



# Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU

Finanziato con PNRR MISSIONE 4  
componente 1  
investimento 1.2

riccardo arzaroli architetto

viale Derna n. 45 25048 Edolo (BS)

Ordine Architetti Brescia n. 2082

luogo

via A. Morino  
25048 Edolo (BS)

titolo

Realizzazione mensa per la scuola secondaria  
di primo grado di Edolo (BS)  
CUP G28H24000930006

Finanziato dall'Unione Europea - NextGenerationEU

committente

Comune di Edolo  
Largo Mazzini n.1  
25048 Edolo (BS)

data

05.12.2024

documento

Relazione geotecnica

Str.F

## Indice

1. Premessa .....	3
2. Ubicazione .....	3
3. Analisi dei carichi di progetto .....	4
4. Verifica agli stati limite .....	6
4.1 Metodo di calcolo .....	7
4.1.1 Metodo di Terzaghi (1955) .....	8
4.1.2 Formula di Meyerhof (1963) .....	9
4.1.3 Formula di Hansen (1970) .....	10
4.1.4 Formula di Vesic (1975) .....	12
4.1.5 Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8) .....	12
4.1.6 Fattori correttivi sismici .....	13
4.1.7 Stima dei cedimenti .....	14
4.2 Fondazioni superficiali .....	16

## 1. Premessa

La presente relazione è stata condotta su incarico dell'amministrazione comunale di Edolo, ed è in allegato al progetto di "Realizzazione mensa per la scuola secondaria di primo grado di Edolo (BS)"

L'indagine prende in esame gli aspetti strutturali delle opere di fondazione in accordo ai contenuti della documentazione progettuale redatta da:

- PROGETTO ARCHITETTONICO: Arch. Riccardo Arzaroli con studio in Viale Derna n.45 Edolo (BS)
- PROGETTO STRUTTURALE: Arch. Riccardo Arzaroli con studio in Viale Derna n.45 Edolo (BS)
- RELAZIONE GEOLOGICA: Geol. Mario Sterli con studio in via Campostrì 15 a Edolo Terme (BS)

L'indagine è stata condotta in accordo con la normativa vigente:

- AGGIRONAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. del 17 gennaio 2018 del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti, il Ministro dell'Interno e il Capo del Dipartimento della Protezione Civile;
- Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

## 2. Ubicazione

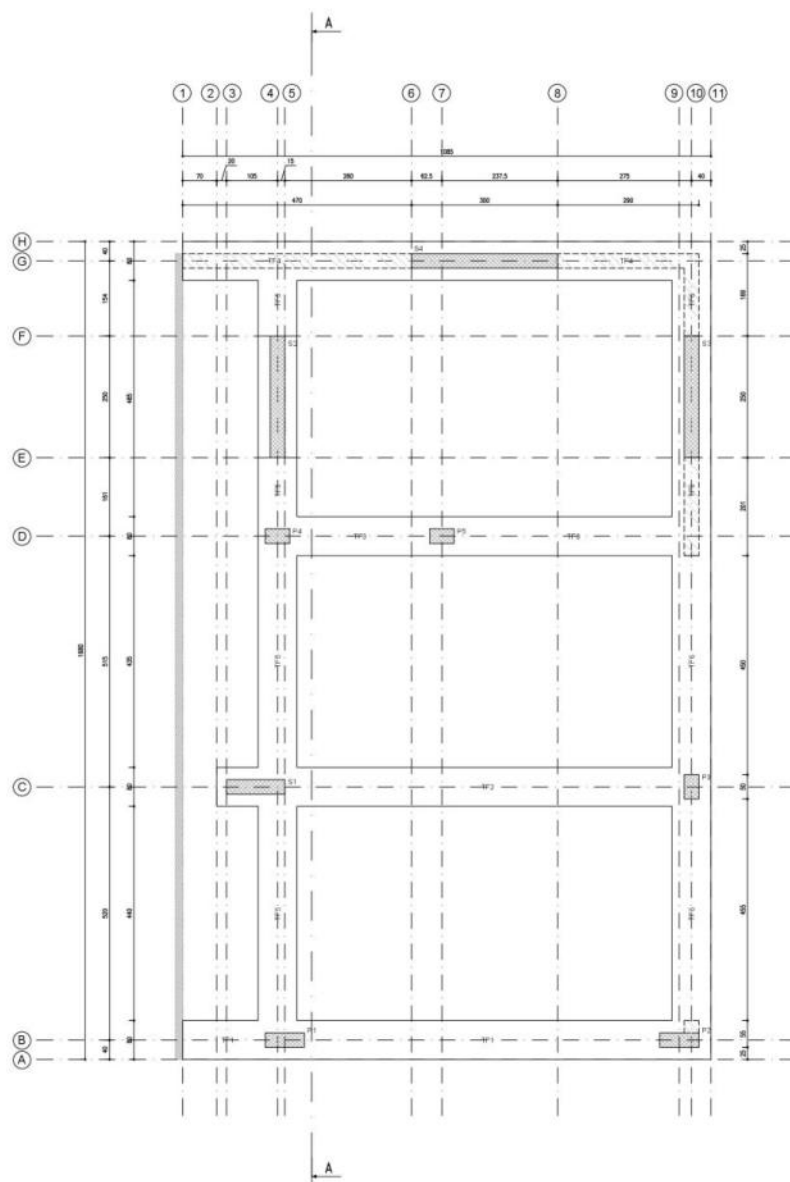
L'area oggetto di intervento è situata in Località Foppa di Mù in Comune di Edolo (BS).



Dalla relazione geologica sono stati ricavati alcuni dati fondamentali per poter caratterizzare il terreno e la sua successione stratigrafica.

### 3. Analisi dei carichi di progetto

Il progetto strutturale prevede la realizzazione di fondazioni superficiali e a trave rovescia.



Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali è stato effettuato con l'ausilio del software TRAVILOG TITANIUM della Logical Soft. Il software permette di eseguire un'analisi di tipo sismica dinamica modale secondo le due condizioni stabilite dalla normativa vigente, NTC 2018 per gli SLU, stato limite ultimo.

- STR - stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- GEO - stato limite di resistenza del terreno.

A seconda della condizione il software applica una combinazione di coefficiente moltiplicativi dei carichi distinti in permanenti, permanenti portati o non strutturali e variabili.

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

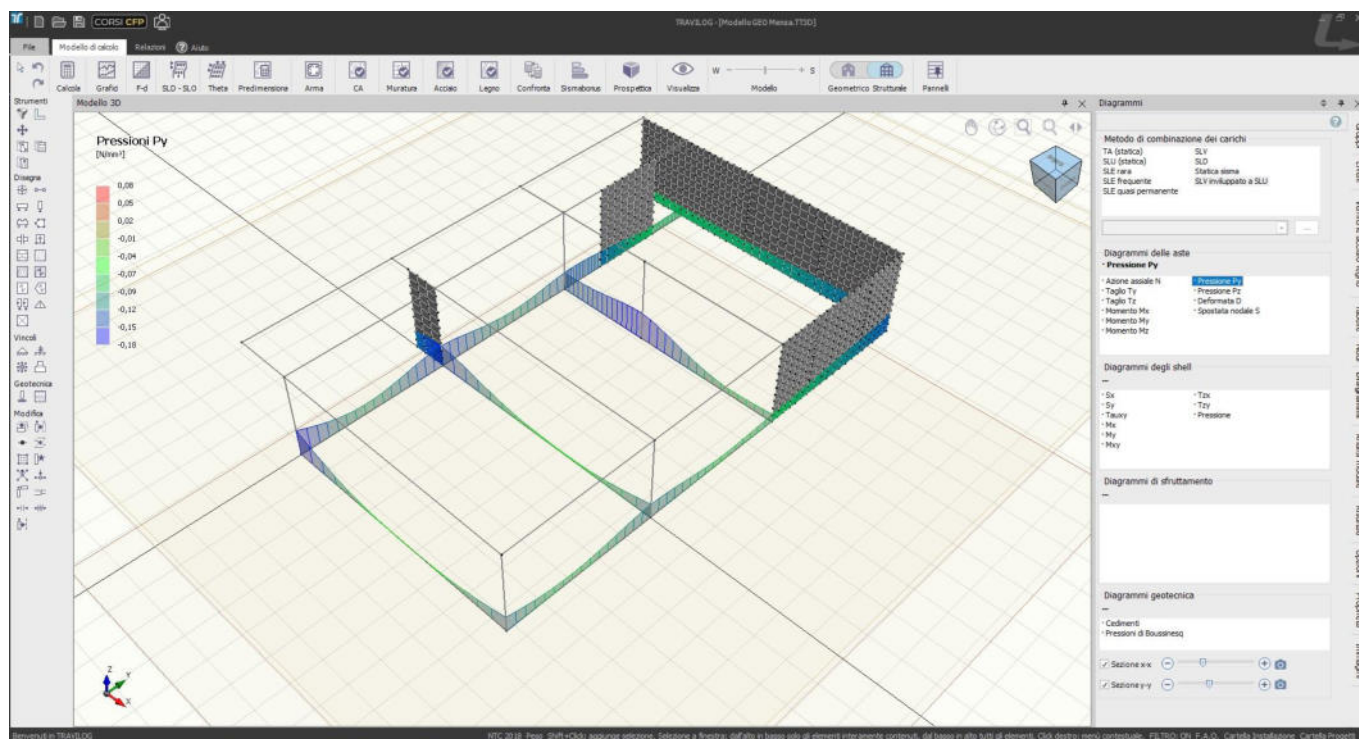
<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Il software utilizzato per la modellazione della struttura permette di effettuare le verifiche geotecniche ed in particolare analizzare la capacità portante del terreno e determinare e stimare i cedimenti.

L'utilizzo dell'applicazione implementata nel programma di dimensionamento e verifica degli elementi strutturali permette di avere una più coerente stima della distribuzione dei carichi e quindi della risposta del terreno di fondazione.

In automatico il programma procede alla verifica utilizzando le più opportune combinazioni e nello specifico:

- la condizioni S.L.U. (GEO) verrà utilizzata per la verifica della capacità portante secondo quanto disposto dalla vigente normativa Approccio 2.
- le condizioni S.L.E. verrà utilizzate per il calcolo dei cedimenti.



**Figura 1: Pressioni GEO**



## 4. Verifica agli stati limite

La verifica di capacità portante del terreno viene condotta in riferimento alle formulazioni classiche di Terzaghi, Brinch-Hansen, Vesic e Meyerhof e facendo riferimento allo stato limite ultimo.

Nel paragrafo dedicato ai risultati del calcolo, sono riassunte le pressioni limite per ciascun metodo di calcolo e per ciascuna struttura di fondazione.

La verifica della capacità portante, condotta nell'ipotesi definita APPROCCIO 2 prevista dalla normativa (NTC 2018), considera i seguenti abbinamenti degli elementi considerati:

combinazione unica = A1+M1+R3

dove i termini A, M e R rispettivamente relativi ad azioni, resistenza dei materiali e resistenza globale del sistema, vengono variati in funzione delle condizioni considerate (statiche o dinamiche). Le verifiche sono soddisfatte nel momento in cui i fattori di sicurezza risultano maggiori o uguali ai valori riportati nelle tabelle seguenti:

**Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_f$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2$ <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

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

**Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

## 4.1 Metodo di calcolo

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

**Prandtl** ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$t = c + s' \operatorname{tg} j \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

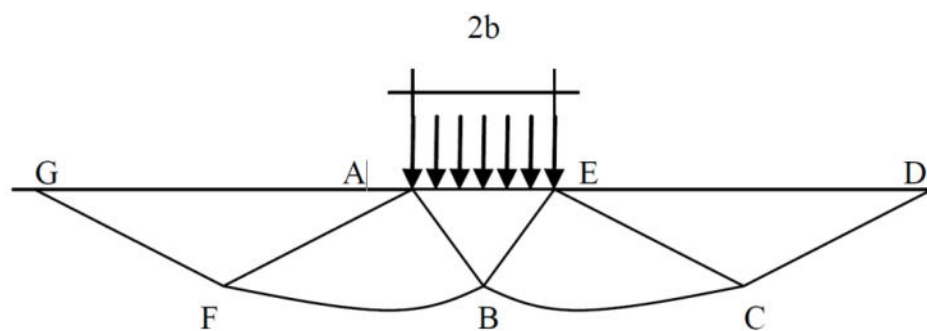
- Materiale privo di peso e quindi  $g=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $t=c + s' \operatorname{tg} j$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie  $GFBCD$ .

Nel triangolo  $AEB$  la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + j/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone  $ABF$  e  $EBC$  la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti  $A$  ed  $E$  e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti  $A$  ed  $E$ . Nei triangoli  $AFG$  e  $ECD$  la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm(45^\circ + j/2)$  rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B' c$ , dove il coefficiente  $B$  dipende soltanto dall'angolo di attrito  $j$  del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[ e^{\frac{\pi g \varphi}{\operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2)} - 1} \right]$$

Per  $j=0$  il coefficiente  $B$  risulta pari a 5.14, quindi  $q=5.14' c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $g'0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite

del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma=0$ ,  $j=0$ ,  $c=0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A' \gamma_1 + B' c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### 4.1.1 Metodo di Terzaghi (1955)

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\gamma$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\gamma$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A' \gamma' h + B' c + C' \gamma' b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $j$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $j$  prima definito;  $b$  è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg_{rid} = 2/3' tg \text{ e } c_{rid} = 2/3' c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c' N_c' s_c + \gamma' D' N_q + 0.5' \gamma' B' N_g' s_g$$

dove:



$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi / 2) \tan \varphi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

#### 4.1.2 Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_j$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl) , mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale	$q_{ult} = c' N_c' s_c' d_c + \gamma' D' N_q' s_q' d_q + 0.5' \gamma' B' N_g' s_g' d_g$
Carico inclinato	$q_{ult} = c' N_c' i_c' d_c + \gamma' D' N_q' i_q' d_q + 0.5' \gamma' B' N_g' i_g' d_g$

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + j/2)$$

$q$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

### 4.1.3 Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*, le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori  $D/B > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso  $i = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
-----	---	---	-----	---	---	----	----	-----

$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62
--------	---	------	------	------	------	------	------	------

---

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $i=0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

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

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

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

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

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

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

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

#### 4.1.4 Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_i$  come sotto riportato:

$$N_i = 2(N_q + 1) \tan(i)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

#### 4.1.5 Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + p) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$  Per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 g' B' N_g s_g i_g$$

Dove:

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

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

$$N_g = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi'$$

**Fattori di forma**

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

**Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'**

$$i_q = i_g = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

**Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'**

$$i_q = [1 - 0,7 H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

## 4.1.6 Fattori correttivi sismici

Le **NTC 2018** calcolano i coefficienti  $K_h$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = b' (a_{\max} / g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

$b$  = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

$a_{gR}$  : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

$\gamma_I$ : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale  $K_v$  è definito in funzione di  $K_h$ , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

#### 4.1.7 Stima dei cedimenti

Al fine di stimare le deformazioni attese nel terreno di fondazione, si definisce in prima istanza lo stato di tensione indotto nel sottosuolo da un carico applicato a quota imposta fondazione utilizzando la teoria del semispazio elastico isotropo omogeneo di Boussinesq.

La stima dei cedimenti è poi condotta mediante metodo elastico per tutti i tipi di terreno e con metodo edometrico per terreni specificatamente coesivi.

##### Metodo elastico

Applicando il metodo elastico i cedimenti vengono stimati utilizzando l'espressione del cedimento monodimensionale:

$$\delta = \sum_i \frac{\Delta \sigma_{vi} \Delta H_i}{E_i}$$

in cui:

$\Delta H_i$  = spessore dello strato i-esimo in cui è stato suddiviso, ai fini del calcolo, il terreno di fondazione;

$\Delta \sigma_{vi}$  = incremento di pressione verticale medio nello strato i-esimo causato dai carichi esterni attesi;

$E_i$  = modulo elastico medio nello strato i-esimo. Per terreni coesivi si tratta del modulo edometrico.

La sommatoria dei cedimenti è stata estesa fino alla profondità per cui l'incremento di pressione verticale  $\Delta \sigma_{vi}$  risulta inferiore ad  $\alpha\%$  della pressione verticale efficace preesistente oppure fino alla profondità del substrato roccioso rigido.

L'incremento di pressione verticale sotto le fondazioni è valutato utilizzando la teoria del semispazio elastico isotropo omogeneo di Boussinesq, come spiegato nel paragrafo che segue.

##### Metodo edometrico

Per terreni a grana fine i cedimenti possono essere calcolati utilizzando il metodo edometrico, proposto da Terzaghi (1943).



Il terreno al di sotto della fondazioni viene diviso in n strati e per ogni strato si calcola il cedimento con la formula

$$\Delta H_i = H_i [ RR \cdot \text{Log}(k_R) + CR \cdot \text{Log}(k_C) ]$$

con:

$$k_R = \min\{\sigma'_P ; \sigma'_f\} / \sigma'_{V0}$$

$$k_C = \sigma'_f / \sigma'_P$$

$\sigma'_{V0}$  è la tensione geostatica efficace

$\Delta\sigma_V$  è l'incremento di tensione prodotto dal carico netto, calcolato trascurando la rigidità della fondazione e modellando il suolo con un semispazio elastico.

$$\sigma'_f = \Delta\sigma_V + \sigma'_{V0}$$

$$\sigma'_P = \text{tensione di preconsolidazione} = OCR \times \sigma'_{V0}$$

dove OCR è il rapporto di preconsolidazione.

$H_i$  = spessore dello strato

RR= rapporto di ricomprensione

CR = rapporto di compressione

Il cedimento totale  $w$  è calcolato sommando il cedimento di tutti gli strati in cui  $\Delta\sigma_V > \alpha \sigma'_{V0}$

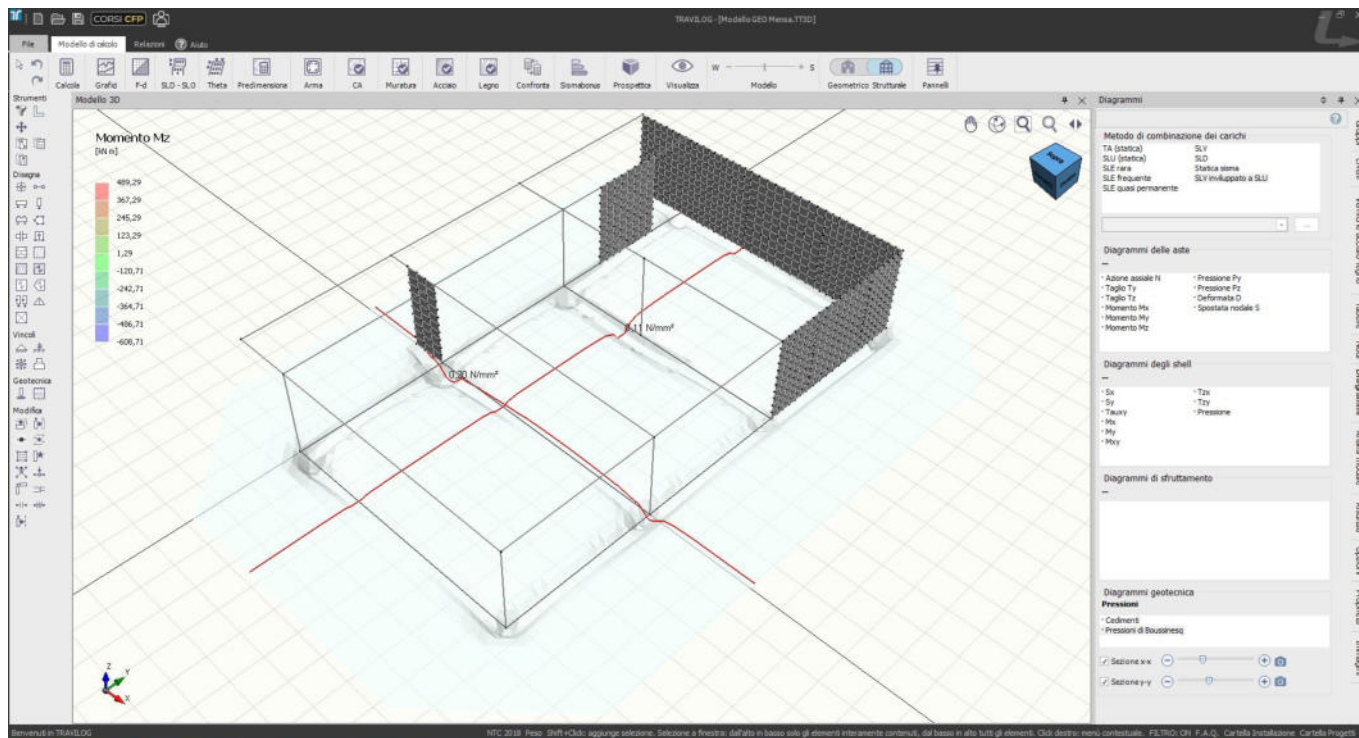
$$w = \sum \Delta H_i$$

Nel paragrafo dedicato ai risultati geotecnici, sono riassunti i risultati ottenuti per la stima delle deformazioni.

## 4.2 Fondazioni superficiali

### Calcolo di capacità portante del terreno

Il software di calcolo permette di visualizzare la distribuzione delle pressioni in fondazione al fine di determinare quali settori risultano i più sollecitati.



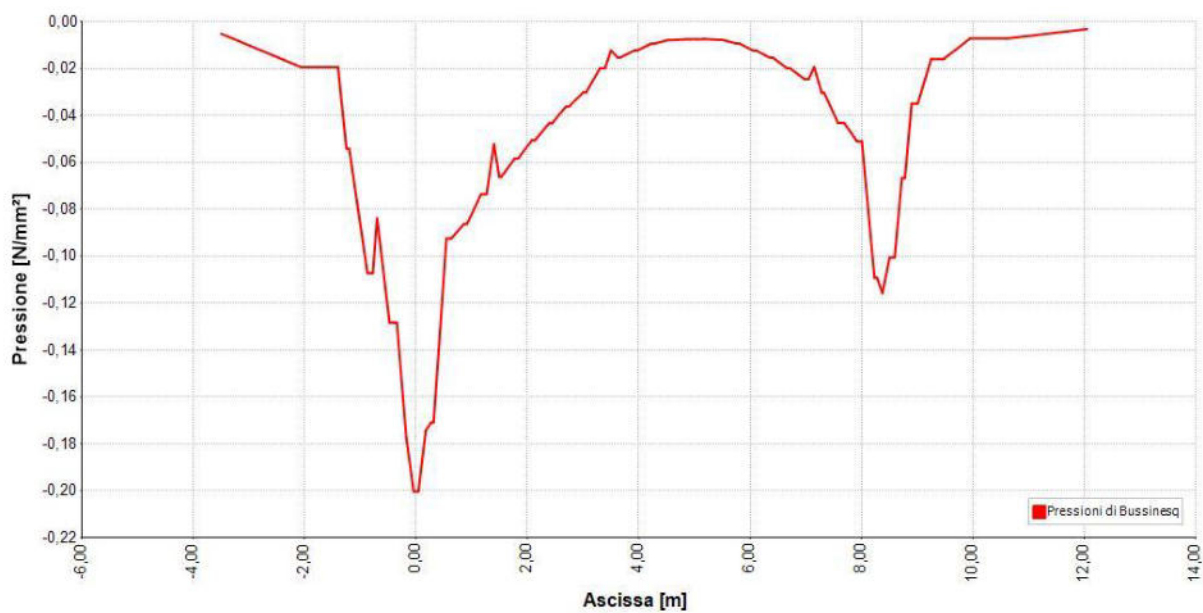
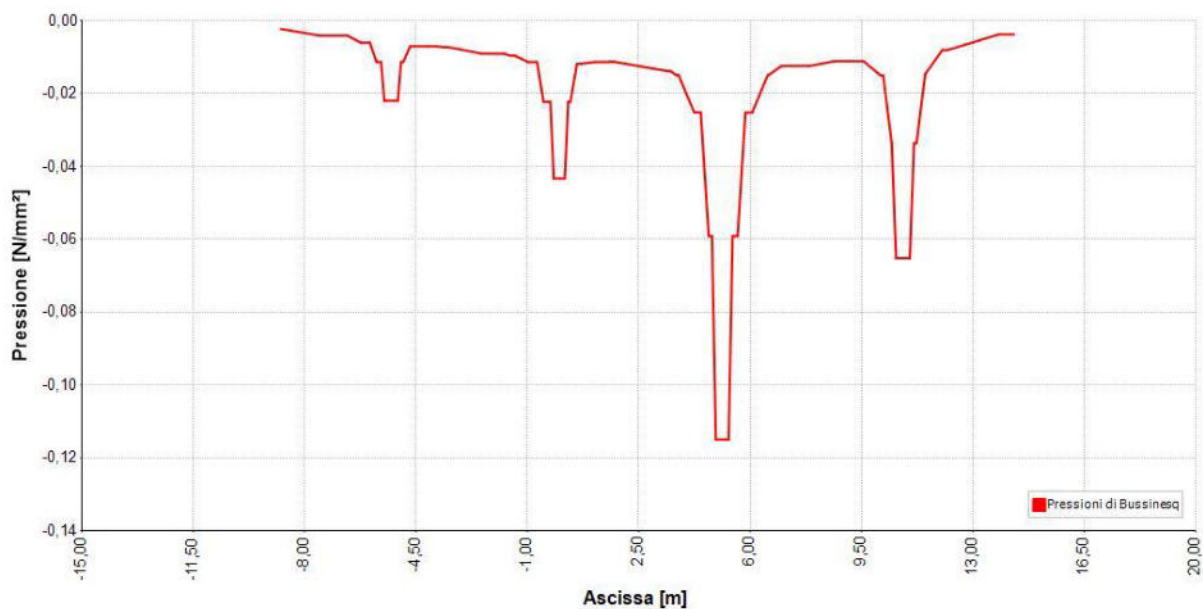
Dal modello tridimensionale è inoltre possibile interrogare, nelle due direttrici base x e y, al fine di poter estrapolare un diagramma delle distribuzioni delle pressioni.

Si nota quindi che la distribuzione delle pressioni è abbastanza lineare con lievi variazioni all'interno dell'impronta della fondazione.

Ciò è dato preliminarmente dalla tipologia di fondazione utilizzata che permette di distribuire bene i carichi in fondazione data la rigidità della stessa.

Inoltre i possibili cedimenti differenziali risultano compensati agendo sull'impronta di distribuzione dei carichi che per questa tipologia di fondazione è pari all'intero perimetro del fabbricato.

Si riportano di seguito due schemi cartesiani estrapolati dal modello 3d per visualizzare l'andamento delle pressioni nelle due direttrici principali.



Di seguito poi verrà riportata una tabella che riporta il valore massimo di pressione agente sul terreno ed i corrispondenti valori limite determinati secondo le formulazioni calssiche.

CEDIMENTI COMBINAZIONE: SLV INVILUPPATO A SLU INVILUPPO								
Elemento	x	y	z	Pressione max	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic
	m	m	m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Trave Tf_1 0 2	0,305	-5,075	0,000	0,20	0,22	0,22	0,19	0,21
Trave Tf_2 0 3	0,000	0,175	0,000	0,20	0,22	0,22	0,19	0,21
Trave Tf_3 0 4	0,309	5,325	0,000	0,17	0,22	0,22	0,19	0,21
Trave Tf_5 0 6	-0,175	0,000	0,000	0,20	0,22	0,22	0,19	0,21
Trave Tf_6 0 7	8,375	10,550	0,000	0,21	0,22	0,22	0,19	0,21
Trave Tf_4 1 15	8,380	10,625	0,000	0,22	0,22	0,22	0,19	0,21

Come visibile dalla tabella sopra riportata il terreno risulta sollecitato con un carico inferiore al limite determinato secondo tutte le formulazioni.

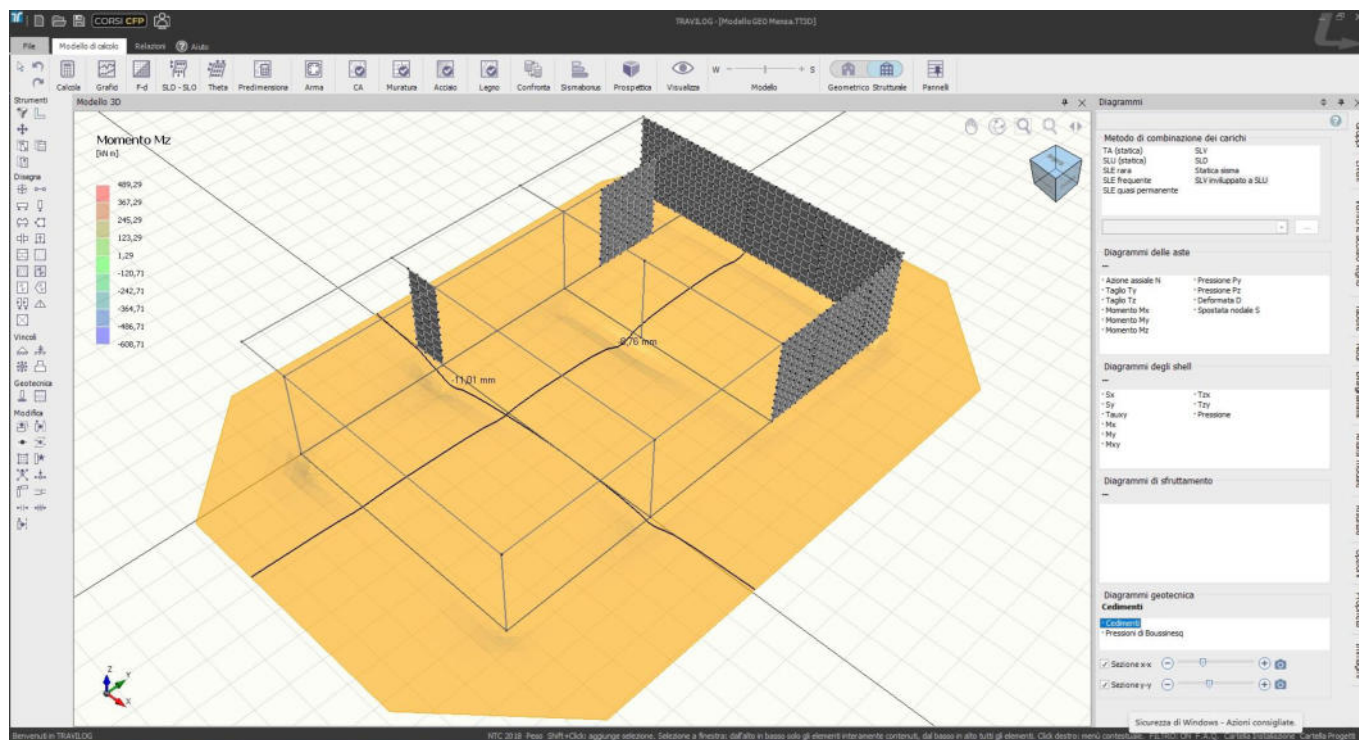
---

Realizzazione mensa per la scuola secondaria di primo grado di Edolo (BS)

RELAZIONE GEOTECNICA

## Stima dei cedimenti attesi – combinazione:

Il software di calcolo permette inoltre di visualizzare il cedimento del terreno in fondazione al fine di determinare quali settori risultano i più sollecitati.



La peculiarità delle fondazioni a trave rovescia è quella di distribuire il carico su un'ampia impronta con conseguente riduzione del carico, distribuendo lo stesso, e quindi una minore sollecitazione del terreno di fondazione.

La risposta del terreno risulta commisurata al carico e pertanto il cedimento che si verificano sarà proporzionale.

Di seguito poi verrà riportata una tabella che riepiloga il valore massimo di cedimenti del terreno.

Nel caso specifico dalla simulazione dei calcoli si è ottenuto che il massimo cedimento si attesta a 11 mm.

CEDIMENTI COMBINAZIONE: SLV INVILUPPATO A SLU INVILUPPO		
Elemento	Cedimento max	Cedimento min
	mm	mm
Trave Tf_1 0 2	-7,45	-0,91
Trave Tf_2 0 3	-11,01	-2,35
Trave Tf_3 0 4	-10,00	-3,43
Trave Tf_5 0 6	-10,98	-1,41
Trave Tf_6 0 7	-8,63	-1,01
Trave Tf_4 1 15	-8,63	-1,27

Si riportano infine di seguito due schemi cartesiani estrapolati dal modello 3d per visualizzare l'andamento dei cedimenti nelle due direttrici principali.

