407055.00	244277000.00	44.02
37	5726220.00	9679.36	1.15	3477910.00	653885.00	29.99	46.07	1.35	1.36	0.80	1.00	1.00	1.00	407237.00	244607000.00	42.72
38	5690340.00	9679.36	1.14	3655660.00	590685.00	29.92	46.09	1.34	1.36	0.81	1.00	1.00	1.00	406579.00	243750000.00	42.84
39	5743920.00	9679.34	1.13	3410400.00	662609.00	30.01	46.07	1.35	1.36	0.80	1.00	1.00	1.00	407503.00	244977000.00	42.65
49	5633500.00	2.29	-81848.50	2951840.00	688570.00	30.15	46.05	1.35	1.36	0.80	1.00	1.00	1.00	408861.00	246862000.00	43.82
50	5776980.00	1.95	-49108.60	3202660.00	654747.00	30.09	46.07	1.35	1.36	0.80	1.00	1.00	1.00	408293.00	246117000.00	42.60
51	5741100.00	1.94	-49108.60	3380400.00	591547.00	30.02	46.09	1.35	1.36	0.80	1.00	1.00	1.00	407649.00	245276000.00	42.72
52	5794680.00	1.93	-49108.70	3135150.00	663471.00	30.12	46.07	1.35	1.36	0.80	1.00	1.00	1.00	408553.00	246480000.00	42.54
62	5465220.00	0.31	81721.70	3880010.00	554885.00	29.78	46.10	1.34	1.36	0.81	1.00	1.00	1.00	405240.00	241875000.00	44.26
63	5676010.00	0.76	49033.50	3759560.00	574536.00	29.88	46.10	1.34	1.36	0.81	1.00	1.00	1.00	406191.00	243221000.00	42.85
64	5640130.00	0.75	49033.50	3937310.00	511335.00	29.81	46.12	1.34	1.36	0.81	1.00	1.00	1.00	405518.00	242348000.00	42.97
65	5693710.00	0.74	49033.50	3692050.00	583259.00	29.90	46.09	1.34	1.36	0.81	1.00	1.00	1.00	406464.00	243598000.00	42.78



11.3 Cedimenti Blocco A

Simbologia

- v_r = Coefficiente di Poisson rappresentativo del terreno di fondazione
 B = Base della fondazione
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Ced = Cedimento calcolato
 D = Profondità del piano di posa della fondazione
 E_r = Modulo elastico rappresentativo del terreno di fondazione
 H = Spessore del terreno responsabile del cedimento
 I_f = Coefficiente di profondità
 I_s = Coefficiente di influenza
 L = Lunghezza della fondazione ($L > B$)
 N = Sforzo normale
 kw = Costante di sottofondo
 q_{es} = Pressione di esercizio

Metodo utilizzato: **Bowles**

Platea n. 402

$B=31.20$ <m> $L=46.30$ <m> $D=0.35$ <m> $H=156.01$ <m> $E_r=3714000.00$ <daN/mq> $v_r=0.30$
 $I_s=0.60$ $I_f=0.99$ $kw=110554.00$ <daN/mc>

CC	N <daN>	q_{es} <daN/mq>	Ced <cm>
1	3860250.00	2672.23	2.42
2	3860240.00	2672.21	2.42
3	3860240.00	2672.22	2.42
4	3860240.00	2672.22	2.42
5	3860230.00	2672.21	2.42
6	3860230.00	2672.21	2.42
7	3860240.00	2672.22	2.42
8	3860230.00	2672.21	2.42
9	3860230.00	2672.21	2.42
10	3860220.00	2672.20	2.42
11	3860220.00	2672.20	2.42
12	3860220.00	2672.20	2.42
13	5726220.00	3963.92	3.59
14	5690340.00	3939.09	3.56
15	5743920.00	3976.18	3.60
16	4139980.00	2865.86	2.59
17	4116060.00	2849.30	2.58
18	4151770.00	2874.03	2.60
19	3907500.00	2704.93	2.45
20	3860210.00	2672.20	2.42
21	3903550.00	2702.20	2.44
22	3860210.00	2672.20	2.42
23	5548890.00	3841.17	3.47
24	5726210.00	3963.92	3.59
25	5690330.00	3939.08	3.56
26	5743910.00	3976.17	3.60
27	4021760.00	2784.03	2.52
28	4139970.00	2865.86	2.59
29	4116050.00	2849.30	2.58
30	4151770.00	2874.03	2.60
31	3860210.00	2672.20	2.42
32	3907500.00	2704.93	2.45

33	3860210.00	2672.20	2.42
34	3903550.00	2702.20	2.44
35	3860210.00	2672.20	2.42
36	5548900.00	3841.18	3.47
37	5726220.00	3963.93	3.59
38	5690340.00	3939.09	3.56
39	5743920.00	3976.18	3.60
40	4021770.00	2784.03	2.52
41	4139980.00	2865.86	2.59
42	4116060.00	2849.31	2.58
43	4151780.00	2874.03	2.60
44	3860210.00	2672.20	2.42
45	3907500.00	2704.93	2.45
46	3860210.00	2672.20	2.42
47	3903550.00	2702.20	2.44
48	3860210.00	2672.20	2.42
49	5633500.00	3899.74	3.53
50	5776980.00	3999.06	3.62
51	5741100.00	3974.23	3.59
52	5794680.00	4011.32	3.63
53	4078160.00	2823.07	2.55
54	4173820.00	2889.29	2.61
55	4149900.00	2872.73	2.60
56	4185620.00	2897.46	2.62
57	3871490.00	2680.01	2.42
58	3907500.00	2704.93	2.45
59	3860210.00	2672.20	2.42
60	3903550.00	2702.20	2.44
61	3860210.00	2672.20	2.42
62	5465220.00	3783.25	3.42
63	5676010.00	3929.17	3.55
64	5640130.00	3904.33	3.53
65	5693710.00	3941.42	3.57
66	3965980.00	2745.41	2.48
67	4106500.00	2842.69	2.57
68	4082580.00	2826.13	2.56
69	4118300.00	2850.86	2.58
70	3849050.00	2664.47	2.41
71	3907500.00	2704.93	2.45
72	3860210.00	2672.20	2.42
73	3903550.00	2702.20	2.44
74	3860210.00	2672.20	2.42
75	3860210.00	2672.20	2.42

Il cedimento massimo si presenta nella combinazione 52 con valore pari a **3.63 cm**.

La *Figura 14* presenta le deformazioni della fondazione allo stato SLE.

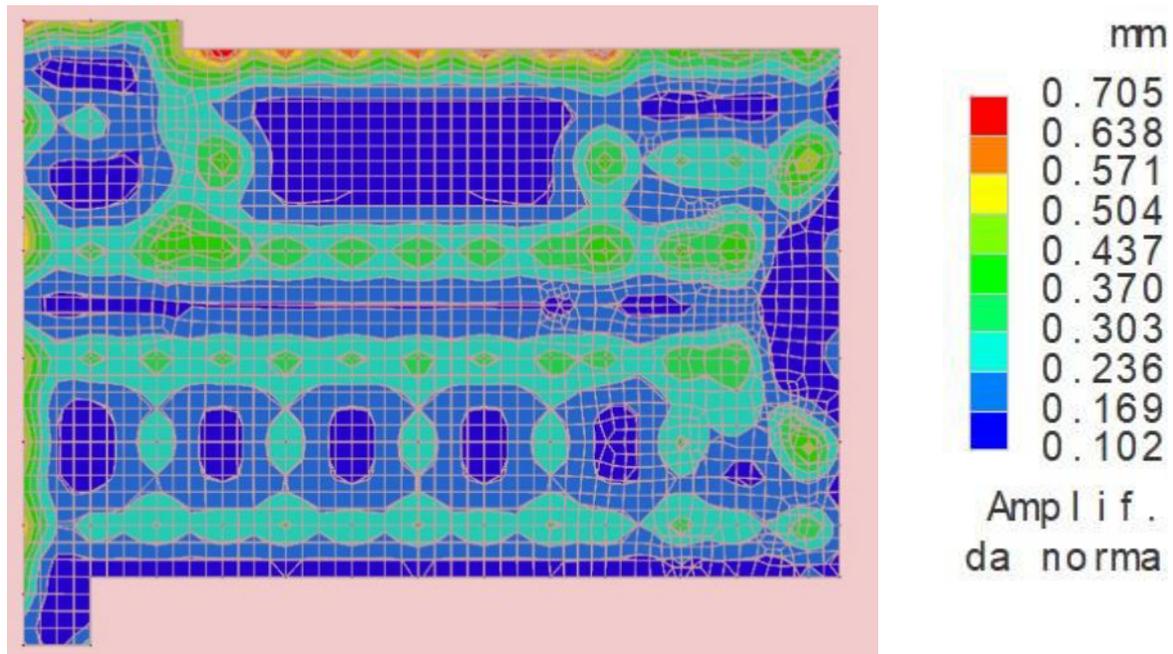


Figura 14 – Deformazione a SLE fondazione Blocco A Modest ver. 8.29.

12BLOCCO B

Il Blocco B avrà una fondazione di tipo superficiale di 1650 m², costituita da una platea in calcestruzzo armato. Il Blocco B, si sviluppa su un piano e sulla fondazione scaricano un totale di 109 pilastri di dimensioni 0.40x0.40 m.

12.1 Pressioni di contatto

Le pressioni trasmesse dalla struttura al terreno nello stato SLU e SLE si presentano nelle seguenti figure, con un valore massimo di σ_t pari a 146 kN/m² per lo stato SLU and 95 kN/m² per lo stato SLE.

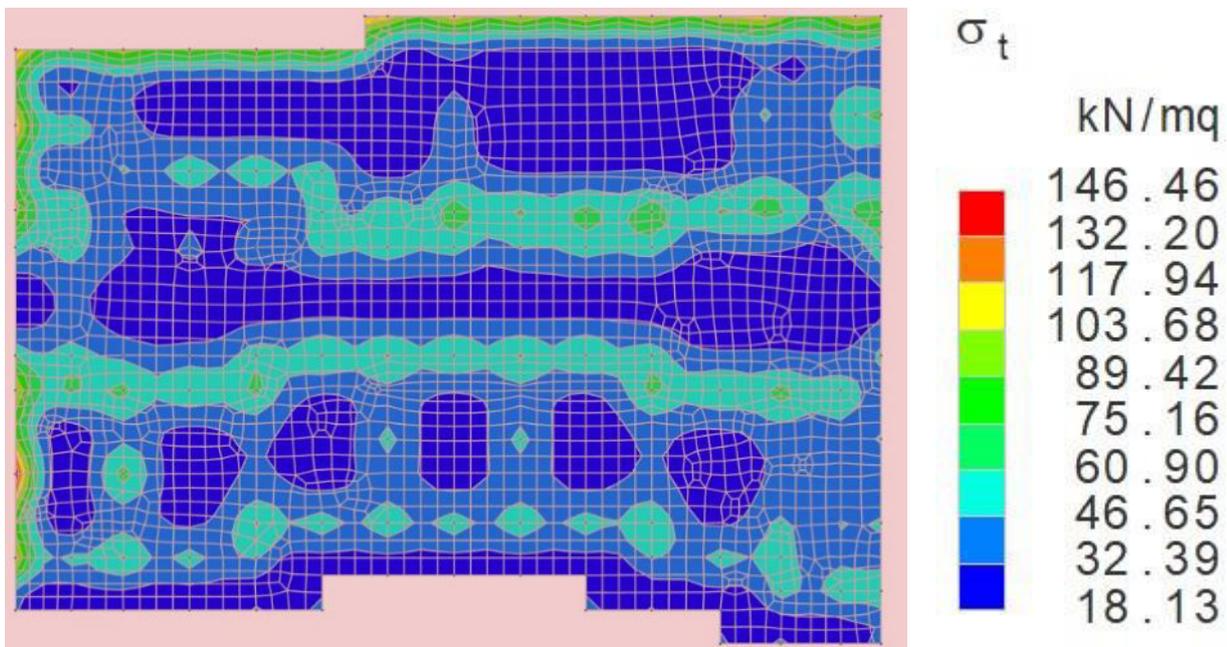


Figura 15 – Tensioni terreno a SLU fondazione Blocco B Modest ver. 8.29.

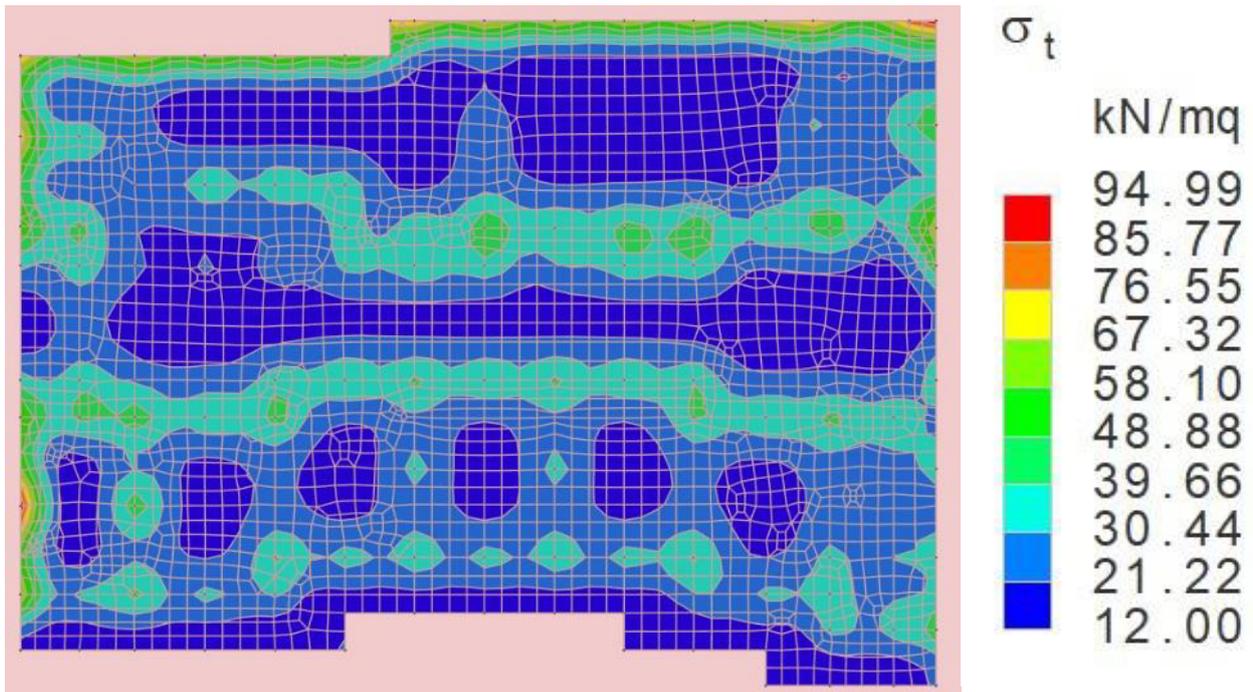


Figura 16 – Tensioni terreno a SLE fondazione Blocco B Modest ver. 8.29.

I valori di pressione al contatto sono sempre inferiori a 150 KN/m^2 , quindi valori molto contenuti.
I valori massimi di sforzo si evidenziano sugli spigoli.

12.2 Verifica al carico limite

β	= Inclinazione del piano di campagna
γ_r	= Peso specifico rappresentativo del terreno di fondazione
η	= Inclinazione del piano di posa della fondazione
φ'_r	= Angolo di attrito rappresentativo del terreno di fondazione
$\sigma_{v0,f}$	= Pressione verticale alla profondità del piano di posa della fondazione
B	= Base della fondazione
B'	= Base della fondazione reagente
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
D	= Profondità del piano di posa della fondazione
L	= Lunghezza della fondazione (L>B)
L'	= Lunghezza della fondazione reagente
M _x	= Momento intorno all'asse X
M _y	= Momento intorno all'asse Y
N	= Sforzo normale
N _c	= Coefficiente di capacità portante relativo alla coesione del terreno di fondazione
N _g	= Coefficiente di capacità portante relativo al peso del terreno di fondazione
N _q	= Coefficiente di capacità portante relativo al sovraccarico laterale
R _d	= Resistenza di progetto (Carico limite)
Sic.	= Sicurezza
T _x	= Taglio in dir. X
T _y	= Taglio in dir. Y
b _c	= Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a coesione
b _g	= Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a peso del terreno
b _q	= Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a sovraccarico laterale
c' _r	= Coesione efficace rappresentativa del terreno di fondazione
i _c	= Fattore di inclinazione relativo alla coesione
i _g	= Fattore di inclinazione relativo al peso del terreno
i _q	= Fattore di inclinazione relativo al sovraccarico laterale
q _{lim}	= Pressione limite
s _c	= Fattore di forma relativo alla coesione
s _g	= Fattore di forma relativo al peso del terreno
s _q	= Fattore di forma relativo al sovraccarico laterale

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

Metodo utilizzato: **Indicazioni EC7**

Platea n. 402

B=33.22 <m> L=48.80 <m> D=0.25 <m> β =0.00 <grad> η =0.00 <grad> γ_r =1136.28 <daN/mc>
 $\sigma_{v0,f}$ =462.50 <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

φ'_r =32.12 <grad> c'_r=0.00 <daN/mq>
 N_q=23.50 N_c=35.85 N_g=28.25 b_q=1.00 b_c=1.00 b_g=1.00



CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s _q	s _c	s _g	i _q	i _c	i _g	q _{lim} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
49	6365370.00	-0.00	0.00	2188430.00	1851460.00	32.54	48.21	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	431279.00	294143000.00	46.21
50	6308630.00	-0.00	0.00	2282250.00	2100070.00	32.50	48.13	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	430754.00	292949000.00	46.44
51	6391160.00	-0.00	0.00	2219510.00	1872090.00	32.53	48.21	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	431203.00	294003000.00	46.00
59	6172310.00	-19791.30	0.00	2218670.00	1824260.00	32.50	48.20	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	430957.00	293583000.00	47.56
60	6365380.00	-11874.80	0.00	2187930.00	1822760.00	32.54	48.22	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	431300.00	294213000.00	46.22
61	6308630.00	-11874.80	0.00	2281750.00	2071370.00	32.50	48.14	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	430775.00	293020000.00	46.45
62	6391170.00	-11874.80	0.00	2219010.00	1843390.00	32.53	48.22	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	431224.00	294073000.00	46.01
72	6172310.00	17791.00	0.00	2220300.00	1915490.00	32.50	48.18	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	430889.00	293352000.00	47.53
73	6365370.00	10674.60	0.00	2188900.00	1877500.00	32.54	48.21	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	431261.00	294079000.00	46.20
74	6308630.00	10674.60	0.00	2282720.00	2126110.00	32.50	48.12	1.36	1.38	0.80	1.00	1.00	1.00	430735.00	292884000.00	46.43
75	6391160.00	10674.60	0.00	2219980.00	1898130.00	32.53	48.20	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	431185.00	293939000.00	45.99
85	6182600.00	-1.08	-76034.10	1118490.00	2002970.00	32.86	48.15	1.36	1.38	0.80	1.00	1.00	1.00	434277.00	298742000.00	48.32
86	6371550.00	-0.65	-45620.50	1527820.00	1929990.00	32.74	48.19	1.36	1.38	0.80	1.00	1.00	1.00	433235.00	297218000.00	46.65
87	6314800.00	-0.65	-45620.50	1621630.00	2178600.00	32.71	48.11	1.36	1.38	0.80	1.00	1.00	1.00	432728.00	296043000.00	46.88
88	6397340.00	-0.65	-45620.50	1558900.00	1950620.00	32.74	48.19	1.36	1.38	0.80	1.00	1.00	1.00	433152.00	297065000.00	46.44
98	6163750.00	1.10	75290.10	3302670.00	1709190.00	32.15	48.24	1.35	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	427606.00	288357000.00	46.78
99	6360240.00	0.66	45174.10	2838320.00	1753720.00	32.33	48.24	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	429356.00	291169000.00	45.78
100	6303500.00	0.66	45174.10	2932140.00	2002330.00	32.29	48.16	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	428814.00	289957000.00	46.00
101	6386030.00	0.66	45174.10	2869400.00	1774350.00	32.32	48.24	1.36	1.37	0.80	1.00	1.00	1.00	429288.00	291042000.00	45.57

12.3 Cedimenti Blocco B

Simbologia

- v_r = Coefficiente di Poisson rappresentativo del terreno di fondazione
 B = Base della fondazione
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Ced = Cedimento calcolato
 D = Profondità del piano di posa della fondazione
 E_r = Modulo elastico rappresentativo del terreno di fondazione
 H = Spessore del terreno responsabile del cedimento
 I_f = Coefficiente di profondità
 I_s = Coefficiente di influenza
 L = Lunghezza della fondazione ($L > B$)
 N = Sforzo normale
 kw = Costante di sottofondo
 q_{es} = Pressione di esercizio

Metodo utilizzato: **Bowles**

Platea n. 402

$B=33.22$ <m> $L=48.80$ <m> $D=0.25$ <m> $H=166.11$ <m> $E_r=4971000.00$ <daN/mq> $v_r=0.29$
 $I_s=0.59$ $I_f=1.00$ $kw=138548.00$ <daN/mc>

CC	N <daN>	q _{es} <daN/mq>	Ced <cm>
1	4296210.00	2650.13	1.91
2	4296210.00	2650.12	1.91
3	4296210.00	2650.13	1.91
4	4296250.00	2650.15	1.91
5	4296230.00	2650.14	1.91
6	4296240.00	2650.14	1.91
7	4296150.00	2650.09	1.91
8	4296170.00	2650.10	1.91
9	4296160.00	2650.10	1.91
10	4296190.00	2650.11	1.91
11	4296190.00	2650.12	1.91
12	4296190.00	2650.11	1.91
13	4296140.00	2650.08	1.91
14	4296170.00	2650.10	1.91
15	4296160.00	2650.09	1.91
16	4296120.00	2650.07	1.91
17	4296150.00	2650.09	1.91
18	4296140.00	2650.08	1.91
19	4296280.00	2650.17	1.91
20	4296240.00	2650.15	1.91
21	4296260.00	2650.16	1.91
22	4296260.00	2650.15	1.91
23	4296230.00	2650.14	1.91
24	4296240.00	2650.15	1.91
25	4296210.00	2650.13	1.91
26	4296210.00	2650.13	1.91
27	4296210.00	2650.13	1.91
28	4296250.00	2650.15	1.91
29	4296230.00	2650.14	1.91
30	4296240.00	2650.15	1.91
31	4296150.00	2650.09	1.91
32	4296170.00	2650.10	1.91



33	4296160.00	2650.10	1.91
34	4296190.00	2650.11	1.91
35	4296190.00	2650.12	1.91
36	4296190.00	2650.11	1.91
37	4296140.00	2650.09	1.91
38	4296170.00	2650.10	1.91
39	4296160.00	2650.09	1.91
40	4296120.00	2650.07	1.91
41	4296160.00	2650.09	1.91
42	4296140.00	2650.09	1.91
43	4296280.00	2650.17	1.91
44	4296240.00	2650.15	1.91
45	4296260.00	2650.16	1.91
46	4296260.00	2650.16	1.91
47	4296230.00	2650.14	1.91
48	4296240.00	2650.15	1.91
49	6365370.00	3926.50	2.83
50	6308630.00	3891.49	2.81
51	6391160.00	3942.40	2.85
52	4602250.00	2838.91	2.05
53	4564420.00	2815.58	2.03
54	4619450.00	2849.52	2.06
55	4347680.00	2681.88	1.94
56	4296200.00	2650.12	1.91
57	4344830.00	2680.12	1.93
58	4296200.00	2650.12	1.91
59	6172310.00	3807.41	2.75
60	6365380.00	3926.50	2.83
61	6308630.00	3891.49	2.81
62	6391170.00	3942.40	2.85
63	4473550.00	2759.52	1.99
64	4602260.00	2838.91	2.05
65	4564430.00	2815.58	2.03
66	4619450.00	2849.52	2.06
67	4296200.00	2650.12	1.91
68	4347680.00	2681.88	1.94
69	4296200.00	2650.12	1.91
70	4344830.00	2680.12	1.93
71	4296200.00	2650.12	1.91
72	6172310.00	3807.40	2.75
73	6365370.00	3926.49	2.83
74	6308630.00	3891.49	2.81
75	6391160.00	3942.40	2.85
76	4473540.00	2759.51	1.99
77	4602250.00	2838.91	2.05
78	4564420.00	2815.57	2.03
79	4619440.00	2849.51	2.06
80	4296200.00	2650.12	1.91
81	4347680.00	2681.88	1.94
82	4296200.00	2650.12	1.91
83	4344830.00	2680.12	1.93
84	4296200.00	2650.12	1.91
85	6182600.00	3813.75	2.75
86	6371550.00	3930.30	2.84
87	6314800.00	3895.30	2.81
88	6397340.00	3946.21	2.85
89	4480400.00	2763.75	1.99
90	4606370.00	2841.45	2.05
91	4568540.00	2818.11	2.03
92	4623560.00	2852.05	2.06
93	4297570.00	2650.97	1.91
94	4347680.00	2681.88	1.94
95	4296200.00	2650.12	1.91
96	4344830.00	2680.12	1.93
97	4296200.00	2650.12	1.91
98	6163750.00	3802.13	2.74
99	6360240.00	3923.33	2.83

100	6303500.00	3888.33	2.81
101	6386030.00	3939.24	2.84
102	4467840.00	2756.00	1.99
103	4598830.00	2836.80	2.05
104	4561000.00	2813.46	2.03
105	4616020.00	2847.40	2.06
106	4295060.00	2649.42	1.91
107	4347680.00	2681.88	1.94
108	4296200.00	2650.12	1.91
109	4344830.00	2680.12	1.93
110	4296200.00	2650.12	1.91
111	4296200.00	2650.12	1.91

Il cedimento massimo si presenta nelle combinazioni 51, 62, 75, 88 con valore pari a **2.85 cm**.
 La *Figura 17* presenta le deformazioni della fondazione allo stato SLE.

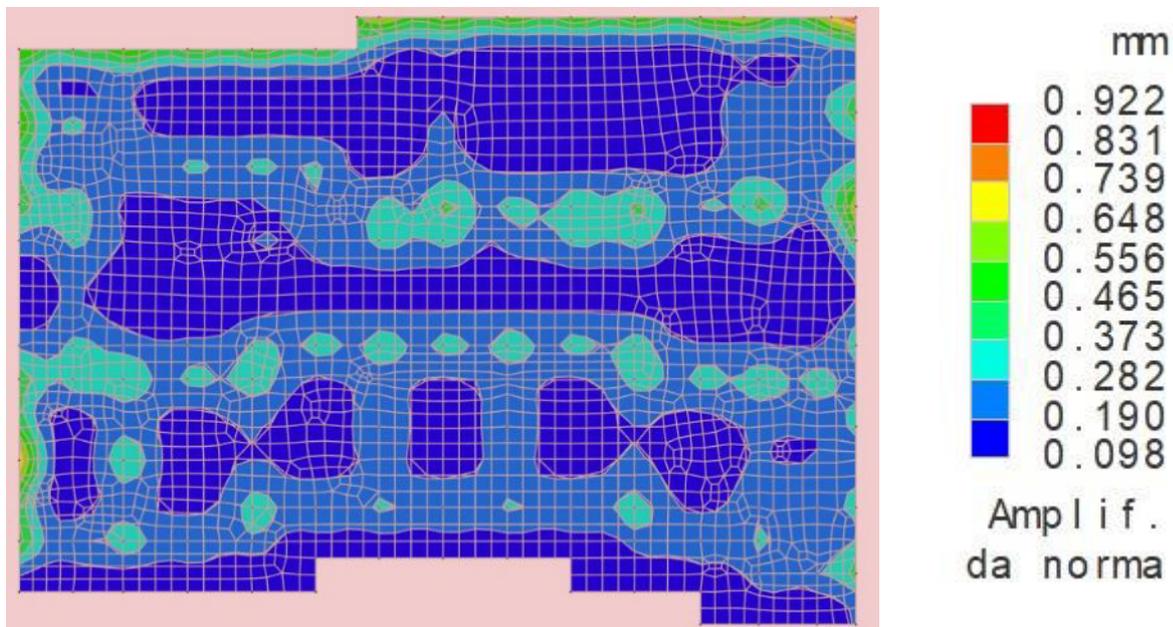


Figura 17 – Deformazione a SLE fondazione Blocco B Modest ver. 8.29.



13 VERIFICA A LIQUEFAZIONE

La verifica a liquefazione viene omessa poiché per il sito in esame si manifestano almeno le seguenti circostanze (il D.M. 2018 ne prevede almeno una):

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- falda con soggiacenza superiore ai 15 m da piano campagna.

14 CONCLUSIONI

La presente relazione ha illustrato i risultati delle verifiche geotecniche relative alle opere di fondazione, da realizzarsi nell'ambito del progetto denominato "Progetto di realizzazione di nuovo plesso scolastico – scuola primaria; Comune di Mazzè".

Si rimanda agli elaborati grafici per il dettaglio della carpenteria.

Le forze applicate alla fondazione derivano dai risultati delle analisi strutturali.

I parametri geotecnici sono stati definiti tenendo conto della stratigrafia desunta dalla relazione geologica e i valore delle prove penetrometriche e geofisiche. La seguente tabella presenta un riassunto dei parametri geotecnici ad utilizzare nei calcoli delle fondazioni e la stratigrafia in cui è inserita.

Tabella 21 - Parametri geotecnici.

Prof. media (m da piano campagna)	Litotipo	ϕ (°)	γ (t/m ³)	Ed (kg/cm ²)
0.6 – 1.8	terreni prevalentemente limoso – sabbiosi con limitato scheletro ghiaioso e ciottoli, potente da ca. da 1.80 m (SCO) a 1.20 m	27.1	1.85	52.6
1.8 – 4.0	ghiaie con ciottoli in matrice sabbioso – limosa che si estende in profondità sino a ca. 4.0 m	28.4	1.97	63.3
> 4.0	ciottoli in matrice prevalentemente ghiaioso – sabbiosa non alterato ad elevata permeabilità	32.8	1.95	> 100

γ : peso per unità di volume

γ_s : peso per unità di volume saturo

ϕ : angolo d'attrito

c: Coesione

Ed: Modulo di elasticità edometrico

N.B: il livello della falda è stato considerato a 3.00 m del piano di campagna.

Per quanto concerne le verifiche geotecniche, effettuate sulle opere, tutte le verifiche hanno dato esito positivo, confermando che la corretta esecuzione dell'opera garantirà la stabilità delle stesse.

Le verifiche hanno fatto riferimento all'attuale normativa vigente, il DM 17/01/2018.



Le verifiche sulla capacità portante per entrambi i blocchi A e B portano a valori massimi di pressione < 1.5 kg/cm², i cedimenti sono uniformemente distribuiti su tutta la fondazione con valori massimi di circa 3.6 cm per il blocco A e circa 2.8 cm per il blocco B.

Dai risultati ottenuti risulta che tutte le verifiche effettuate su ciascun elemento risultano ampiamente **SODDISFATTE**.