

LOCALITA':

Bazzano  
Comune di Neviano degli Arduini

COMMITTENTE:

Comune di Neviano degli Arduini  
Piazza IV Novembre n. 1  
43024 Neviano degli Arduini PR



OGGETTO:

PROGETTO DI PALESTRA PARALIMPICA  
PER LA PROMOZIONE A LIVELLO  
SOVRACOMUNALE DELLO SPORT ADATTATO  
CUP D67B17000180006



FASE:

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

TITOLO:

RELAZIONE GEOTECNICA

CODICE:

TAVOLA:

P18-002

RG.04

DATA:

SCALA:

Febbraio 2018

REVISIONI:

1	Novembre 2018	3
2	Dicembre 2018	4

PROGETTO ARCHITETTONICO E STRUTTURALE:

ing. Paolo Landini

b.go G. Tommasini, 39 - 43121 parma

tel 0521 292918 fax 0521 290195

studio@studioartecsrl.it

PROGETTO ENERGETICO E IMPIANTI MECCANICI:

ing. Francesco Marinelli

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI:

ing. Piergiorgio Nasuti

Studio associato  
Ing. Francesco Marinelli - Ing. Pier Giorgio Nasuti  
43121 parma, borgo della salnitara 4  
tel e fax 0521 1811288 - 0521 1810634

INGEGNERI ARCHITETTI  
PARMA

# **PROGETTO esecutivo riguardante le strutture**

## Relazione Geotecnica

1	PREMESSA .....	3
2	Aspetti geologici del terreno su cui sorgerà l'edificio.....	3
3	indagini per la caratterizzazione geotecnica del sito.....	3
4	Caratterizzazione geologica del terreno .....	5
5	Analisi e verifica delle fondazioni palestra .....	6
5.1	Descrizione delle fondazioni.....	6
5.2	Analisi e verifica plinti di fondazione .....	6
5.3	Analisi e verifica muri di sostegno .....	14
5.4	Interazione tra muri di sostegno e plinti.....	21
5.5	Calcolo dei cedimenti .....	27
6	Analisi e verifica delle fondazioni corpo spogliatoi.....	31
6.1	Descrizione delle fondazioni.....	31
6.2	Analisi e verifica travi rovesce.....	31
6.3	Calcolo dei cedimenti .....	34
6.4	Interazione con le fondazioni adiacenti .....	38



## 1 PREMESSA

Il presente lavoro rappresenta la relazione geotecnica a corredo del progetto per la nuova palestra da realizzarsi a Bazzano in Comune di Neviano degli Arduini in Provincia di Parma. La posizione ove verrà posto in essere l'intervento è visibile dall'immagine riportata di seguito.



**Bazzano Nuova Palestra - Posizione**

## 2 ASPETTI GEOLOGICI DEL TERRENO SU CUI SORGERÀ L'EDIFICIO

Per quanto concerne la descrizione delle caratteristiche geologiche del terreno su cui sorgerà l'edificio si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione geologica a firma del dott. Geol. Fabio Picinotti allegata alla presente.

## 3 INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

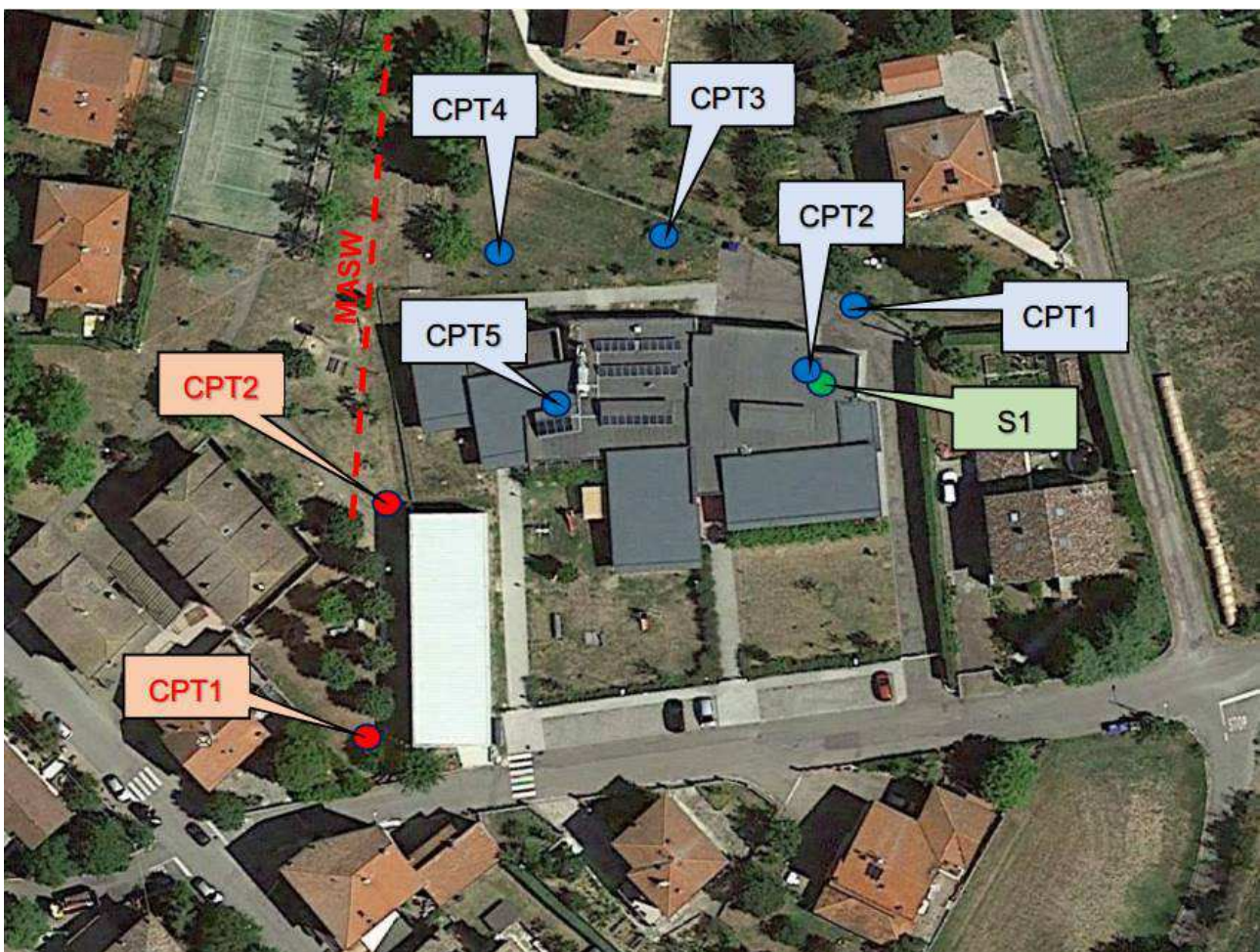
L'indagine geognostica eseguita a supporto del progetto per la nuova costruzione di palestra paralimpica ha rappresentato integrazione all'indagine geognostica eseguita nel 2009 a sostegno della costruzione dell'adiacente scuola nido-materna e primaria. L'insieme dei risultati ottenuti ha fornito i dati e le informazioni necessarie a verificare e definire l'assetto stratigrafico e la caratterizzazione geotecnica dei terreni che saranno interessati dalle fondazioni della nuova struttura prevista e dalle tensioni da essa trasmesse, ad un livello di approfondimento adeguato alla necessità del progetto e alla fase di realizzazione. La scelta tipologica delle indagini geognostiche e la densità delle prove eseguite sono state effettuate in funzione dell'accessibilità dell'area, delle caratteristiche, delle finalità preposte, dalla litologia attesa e del volume di terreno significativo, cioè del volume di terreno influenzato dalla costruzione dell'opera.



In relazione alla litologia attesa è stata eseguita un'indagine geognostica costituita dalle seguenti prove:

- intervento scuola - campagna indagini 2009
  - n. 1 sondaggio a carotaggio continuo;
  - n. 5 prove penetrometriche statiche CPT,
- intervento palestra paralimpica campagna indagini 2018
  - n. 2 prove penetrometriche statiche;
  - n. 1 stendimento MASW.

Inoltre, nella campagna di indagine 2009, è stata effettuata anche una sezione sismica a rifrazione finalizzata alla miglior verifica dell'andamento stratigrafico del sottosuolo e al contempo alla definizione della Vs30, necessaria all'individuazione della categoria di sottosuolo ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, come previsto dal OPCM 3274/2003. Tale dato, nella campagna indagine 2018, è stato verificato mediante più moderne ed efficienti metodologie di indagine geofisica



**Ubicazione indagini geognostiche (con pallino di colore blu e verde le indagini 2009 con pallino e linea di colore rosso le indagini 2018)**

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL TERRENO

Sulla base dei risultati delle indagini e delle prove in sito svolte, è possibile individuare i parametri rappresentativi del comportamento geotecnico dei terreni riassunti nella tabella di seguito:

Livello	Prof. da (m)	Prof. a (m)	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_u$ (Kpa)	$\phi_u$ (°)	M (Mpa)	$c'$ (Kpa)	$\phi'$ (°)	E (Mpa)
O	0.0	1.0-1.2	-	-	-	-	-	-	-
A	1.0-1.2	5,0-5,5	18,3 – 18,5	80-90	0.0	5.0 – 6.0	-	-	-
B	5,0-5,5	9,0	19,0 – 19,5	150-200	0,0	8,0 -10,0	-	-	-

dove:

$\gamma$	=	peso di volume;
$C_u$	=	coesione in termini di sforzi totali;
$\phi_u$	=	angolo di attrito in termini di sforzi totali;
$c'$	=	coesione in termini di sforzi efficaci;
$\phi'$	=	angolo di attrito in termini di sforzi efficaci;
M	=	modulo edometrico;
E	=	modulo elastico.

E' opportuno precisare che nella stratigrafia adottata per il calcolo della capacità portante si considererà il terreno caratterizzato dalla presenza del solo strato di tipologia A tralasciando pertanto lo strato B che presenta caratteristiche geotecniche superiori ponendoci così a favore di sicurezza.

La prova MASW effettuata per lo scopo, ha permesso di determinare un valore di VS30 pari a 373 m/s calcolata cautelativamente a piano campagna. Sulla base di questi valori il suolo in esame può essere classificato in categoria B"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).".

**E' opportuno precisare che però essendo la velocità individuata molto vicina alla velocità di confine tra la classe B e la classe C e che la vecchia campagna di indagini (seppur meno precisa rispetto alla nuova MASW) indicava una velocità di riferimento pari a 319m/s si è ritenuto procedere alla verifica della struttura facendo riferimento alla classe di terreno C.**

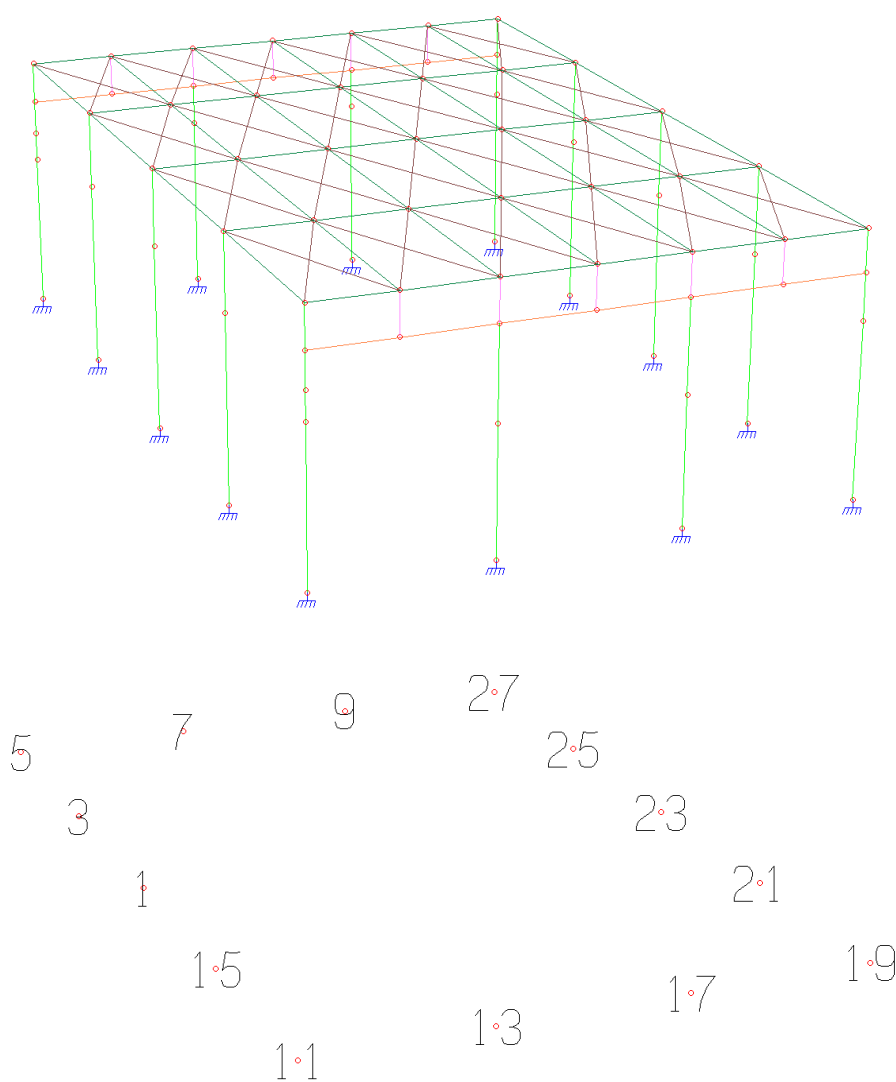
## 5 ANALISI E VERIFICA DELLE FONDAZIONI PALESTRA

### 5.1 Descrizione delle fondazioni

Le fondazioni che caratterizzano la struttura della palestra sono realizzate mediante plinti in calcestruzzo armato di dimensione 3x3x0.8m fondate sul terreno precedentemente individuato con la lettera A. Sono presenti inoltre muri di sostegno perimetrali realizzati sempre in calcestruzzo armato.

### 5.2 Analisi e verifica plinti di fondazione

Dal modello di calcolo descritto all'interno della relativa relazione di calcolo a cui si rimanda per completezza sono state ricavate le reazioni vincolari sui diversi plinti per ogni combinazione di carico. Si riporta nel seguito nel dettaglio una tabella di riferimento di quest'ultime relativamente allo SLU ed allo SLV:



E' opportuno precisare che alle reazioni vincolari ricavate dal modello di calcolo è stato aggiunto il peso proprio del plinto di fondazione pari a:

$$0.8*3*3*25=180\text{kN}$$

che per la combinazione statica SLU diventano:

$$0.8*3*3*25*1.3=234\text{kN}$$

Le azioni pertanto da applicare sono le seguenti:

Per verifica con W plinto							
	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
sisma X	1	43.21	12.75	380.10	88.07	303.37	0.00
	3	41.68	12.85	386.10	88.48	297.04	0.00
	5	31.98	14.23	353.20	87.22	255.61	0.00
	7	47.38	12.10	306.50	85.48	290.81	0.00
	9	47.38	12.10	306.50	85.48	290.82	0.00
	11	33.55	12.17	369.60	90.59	260.70	0.00
	13	51.73	15.60	344.60	48.89	299.47	0.00
	15	41.87	12.75	384.40	87.85	297.06	0.00
	17	51.73	15.60	344.60	48.89	299.47	0.00
	19	33.92	11.77	321.30	89.51	261.73	0.00
	21	44.99	13.35	338.70	88.89	303.48	0.00
	23	49.93	13.44	338.70	89.08	314.73	0.00
	25	44.81	13.53	338.70	89.47	302.64	0.00
	27	32.45	14.37	302.20	87.82	258.04	0.00
sisma Y	1	13.01	39.85	380.10	282.67	92.97	0.00
	3	12.58	39.95	386.10	282.68	92.74	0.00
	5	9.38	41.73	353.20	282.82	81.21	0.00
	7	15.48	39.90	306.50	245.58	94.81	0.00
	9	15.48	39.90	306.50	245.58	94.82	0.00
	11	9.85	42.27	369.60	290.89	82.40	0.00
	13	16.73	51.50	344.60	233.79	96.97	0.00
	15	12.67	39.95	384.40	282.65	92.56	0.00
	17	16.73	51.50	344.60	233.79	96.97	0.00
	19	9.72	40.77	321.30	286.91	82.43	0.00
	21	14.29	42.05	338.70	285.69	95.68	0.00
	23	18.13	42.04	338.70	285.78	101.03	0.00
	25	14.41	42.13	338.70	285.87	95.84	0.00
	27	9.45	42.57	302.20	283.42	82.14	0.00
Statica	27	0.00	0.00	724.00	0.00	0.00	0.00

Per svolgere le verifiche nei confronti della capacità portante si è scelto di adottare il software Califfo che è in grado cogliere e rappresentare nonché di analizzare il problema:



**Dati di input generale e geometria fondazione**

Teoria statica: BRINCH HANSEN (1970)

Geometria fondazione [B] Larghezza (dir y): 3.00 m [L] Lunghezza (dir x): 3.00 m  
 [D] Profondità (dir z): 0.80 m  
 [γ] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B: 0.0° [β] Angolo di inclinazione del pendio: 0.0°  
 Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]: 0.00 kPa Prof. falda dal piano campagna: -2.50 m  
 Criterio di punzonamento: NESSUNO Condizione di verifica: NON DRENATA

**Stratigrafia del terreno**

N.	y <sub>nat</sub>	y <sub>sat</sub>	φ	c'	c <sub>u</sub>	H <sub>str</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
1	18.30	18.30	0.0	0.00	80.00	15.00	5000.00	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

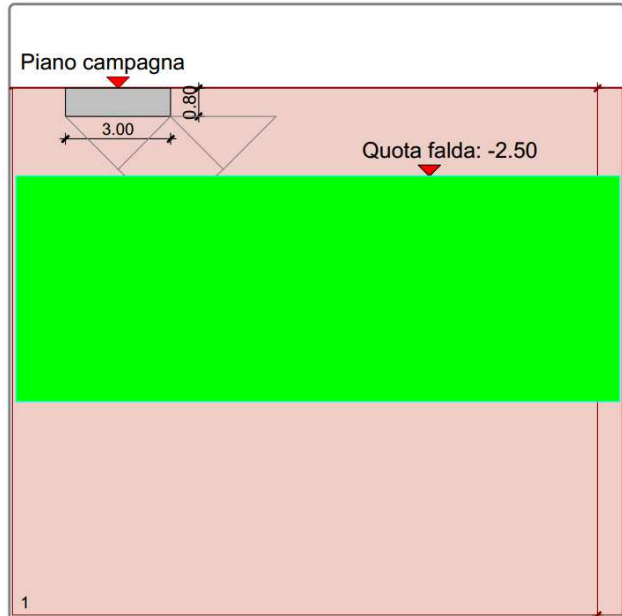
**Legenda**

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso  
 y<sub>nat</sub> : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)  
 y<sub>sat</sub> : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)  
 φ : Angolo d'attrito interno (deg)  
 c' : Coesione drenata (kPa)  
 c<sub>u</sub> : Coesione non drenata (kPa)  
 H<sub>str</sub> : Spessore dello strato (m)  
 E<sub>ed</sub> : Modulo edometrico (kPa)  
 D<sub>r</sub> : Densità relativa

**Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente**

Medie ponderate svolte tra le quote 0.80 m e 6.80 m

y	φ	c'	c <sub>u</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
18.30	0.0		80.00	5000.00	0.90

**Descrizione sintetica della teoria utilizzata**

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q_{tot} \cdot \cos(\beta)$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

**Fattori di capacità portante**

$$N_c = \pi + 2$$

**Fattori di forma (direzione B - Set B)**

$$s_{cB} = 0.2 \cdot i_{cB} \cdot B' / L'$$

**Fattori di profondità (direzione B - Set B)**

$$d_{cB} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq B \text{ } K = D/B \text{ altrimenti } K = \arctan(D/B)$$

**Fattori di inclinazione dei carichi (direzione B - Set B)**

$$i_{cB} = 0.5 \cdot 0.5 \cdot \text{rad} q(1 - V_y / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

**Fattori di inclinazione base fondazione**

$$b_c = 2 \cdot \eta / (\pi + 2) - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

**Fattori di inclinazione pendio**

$$g_c = 2 \cdot \beta / (\pi + 2) - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

**Fattori di forma (direzione L - Set L)**

$$s_{cL} = 0.2 \cdot i_{cL} \cdot L' / B'$$

**Fattori di profondità (direzione L - Set L)**

$$d_{cL} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq L' \text{ } K = D/L' \text{ altrimenti } K = \arctan(D/L')$$

**Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)**

$$i_{cL} = 0.5 \cdot 0.5 \cdot \text{rad} q(1 - V_x / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

**Verifiche a scorrimento**

$$H = \text{rad} q(V_x^2 + V_y^2) - \text{forza di scorrimento}$$

$$R_{\text{scorr}} = a \cdot c_u \cdot B' \cdot L' - \text{resistenza allo scorrimento}$$

a=1.00 - fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione

V'y=-N·sen(alfa)+V\_y·cos(alfa) - alfa inclinazione base di fondazione

**Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione**

N <sub>c</sub> = 5.142	N <sub>q</sub> = 1.000	N <sub>y</sub> = 0.000
c <sub>u</sub> = 80.00 kPa	q = 14.64 kPa	y = 18.30 kN/m³

**Descrizione simbologia ed opzioni speciali**

Riferimento globale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z verticale

Riferimento locale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

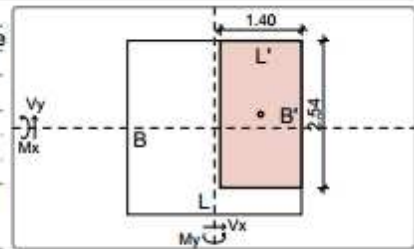
Non vengono considerati i fattori di profondità nella determinazione di q<sub>ult</sub>

#### Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
380.10	88.07	303.37	43.21	12.75	Riferimento globale
380.10	88.07	303.37	43.21	12.75	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.011	0.000	0.000			0.990
g								
y								

$q_{ult} = 421.83 \text{ kPa}$      $Q_{ult} = 1502.02 \text{ kN}$      $R=Q_{ult}/N = 3.952$      $> R3=2.3$

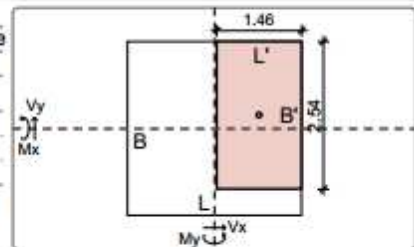


#### Combinazione di carico: 2 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
386.10	88.48	297.03	41.68	12.85	Riferimento globale
386.10	88.48	297.03	41.68	12.85	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.011	0.000	0.000			0.990
g								
y								

$q_{ult} = 421.99 \text{ kPa}$      $Q_{ult} = 1567.40 \text{ kN}$      $R=Q_{ult}/N = 4.060$      $> R3=2.3$

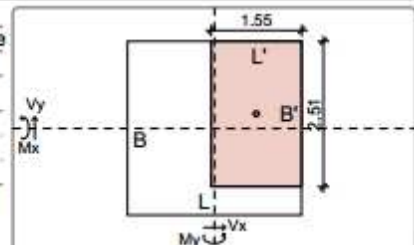


#### Combinazione di carico: 3 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
353.20	87.22	255.61	31.97	14.23	Riferimento globale
353.20	87.22	255.61	31.97	14.23	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.012	0.000	0.000			0.990
g								
y								

$q_{ult} = 421.80 \text{ kPa}$      $Q_{ult} = 1641.26 \text{ kN}$      $R=Q_{ult}/N = 4.647$      $> R3=2.3$

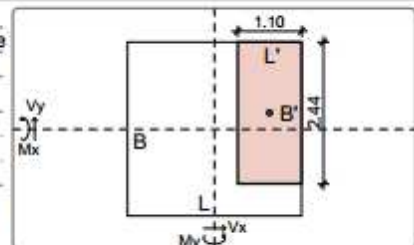


#### Combinazione di carico: 4 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
306.50	85.48	290.81	47.38	12.10	Riferimento globale
306.50	85.48	290.81	47.38	12.10	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.014	0.000	0.000			0.987
g								
y								

$q_{ult} = 420.64 \text{ kPa}$      $Q_{ult} = 1132.43 \text{ kN}$      $R=Q_{ult}/N = 3.695$      $> R3=2.3$

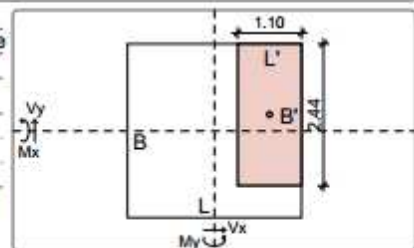


#### Combinazione di carico: 5 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
306.50	85.48	290.82	47.38	12.10	Riferimento globale
306.50	85.48	290.82	47.38	12.10	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.014	0.000	0.000			0.987
g								
y								

$q_{ult} = 420.64 \text{ kPa}$      $Q_{ult} = 1132.42 \text{ kN}$      $R=Q_{ult}/N = 3.695$      $> R3=2.3$

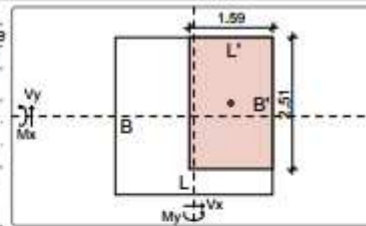


#### Combinazione di carico: 6 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
369.60	90.59	260.70	33.55	12.17	Riferimento globale
369.60	90.59	260.70	33.55	12.17	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.010	0.000	0.000			0.992
g								
y								

$q_{ult} = 422.51 \text{ kPa}$     $Q_{ult} = 1685.29 \text{ kN}$     $R=Q_{ult}/N = 4.560$     $> R3=2.3$

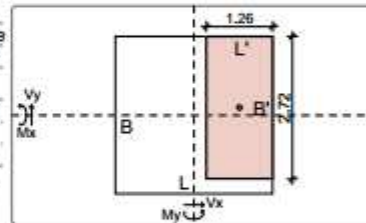


#### Combinazione di carico: 7 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
344.60	48.89	299.47	51.73	15.60	Riferimento globale
344.60	48.89	299.47	51.73	15.60	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.014	0.000	0.000			0.987
g								
y								

$q_{ult} = 420.58 \text{ kPa}$     $Q_{ult} = 1441.64 \text{ kN}$     $R=Q_{ult}/N = 4.184$     $> R3=2.3$

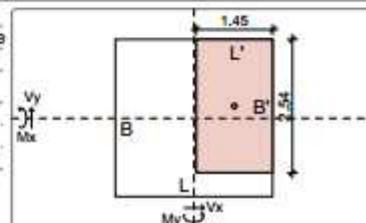


#### Combinazione di carico: 8 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
384.40	87.85	297.06	41.87	12.75	Riferimento globale
384.40	87.85	297.06	41.87	12.75	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.011	0.000	0.000			0.990
g								
y								

$q_{ult} = 422.00 \text{ kPa}$     $Q_{ult} = 1560.77 \text{ kN}$     $R=Q_{ult}/N = 4.060$     $> R3=2.3$

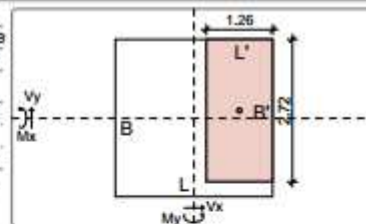


#### Combinazione di carico: 9 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
344.60	48.89	299.47	51.73	15.60	Riferimento globale
344.60	48.89	299.47	51.73	15.60	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.014	0.000	0.000			0.987
g								
y								

$q_{ult} = 420.58 \text{ kPa}$     $Q_{ult} = 1441.62 \text{ kN}$     $R=Q_{ult}/N = 4.183$     $> R3=2.3$

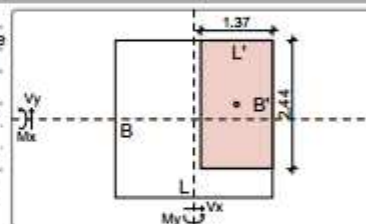


#### Combinazione di carico: 10 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
321.30	89.50	261.73	33.92	11.77	Riferimento globale
321.30	89.50	261.73	33.92	11.77	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.011	0.000	0.000			0.990
g								
y								

$q_{ult} = 421.91 \text{ kPa}$     $Q_{ult} = 1412.83 \text{ kN}$     $R=Q_{ult}/N = 4.397$     $> R3=2.3$

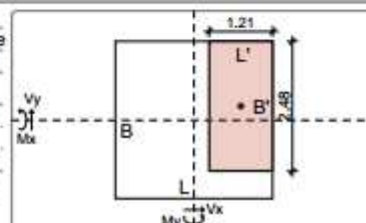


#### Combinazione di carico: 11 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
338.70	88.89	303.48	44.99	13.35	Riferimento globale
338.70	88.89	303.48	44.99	13.35	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.014	0.000	0.000			0.987
g								
y								

$q_{ult} = 420.72 \text{ kPa}$     $Q_{ult} = 1257.90 \text{ kN}$     $R=Q_{ult}/N = 3.714$     $> R3=2.3$



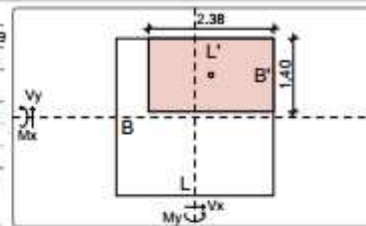


Combinazione di carico: 12 - statica							
N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
338.70	89.08	314.73	49.93	13.44	Riferimento globale		
338.70	89.08	314.73	49.93	13.44	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001	0.015	0.000	0.000			0.986
g							
y							
$q_{ult} = 420.33 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 1187.05 \text{ kN}$ $R=Q_{ult}/N = 3.505$ $> R3=2.3$							
Combinazione di carico: 13 - statica							
N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
338.70	89.47	302.64	44.81	13.53	Riferimento globale		
338.70	89.47	302.64	44.81	13.53	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001	0.014	0.000	0.000			0.987
g							
y							
$q_{ult} = 420.66 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 1261.16 \text{ kN}$ $R=Q_{ult}/N = 3.724$ $> R3=2.3$							
Combinazione di carico: 14 - statica							
N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
302.20	87.82	258.04	32.45	14.37	Riferimento globale		
302.20	87.82	258.04	32.45	14.37	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.002	0.015	0.000	0.000			0.987
g							
y							
$q_{ult} = 420.61 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 1314.73 \text{ kN}$ $R=Q_{ult}/N = 4.351$ $> R3=2.3$							
Combinazione di carico: 15 - statica							
N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
380.10	282.67	92.97	13.01	39.85	Riferimento globale		
380.10	282.67	92.97	13.01	39.85	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.004	0.034	0.000	0.000			0.970
g							
y							
$q_{ult} = 413.69 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 1571.21 \text{ kN}$ $R=Q_{ult}/N = 4.134$ $> R3=2.3$							
Combinazione di carico: 16 - statica							
N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
386.10	282.68	92.73	12.58	39.95	Riferimento globale		
386.10	282.68	92.73	12.58	39.95	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.004	0.033	0.000	0.000			0.971
g							
y							
$q_{ult} = 413.91 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 1601.64 \text{ kN}$ $R=Q_{ult}/N = 4.148$ $> R3=2.3$							
Combinazione di carico: 17 - statica							
N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
353.20	282.82	81.21	9.37	41.73	Riferimento globale		
353.20	282.82	81.21	9.37	41.73	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.004	0.038	0.000	0.000			0.966
g							
y							
$q_{ult} = 412.00 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 1463.63 \text{ kN}$ $R=Q_{ult}/N = 4.144$ $> R3=2.3$							

#### Combinazione di carico: 18 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)				
306.50	245.58	94.81	15.48	39.90	Riferimento globale			
306.50	245.58	94.81	15.48	39.90	Riferimento locale			
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.005		0.039	0.000	0.000			0.966
g								
y								
q <sub>ult</sub> = 411.81 kPa		Q <sub>ult</sub> = 1370.49 kN		R=Qult/N = 4.471		> R3=2.3		

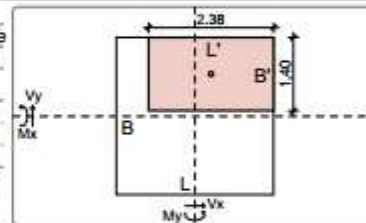
$q_{ult} = 411.81 \text{ kPa}$     $Q_{ult} = 1370.49 \text{ kN}$     $R=Q_{ult}/N = 4.471$     $> R3=2.3$



#### Combinazione di carico: 19 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)				
306.50	245.58	94.82	15.48	39.90	Riferimento globale			
306.50	245.58	94.82	15.48	39.90	Riferimento locale			
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.005		0.039	0.000	0.000			0.966
g								
y								
q <sub>ult</sub> = 411.81 kPa		Q <sub>ult</sub> = 1370.48 kN		R=Qult/N = 4.471		> R3=2.3		

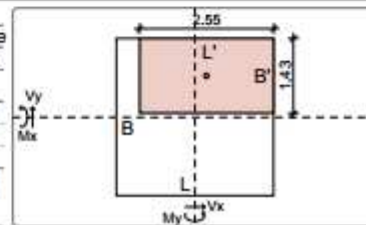
$q_{ult} = 411.81 \text{ kPa}$     $Q_{ult} = 1370.48 \text{ kN}$     $R=Q_{ult}/N = 4.471$     $> R3=2.3$



#### Combinazione di carico: 20 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
369.60	290.89	82.40	9.85	42.27	Riferimento globale		
369.60	290.89	82.40	9.85	42.27	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.004	0.038	0.000	0.000			0.967
g							
y							
q <sub>ult</sub> = 412.19 kPa		Q <sub>ult</sub> = 1501.19 kN		R=Qult/N = 4.062		> R3=2.3	

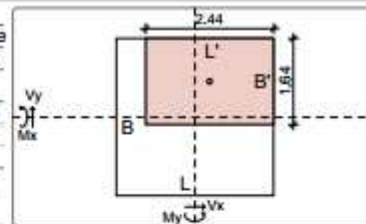
$q_{ult} = 412.19 \text{ kPa}$     $Q_{ult} = 1501.19 \text{ kN}$     $R=Q_{ult}/N = 4.062$     $> R3=2.3$



#### Combinazione di carico: 21 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)				
344.60	233.79	96.97	16.73	51.50	Riferimento globale			
344.60	233.79	96.97	16.73	51.50	Riferimento locale			
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.006		0.042	0.000	0.000			0.964
g								
y								
q <sub>ult</sub> = 411.04 kPa		Q <sub>ult</sub> = 1646.06 kN		R=Qult/N = 4.777		> R3=2.3		

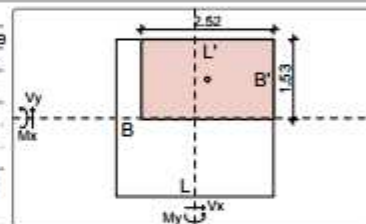
$q_{ult} = 411.04 \text{ kPa}$     $Q_{ult} = 1646.06 \text{ kN}$     $R=Q_{ult}/N = 4.777$     $> R3=2.3$



#### Combinazione di carico: 22 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
384.40	282.65	92.56	12.67	39.95	Riferimento globale		
384.40	282.65	92.56	12.67	39.95	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.004	0.034	0.000	0.000			0.971
g							
y							
q <sub>ult</sub> = 413.85 kPa		Q <sub>ult</sub> = 1594.01 kN		R=Qult/N = 4.147		> R3=2.3	

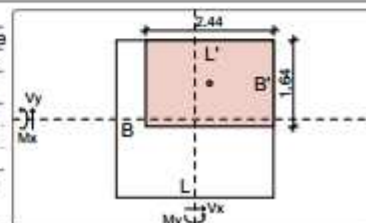
$q_{ult} = 413.85 \text{ kPa}$     $Q_{ult} = 1594.01 \text{ kN}$     $R=Q_{ult}/N = 4.147$     $> R3=2.3$



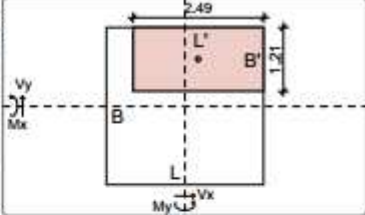
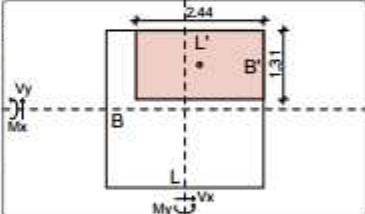
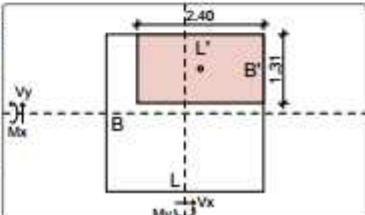
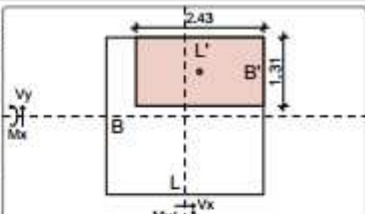
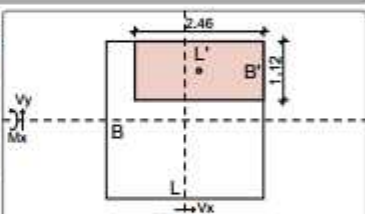
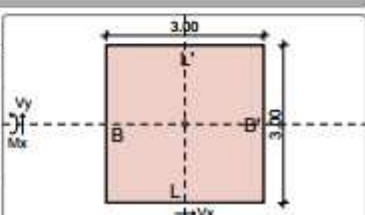
#### Combinazione di carico: 23 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
344.60	233.79	96.97	16.73	51.50	Riferimento globale		
344.60	233.79	96.97	16.73	51.50	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.006	0.042	0.000	0.000			0.964
g							
y							
q <sub>ult</sub> = 411.04 kPa      Q <sub>ult</sub> = 1646.05 kN      R=Qult/N = 4.777      > R3=2.3							

$q_{ult} = 411.04 \text{ kPa}$     $Q_{ult} = 1646.05 \text{ kN}$     $R=Q_{ult}/N = 4.777$     $> R3=2.3$





Combinazione di carico: 24 - statica							
N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
321.30	286.90	82.43	9.72	40.77	Riferimento globale		
321.30	286.90	82.43	9.72	40.77	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.004		0.044	0.000	0.000		0.960
g							
y							
$q_{ult} = 409.58 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 1236.66 \text{ kN}$ $R=Q_{ult}/N = 3.849$ $> R3=2.3$							
							
Combinazione di carico: 25 - statica							
N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
338.70	285.69	95.68	14.29	42.05	Riferimento globale		
338.70	285.69	95.68	14.29	42.05	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.005		0.043	0.000	0.000		0.962
g							
y							
$q_{ult} = 410.21 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 1311.54 \text{ kN}$ $R=Q_{ult}/N = 3.872$ $> R3=2.3$							
							
Combinazione di carico: 26 - statica							
N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
338.70	285.78	101.03	18.13	42.04	Riferimento globale		
338.70	285.78	101.03	18.13	42.04	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.005		0.044	0.000	0.000		0.961
g							
y							
$q_{ult} = 410.01 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 1293.34 \text{ kN}$ $R=Q_{ult}/N = 3.819$ $> R3=2.3$							
							
Combinazione di carico: 27 - statica							
N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
338.70	285.87	95.84	14.41	42.13	Riferimento globale		
338.70	285.87	95.84	14.41	42.13	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.005		0.043	0.000	0.000		0.962
g							
y							
$q_{ult} = 410.16 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 1309.80 \text{ kN}$ $R=Q_{ult}/N = 3.867$ $> R3=2.3$							
							
Combinazione di carico: 28 - statica							
N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
302.20	283.42	82.14	9.45	42.57	Riferimento globale		
302.20	283.42	82.14	9.45	42.57	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.005		0.051	0.000	0.000		0.954
g							
y							
$q_{ult} = 407.01 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 1124.05 \text{ kN}$ $R=Q_{ult}/N = 3.720$ $> R3=2.3$							
							
Combinazione di carico: 29 - statica							
N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
724.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	Riferimento globale		
724.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.000		0.000	0.000	0.000		1.000
g							
y							
$q_{ult} = 425.97 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 3833.71 \text{ kN}$ $R=Q_{ult}/N = 5.295$ $> R3=2.3$							
							

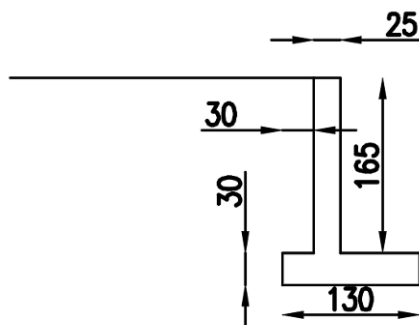
Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

E' opportuno precisare che queste verifiche sono state svolte per considerare i plinti indipendenti e ponendosi a favore di sicurezza non considerando il grado di approfondimento dello stesso rispetto

al piano campagna. Questa analisi quindi può risultare coerente per i plinti che non sono interessati dalla presenza dei muri di sostegno.

### 5.3 Analisi e verifica muri di sostegno

E' opportuno procedere alla verifica nei confronti della capacità portante anche dei diversi muri di sostegno presenti, in particolare per ognuno verrà determinata la capacità portante per una fondazione di profondità pari ad 1m in accordo con la metodologia di analisi del software Muro del professor Gelfi.



#### Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: BRINCH HANSEN (1970)

Geometria fondazione

[B] Larghezza (dir y):

1.30 m

[L] Lunghezza (dir x):

1.00 m

[D] Profondità (dir z):

0.30 m

[ $\eta$ ] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:

0.0°

[ $\beta$ ] Angolo di inclinazione del pendio:

0.0°

Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:

0.00 kPa

Prof. falda dal piano campagna:

-2.50 m

Criterio di punzonamento:

NESSUNO

Condizione di verifica:

NON DRENATA

#### Stratigrafia del terreno

N.	$y_{nat}$	$y_{sat}$	$\varphi$	$c'$	$c_u$	$H_{str}$	$E_{ed}$	$D_r$
1	18.30	18.30	0.0	0.00	80.00	15.00	5000.00	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### Legenda

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso

$y_{nat}$  : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)

$y_{sat}$  : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)

$\varphi$  : Angolo d'attrito interno (deg)

$c'$  : Coesione drenata (kPa)

$c_u$  : Coesione non drenata (kPa)

$H_{str}$  : Spessore dello strato (m)

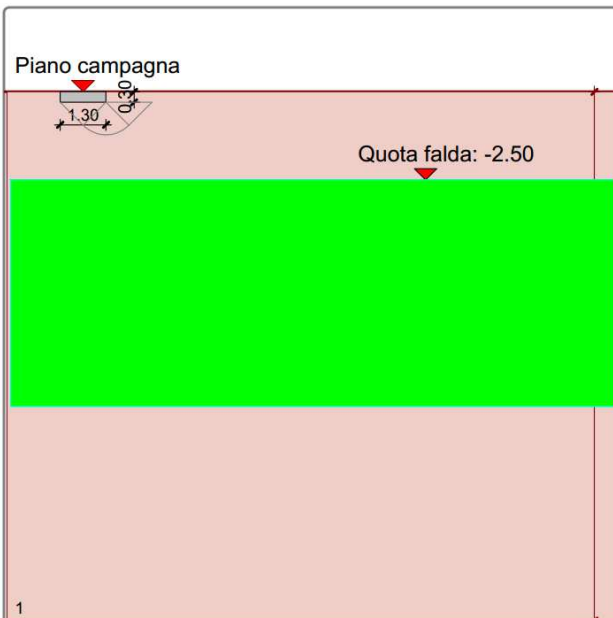
$E_{ed}$  : Modulo edometrico (kPa)

$D_r$  : Densità relativa

#### Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.30 m e 2.90 m

$y$	$\varphi$	$c'$	$c_u$	$E_{ed}$	$D_r$
18.30	0.0		80.00	5000.00	0.90





**Titolo :** muro piccolo

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	$\phi^\circ$	22
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	$\delta^\circ$	14
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	$\phi_f^\circ$	0
Altezza parete (m)	h2	1.65	Peso spec. terre [kN/m3]	$\gamma_t$	19
Spessore in testa (m)	s2	0.25	Peso spec. muro [kN/m3]	$\gamma_m$	25
Spessore alla base (m)	s3	0.25	Dati Sisma	$K_v$	0.0332
Altezza fondazione (m)	h3	0.3	$N^\circ$ lati terreno		1
Sbalzo fond. contro terra	L1	0.3			
Larghezza totale fond.	L2	1.3			

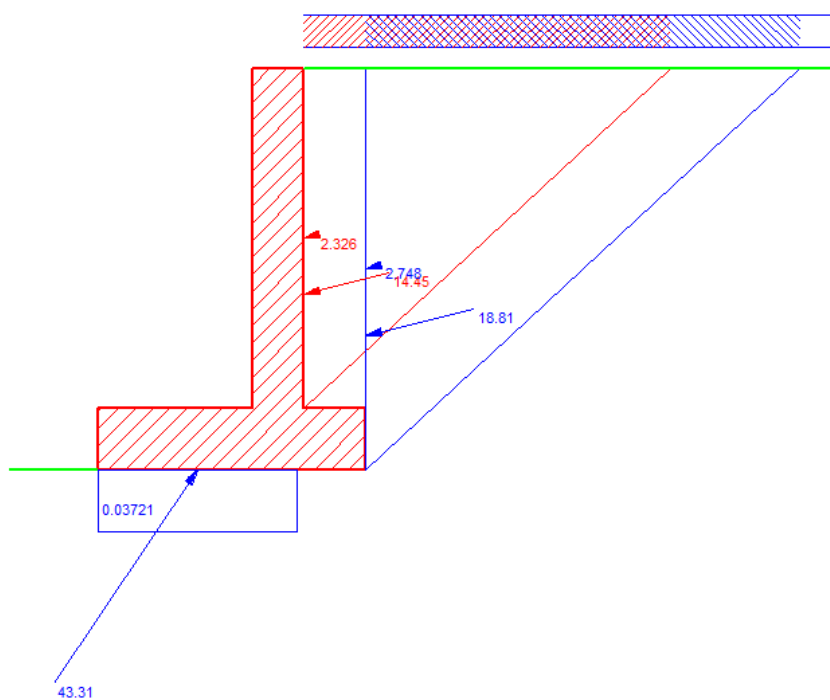
Impalcato  
 Ni 0 dN 0  
 Vi 0 kN

Zoom

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	15	0	3

muro piccolo

Normativa: NTC 2008



Dati

$\phi = 22^\circ$   
 $\delta = 14^\circ$   
 $\phi_f = 0^\circ$   
 $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma_m = 25 \text{ kN/m}^3$   
 $k_h = 0.0663$ ;  $k_v = 0.0332$   
 $N_i = 0$   
 $dN = 0$   
 $V_i = 0$   
 $V_f = 0$

Sollecitazioni Parete

$S_t = 12.15$   
 $S_q = 2.326$   
 $S_s = 2.297$   
 $S_i = 1.307$   
 $M = 10.14$   
 $N = 14.71$   
 $V = 17.58$

Sollecitazioni Fondazione per Ribaltamento

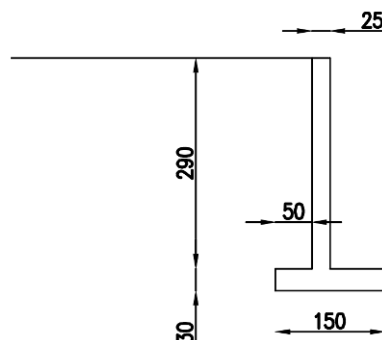
$S_t = 16.97$   
 $S_q = 2.748$   
 $S_s = 1.838$   
 $S_i = 1.954$   
 $M_r = 9.250$

Verifiche Fondazione

Sicurezza ribaltamento = 2.736

$M = 5.996$   
 $N = 35.97$   
 $\sigma_{t, \text{valle}} = 0.03721 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_{t, \text{monte}} = 0 \text{ N/mm}^2$   
 $M_{\text{sbalzo valle}} = 8.357$   
 $M_{\text{sbalzo monte}} = 1.748$

La verifica risulta soddisfatta poiché la pressione sul terreno è pari a 37kPa minore della capacità portante precedentemente calcolata pari a 208kPa.



### Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: BRINCH HANSEN (1970)

Geometria fondazione [B] Larghezza (dir y): 1.50 m [L] Lunghezza (dir x): 1.00 m  
 [D] Profondità (dir z): 0.30 m  
 [β] Angolo di inclinazione del pendio: 0.0°  
 Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]: 0.00 kPa Prof. falda dal piano campagna: -2.50 m  
 Criterio di punzonamento: NESSUNO Condizione di verifica: NON DRENATA

### Stratigrafia del terreno

N.	y <sub>nat</sub>	y <sub>sat</sub>	φ	c'	c <sub>u</sub>	H <sub>str</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
1	18.30	18.30	0.0	0.00	80.00	15.00	5000.00	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

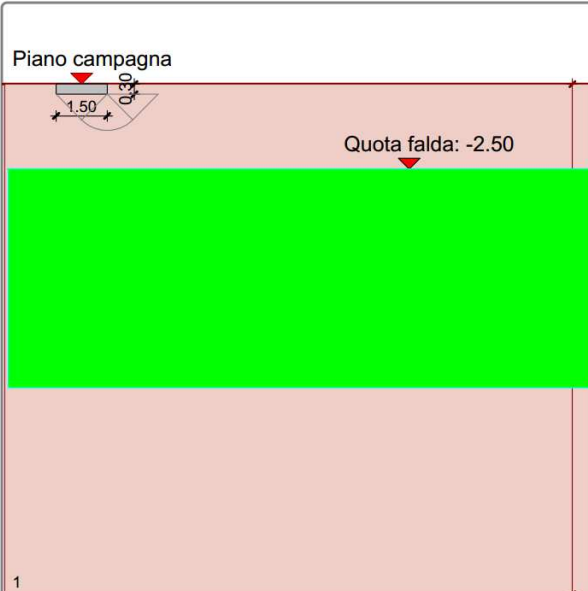
### Legenda

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso  
 y<sub>nat</sub> : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)  
 y<sub>sat</sub> : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)  
 φ : Angolo d'attrito interno (deg)  
 c' : Coesione drenata (kPa)  
 c<sub>u</sub> : Coesione non drenata (kPa)  
 H<sub>str</sub> : Spessore dello strato (m)  
 E<sub>ed</sub> : Modulo edometrico (kPa)  
 D<sub>r</sub> : Densità relativa

### Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.30 m e 3.30 m

y	φ	c'	c <sub>u</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
18.30	0.0		80.00	5000.00	0.90



### Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q_{tot} \cdot \cos(\beta)$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

### Fattori di capacità portante

$$N_c = \pi + 2$$

### Fattori di forma (direzione B - Set B)

$$s_{cB} = 0.2 \cdot i_c B' / L'$$

### Fattori di profondità (direzione B - Set B)

$$d_{cB} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq B \text{ } K = D/B \text{ altrimenti } K = \arctan(D/B)$$

### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione B - Set B)

$$i_{cB} = 0.5 - 0.5 \cdot \arctan(1 - V_y / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

### Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = 2 \cdot \eta / (\pi + 2) - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

### Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = 2 \cdot \beta / (\pi + 2) - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

### Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = 0.2 \cdot i_{cL} \cdot L' / B'$$

### Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq L' \text{ } K = D/L' \text{ altrimenti } K = \arctan(D/L')$$

### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = 0.5 - 0.5 \cdot \arctan(1 - V_x / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

### Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione

N <sub>c</sub> = 5.142	N <sub>q</sub> = 1.000	N <sub>y</sub> = 0.000
c <sub>u</sub> = 80.00 kPa	q = 5.49 kPa	y = 18.30 kN/m³

### Descrizione simbologia ed opzioni speciali

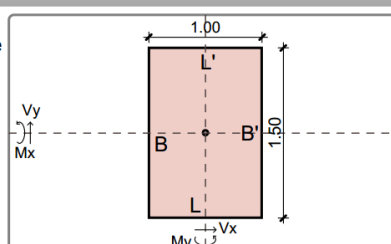
Riferimento globale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z verticale

Riferimento locale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Non vengono considerati i fattori di profondità nella determinazione di q<sub>ult</sub>

### Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)		Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
						Riferimento globale		
						Riferimento locale		
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.133			0.000	0.000			1.133
q								
y								
q <sub>ult</sub> = 471.66 kPa		Q <sub>ult</sub> = 707.49 kN		R=Qult/N = Infinito		> R3=2.3		
H = 0.00 kN		R <sub>scorr</sub> = 120.00 kN		R=Rscorr/H = Infinito		> R3=1.1		



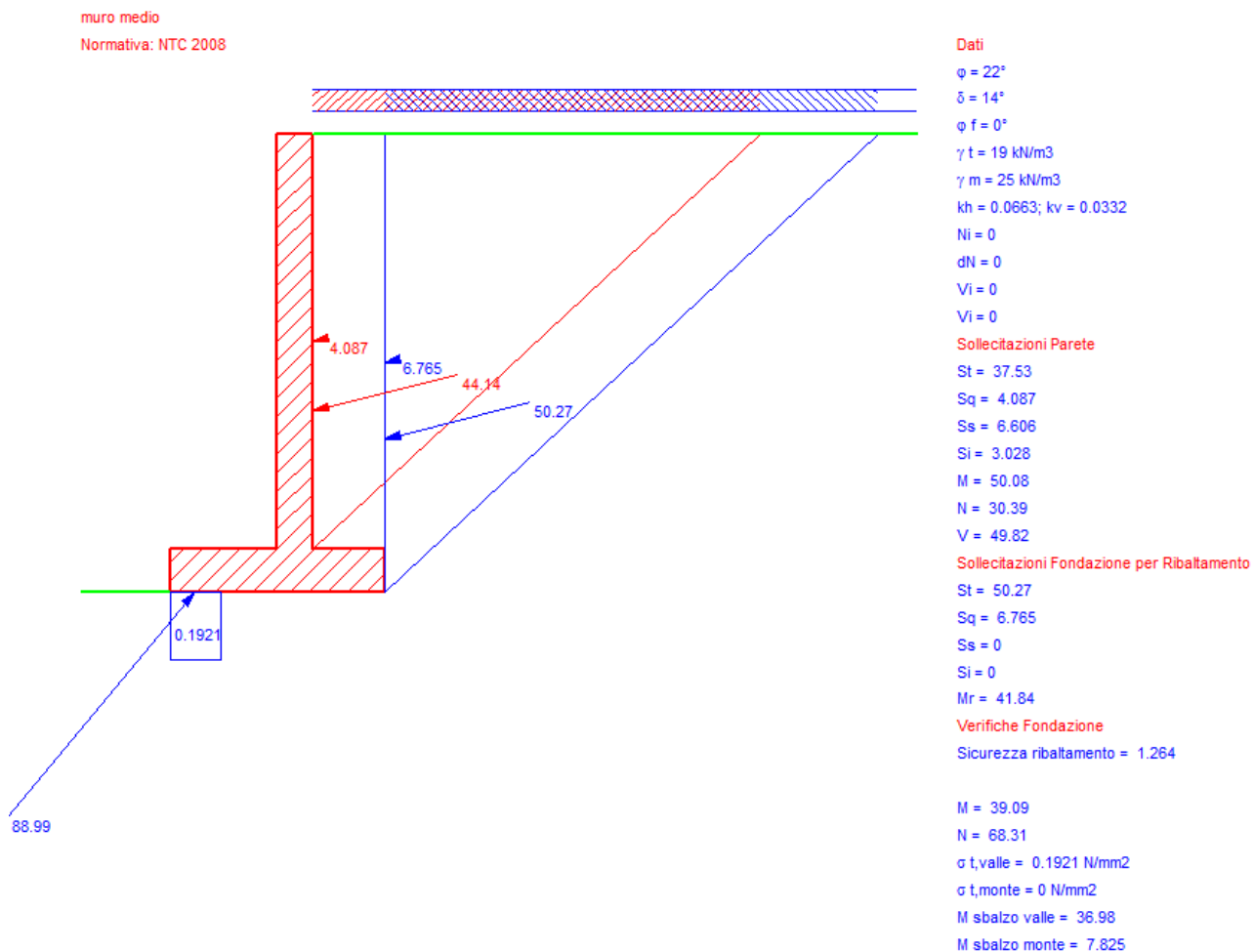


Come si può evincere dai risultati sopra riportati la  $q_{ult} = 471 \text{ kPa}$ , considerando ora il fattore di sicurezza pari a 2.3 si ottiene la seguente capacità portante di design:

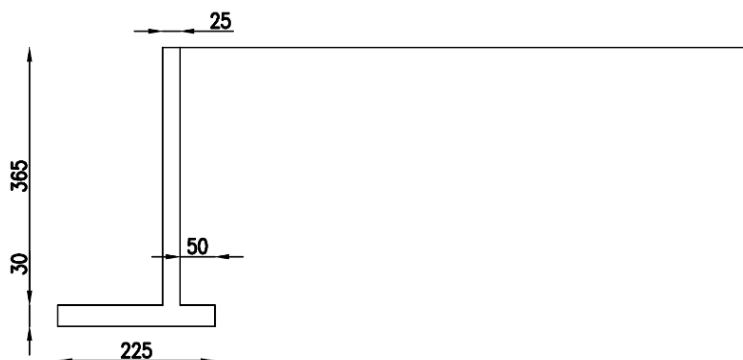
$$q_d = 471 / 2.3 = 204.8 \text{ kPa} \rightarrow 0.204 \text{ MPa}$$

**Titolo :** muro medio

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	$\phi^o$	22	Impalcato Ni 0 dN 0 Vi 0 kN								
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	$\delta^o$	14									
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	$\phi_f^o$	0									
Altezza parete (m)	h2	2.9	Peso spec. terre [kN/m3]	$\gamma_t$	19	Zoom 								
Spessore in testa (m)	s2	0.25	Peso spec. muro [kN/m3]	$\gamma_m$	25									
Spessore alla base (m)	s3	0.25	Dati Sisma $K_v$ 0.0332 $K_h$ 0.0663											
Altezza fondazione (m)	h3	0.3	N° lati terreno		1	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Lungh.</th> <th>Dislivello</th> <th>q</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Lato 1</td> <td>15</td> <td>0</td> <td>3</td> </tr> </tbody> </table>		Lungh.	Dislivello	q	Lato 1	15	0	3
	Lungh.	Dislivello	q											
Lato 1	15	0	3											
Sbalzo fond. contro terra	L1	0.5	<input type="button" value="Calcolo"/> <input type="button" value="Visualizza"/>											
Larghezza totale fond.	L2	1.5												



Anche in questo caso la verifica risulta soddisfatta poiché la sollecitazione sul terreno è pari a  $190 \text{ kPa} < 204 \text{ kPa}$



#### Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: BRINCH HANSEN (1970)

Geometria fondazione

[B] Larghezza (dir y):

2.25 m

[L] Lunghezza (dir x):

1.00 m

[D] Profondità (dir z):

0.30 m

[ $\eta$ ] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:

0.0°

[ $\beta$ ] Angolo di inclinazione del pendio:

0.0°

Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:

0.00 kPa

Prof. falda dal piano campagna:

-2.50 m

Criterio di punzonamento:

NESSUNO

Condizione di verifica:

NON DRENATA

#### Stratigrafia del terreno

N.	y <sub>nat</sub>	y <sub>sat</sub>	$\phi$	c'	c <sub>u</sub>	H <sub>str</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
1	18.30	18.30	0.0	0.00	80.00	15.00	5000.00	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### Legenda

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso

y<sub>nat</sub> : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)

y<sub>sat</sub> : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)

$\phi$  : Angolo d'attrito interno (deg)

c' : Coesione drenata (kPa)

c<sub>u</sub> : Coesione non drenata (kPa)

H<sub>str</sub> : Spessore dello strato (m)

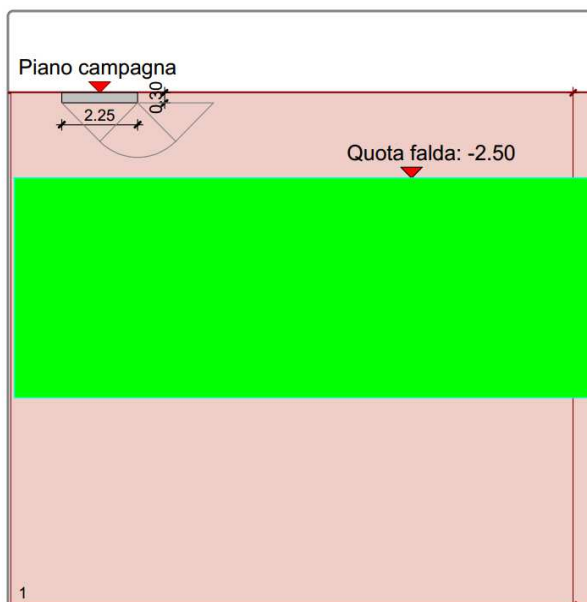
E<sub>ed</sub> : Modulo edometrico (kPa)

D<sub>r</sub> : Densità relativa

#### Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.30 m e 4.80 m

y	$\phi$	c'	c <sub>u</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
18.30	0.0		80.00	5000.00	0.90



#### Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q_{tot} \cdot \cos(\beta)$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

#### Fattori di capacità portante

$$N_c = \pi + 2$$

#### Fattori di forma (direzione B - Set B)

$$s_{cB} = 0.2 \cdot i_{cB} \cdot B' / L'$$

#### Fattori di profondità (direzione B - Set B)

$$d_{cB} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq B \text{ } K = D/B \text{ altrimenti } K = \arctan(D/B)$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione B - Set B)

$$i_{cB} = 0.5 - 0.5 \cdot \arctan(1 - V_y / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

#### Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = 2 \cdot \eta / (\pi + 2) - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

#### Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = 2 \cdot \beta / (\pi + 2) - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

#### Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = 0.2 \cdot i_{cL} \cdot L' / B'$$

#### Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq L' \text{ } K = D/L' \text{ altrimenti } K = \arctan(D/L')$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = 0.5 - 0.5 \cdot \arctan(1 - V_x / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

#### Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione

N <sub>c</sub> = 5.142	N <sub>q</sub> = 1.000	N <sub>y</sub> = 0.000
c <sub>u</sub> = 80.00 kPa	q = 5.49 kPa	y = 18.30 kN/m³

#### Descrizione simbologia ed opzioni speciali

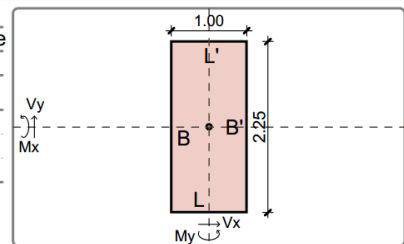
Riferimento globale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z verticale

Riferimento locale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Non vengono considerati i fattori di profondità nella determinazione di q<sub>ult</sub>

### Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	Riferimento globale		
					Riferimento locale		
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.089		0.000	0.000			1.089
q							
y							
$q_{ult} = 453.38 \text{ kPa}$		$Q_{ult} = 1020.10 \text{ kN}$		$R = Q_{ult}/N = \text{Infinito}$		$> R3=2.3$	
$H = 0.00 \text{ kN}$		$R_{scorr} = 180.00 \text{ kN}$		$R = R_{scorr}/H = \text{Infinito}$		$> R3=1.1$	



Come si può evincere dai risultati sopra riportati la  $q_{ult} = 453 \text{ kPa}$ , considerando ora il fattore di sicurezza pari a 2.3 si ottiene la seguente capacità portante di design:

$$q_d = 453/2.3 = 197 \text{ kPa} \rightarrow 0.197 \text{ MPa}$$

**Titolo :** muro grande

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	$\phi^o$	22
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	$\delta^o$	14
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	$\phi_f^o$	0
Altezza parete (m)	h2	3.65	Peso spec. terre [kN/m3]	$\gamma_t$	19
Spessore in testa (m)	s2	0.25	Peso spec. muro [kN/m3]	$\gamma_m$	25
Spessore alla base (m)	s3	0.25	Dati Sisma	$K_v$	0.0332
Altezza fondazione (m)	h3	0.3	$K_h$	0.0663	
Sbalzo fond. contro terra	L1	0.5	N° lati terreno	1	
Larghezza totale fond.	L2	2.25			

**Impalcato**

Ni 0 dN 0

Vi 0 kN

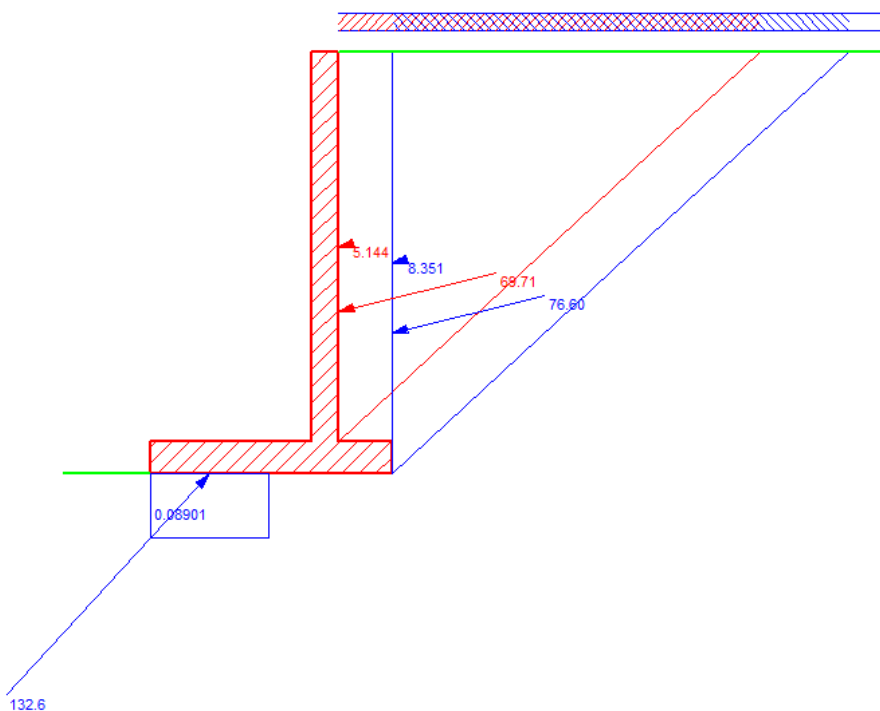
**Zoom**

Lato	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	15	0	3

**Calcolo** **Visualizza**

muro grande

Normativa: NTC 2008



Dati

$\phi = 22^\circ$

$\delta = 14^\circ$

$\phi_f = 0^\circ$

$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_m = 25 \text{ kN/m}^3$

$k_h = 0.0663$ ;  $k_v = 0.0332$

Ni = 0

dN = 0

Vi = 0

Vi = 0

**Sollecitazioni Parete**

St = 59.46

Sq = 5.144

Ss = 10.25

Si = 3.811

M = 96.10

N = 41.68

V = 76.44

**Sollecitazioni Fondazione per Ribaltamento**

St = 76.60

Sq = 8.351

Ss = 0

Si = 0

Mr = 67.62

**Verifiche Fondazione**

Sicurezza ribaltamento = 1.669

M = 56.30

N = 97.91

$\sigma_{t, valle} = 0.08901 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{t, monte} = 0 \text{ N/mm}^2$

M sbalzo valle = 84.58

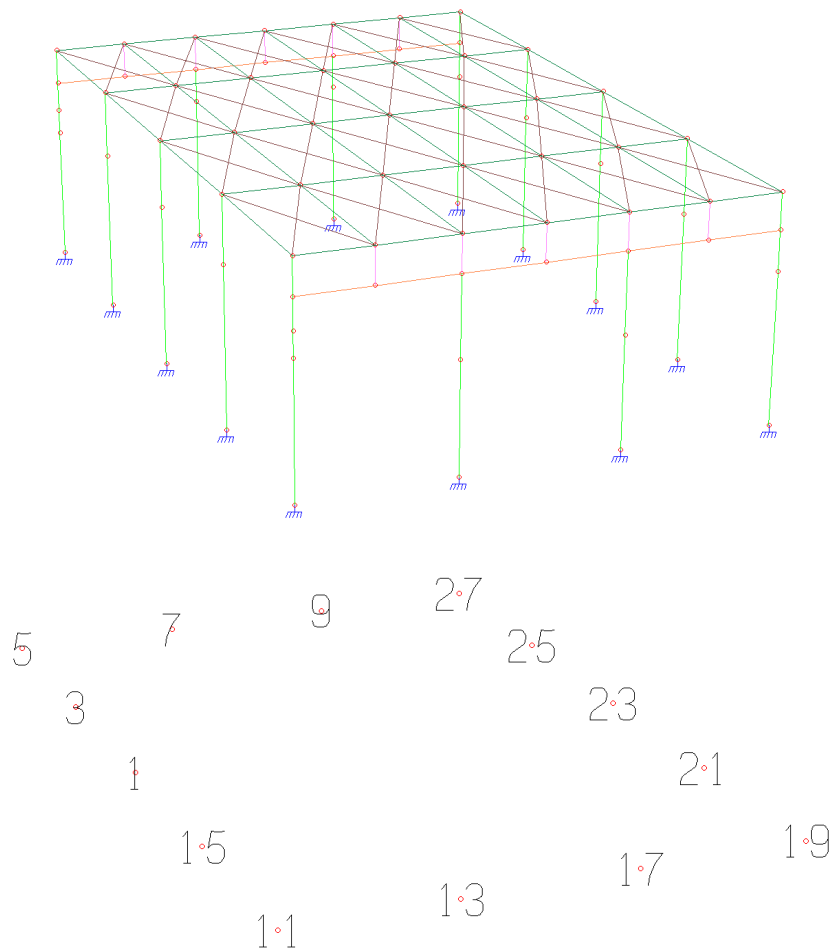
M sbalzo monte = 9.606

Anche in questo caso la verifica risulta soddisfatta poiché la pressione sul terreno è pari a 89kPa minore rispetto alla capacità portante calcolata appena sopra e pari a 197kPa.

Anche in questo caso è opportuno specificare che questa verifica è significativa per le porzioni di muro di sostegno che risultano di fatto poggianti sul terreno poiché parti di essi sono invece poggianti sui plinti di fondazione dei pilastri.

#### 5.4 Interazione tra muri di sostegno e plinti

Come detto in precedenza e come è possibile evincere anche dagli elaborati grafici allegati alla presente i muri di sostegno sono poggiano in parte sui plinti di fondazione dei pilastri della palestra. Pertanto è opportuno considerare questa interazione nella verifica dei plinti stessi. In particolare quindi analizzando il modello di calcolo avremo le seguenti situazioni:



Nodi 7 e 9 interazione con muro grande

Nodi 25, 23 e 21 interazione con muro medio

Nodi 13 e 17 interazione con muro piccolo

Gli altri nodi sono caratterizzati o dalla assenza del muro di sostegno (3, 1, 5) o da interassi di calcolo inferiori rispetto a quelli precedentemente elencati (5,27,19,11). Per determinare quindi l'aggravio di carico che interessa tali nodi si sono considerati gli sforzi assiali ed i momenti desunti

dalle verifiche dei muri di sostegno precedentemente riportate. Inoltre poiché tali carichi fanno riferimento ad un muro di lunghezza pari ad 1m si sono moltiplicati tali carichi per l'interasse di calcolo in modo così da ottenere le sollecitazioni massime agenti sui plinti. E' infine importante specificare che ponendosi a favore di sicurezza si è considerato il muro di sostegno interamente gravante sui plinti. Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle sollecitazioni considerate:

sollecitazioni muro di sostegno alto		
N al metro =	97.91 kN	
M al metro =	56.3 kNm	
interasse di c	5.5 m	
Ntot	538.505	
Mtot	309.65	
sollecitazioni muro di sostegno medio		
N al metro =	68 kN	
M al metro =	39 kNm	
interasse di c	6.15 m	
Ntot	418.2	
Mtot	239.85	
sollecitazioni muro di sostegno basso		
N al metro =	36 kN	
M al metro =	6 kNm	
interasse di c	5.5 m	
Ntot	198	
Mtot	33	

Considerando ora la geometria del modello di calcolo si possono fare queste considerazioni:

Per i nodi 7, 9, 13 e 17 il momento derivante dai muri di sostegno deve essere sommato a quello individuato nei risultati del modello di calcolo della palestra come My mentre per i nodi 21, 23, 25 il momento derivante dal muro di sostegno deve essere sommato a quello Mz. Considerando per ogni nodo la combinazione con il momento massimo tra quelle precedentemente riportate e sommando i risultati di cui sopra si ottengono le seguenti sollecitazioni di verifica:

nodo	N	MX	MY	FX	FY
7	845.0051	85.48	600.464	47.3809	12.1
9	845.0052	85.48	600.466	47.3813	12.1
profondità plinto 4.75m					
nodo	N	MX	MY	FX	FY
21	756.9002	525.54	95.677	14.2906	42.0472
23	756.9001	525.634	101.033	18.132	42.0366
25	756.9002	525.721	95.836	14.4084	42.1269
profondità plinto 4m					
nodo	N	MX	MY	FX	FY
13	542.6003	48.89	332.47	51.7289	15.6
17	542.6002	48.89	332.473	51.7292	15.6
profondità plinto 2.75m					



La verifica come nel caso precedente è stata svolta utilizzando il software califfo che è in grado di descrivere correttamente il problema. In questo caso si è considerata anche correttamente la profondità del piano di posa rispetto al piano campagna, quota che è riportata nell'immagine appena sopra. I risultati ottenuti per le diverse situazioni sono di seguito riportati:

### Plinto – muro alto

#### Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: BRINCH HANSEN (1970)

Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	3.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	3.00 m
			[D] Profondità (dir z):	4.75 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:		0.0°	[β] Angolo di inclinazione del pendio:	0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:		0.00 kPa	Prof. falda dal piano campagna:	-2.50 m
Criterio di punzonamento:	NESSUNO		Condizione di verifica:	NON DRENATA

#### Stratigrafia del terreno

N.	y <sub>nat</sub>	y <sub>sat</sub>	φ	c'	c <sub>u</sub>	H <sub>str</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
1	18.30	18.30	0.0	0.00	80.00	15.00	5000.00	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

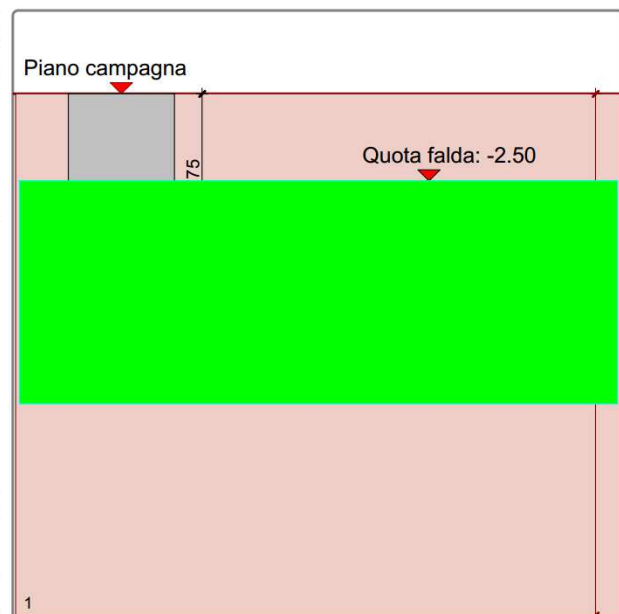
#### Legenda

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso  
y<sub>nat</sub> : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)  
y<sub>sat</sub> : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)  
φ : Angolo d'attrito interno (deg)  
c' : Coesione drenata (kPa)  
c<sub>u</sub> : Coesione non drenata (kPa)  
H<sub>str</sub> : Spessore dello strato (m)  
E<sub>ed</sub> : Modulo edometrico (kPa)  
D<sub>r</sub> : Densità relativa

#### Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 4.75 m e 10.85 m

y	φ	c'	c <sub>u</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
18.30	0.0		80.00	5000.00	0.90



#### Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q_{tot} \cdot \cos(\beta)$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

#### Fattori di capacità portante

$$N_c = \pi + 2$$

#### Fattori di forma (direzione B - Set B)

$$s_{cB} = 0.2 \cdot i_{cB} \cdot B' / L'$$

#### Fattori di profondità (direzione B - Set B)

$$d_{cB} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq B \text{ } K = D/B \text{ altrimenti } K = \arctan(D/B)$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione B - Set B)

$$i_{cB} = 0.5 - 0.5 \cdot \arctan(1 - V_y / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

#### Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = 2 \cdot \eta / (\pi + 2) - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

#### Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = 2 \cdot \beta / (\pi + 2) - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

#### Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = 0.2 \cdot i_{cL} \cdot L' / B'$$

#### Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq L' \text{ } K = D/L' \text{ altrimenti } K = \arctan(D/L')$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = 0.5 - 0.5 \cdot \arctan(1 - V_x / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

### Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione

$N_c$	=5.142	$N_q$	=1.000	$N_y$	=0.000
$c_u$	=80.00 kPa	$q$	=86.92 kPa	$y$	=18.30 kN/m <sup>3</sup>

### Descrizione simbologia ed opzioni speciali

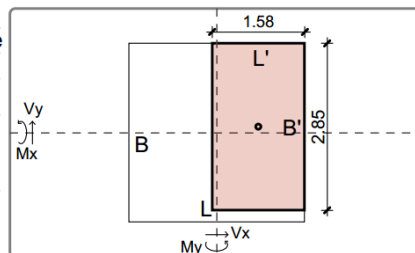
Riferimento globale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z verticale

Riferimento locale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Non vengono considerati i fattori di profondità nella determinazione di qult

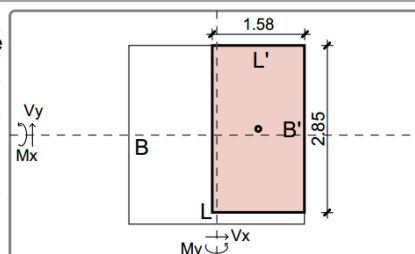
### Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)				
845.01	85.48	600.46	47.38	12.10	Riferimento globale			
845.01	85.48	600.46	47.38	12.10	Riferimento locale			
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.008	0.000	0.000			0.992
q								
y								
q <sub>ult</sub> = 495.15 kPa      Q <sub>ult</sub> = 2226.14 kN      R=Q <sub>ult</sub> /N = 2.634      > R3=2.3								



### Combinazione di carico: 2 - statica

N (kN)		Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)			
845.01		85.48	600.47	47.38	12.10	Riferimento globale		
845.01		85.48	600.47	47.38	12.10	Riferimento locale		
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.008	0.000	0.000			0.992
q								
y								
q <sub>ult</sub> = 495.15 kPa      Q <sub>ult</sub> = 2226.14 kN      R=Qult/N = 2.634      > R3=2.3								



### Plinto – muro medio

### Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: BRINCH HANSEN (1970)

Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	3.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	3.00 m
			[D] Profondità (dir z):	4.00 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:		0.0°	[β] Angolo di inclinazione del pendio:	0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:		0.00 kPa	Prof. falda dal piano campagna:	-2.50 m
Criterio di punzonamento:		NESSUNO	Condizione di verifica:	NON DRENATA

### Stratigrafia del terreno

N.	$y_{nat}$	$y_{sat}$	$\varphi$	$c'$	$c_u$	$H_{str}$	$E_{ed}$	$D_r$
1	18.30	18.30	0.0	0.00	80.00	15.00	5000.00	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

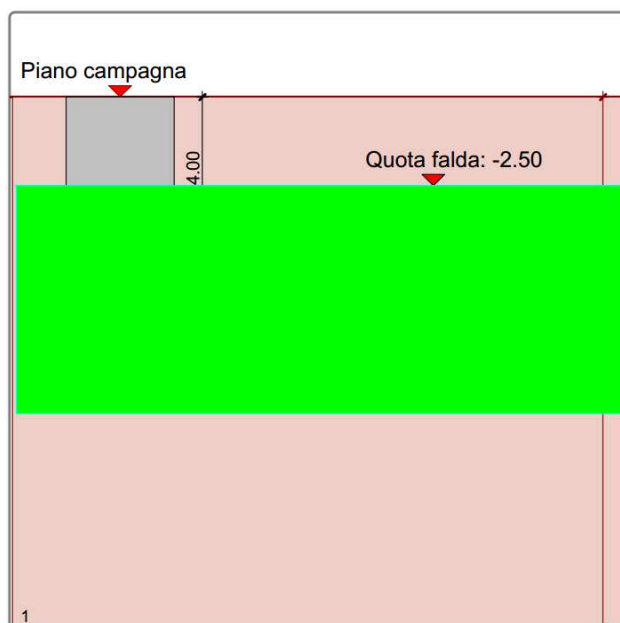
#### Legenda

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso  
 $y_{nat}$  : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m<sup>3</sup>)  
 $y_{sat}$  : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\varphi$  : Angolo d'attrito interno (deg)  
 $c'$  : Coesione drenata (kPa)  
 $c_u$  : Coesione non drenata (kPa)  
 $H_{str}$  : Spessore dello strato (m)  
 $E_{ed}$  : Modulo edometrico (kPa)  
 $D_r$  : Densità relativa

### Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 4.00 m e 10.10 m

y	$\varphi$	$c'$	$c_u$	$E_{ed}$	$D_r$
18.30	0.0		80.00	5000.00	0.90



### Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q_{tot} \cdot \cos(\beta)$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

#### Fattori di capacità portante

$$N_c = \pi + 2$$

#### Fattori di forma (direzione B - Set B)

$$s_{cB} = 0.2 \cdot i_{cB} \cdot B'/L'$$

#### Fattori di profondità (direzione B - Set B)

$$d_{cB} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq B \text{ } K = D/B \text{ altrimenti } K = \arctan(D/B)$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione B - Set B)

$$i_{cB} = 0.5 - 0.5 \cdot \arctan(1 - V_y / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

#### Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = 2 \cdot \eta / (\pi + 2) - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

#### Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = 2 \cdot \beta / (\pi + 2) - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

#### Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = 0.2 \cdot i_{cL} \cdot L'/B'$$

#### Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq L' \text{ } K = D/L' \text{ altrimenti } K = \arctan(D/L')$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = 0.5 - 0.5 \cdot \arctan(1 - V_x / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

### Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione

$N_c = 5.142$	$N_q = 1.000$	$N_y = 0.000$
$c_u = 80.00 \text{ kPa}$	$q = 73.20 \text{ kPa}$	$y = 18.30 \text{ kN/m}^3$

### Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z verticale

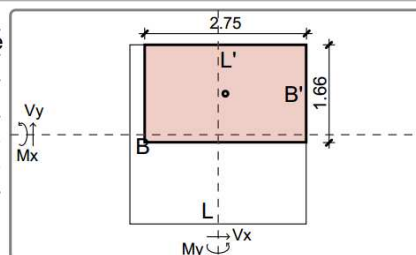
Riferimento locale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Non vengono considerati i fattori di profondità nella determinazione di  $q_{ult}$

### Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)				
756.90	525.54	95.68	14.29	42.05	Riferimento globale			
756.90	525.54	95.68	14.29	42.05	Riferimento locale			
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.004		0.030	0.000	0.000			0.974
q								
y								
q <sub>ult</sub> = 473.80 kPa		Q <sub>ult</sub> = 2162.42 kN		R=Qult/N = 2.857		> R3=2.3		

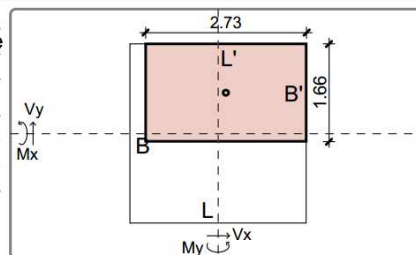
$$q_{ult} = 473.80 \text{ kPa} \quad Q_{ult} = 2162.42 \text{ kN} \quad R = Q_{ult}/N = 2.857 > R3=2.3$$



### Combinazione di carico: 2 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)				
756.90	525.63	101.03	18.13	42.04	Riferimento globale			
756.90	525.63	101.03	18.13	42.04	Riferimento locale			
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.004		0.030	0.000	0.000			0.974
q								
y								
q <sub>ult</sub> = 473.75 kPa      Q <sub>ult</sub> = 2150.74 kN      R=Qult/N = 2.842      > R3=2.3								

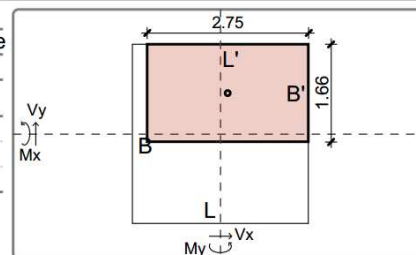
$$q_{ult} = 473.75 \text{ kPa} \quad Q_{ult} = 2150.74 \text{ kN} \quad R = Q_{ult}/N = 2.842 > R3=2.3$$



### Combinazione di carico: 3 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)				
756.90	525.72	95.84	14.41	42.13	Riferimento globale			
756.90	525.72	95.84	14.41	42.13	Riferimento locale			
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.004		0.030	0.000	0.000			0.974
q								
y								
q <sub>ult</sub> = 473.77 kPa      Q <sub>ult</sub> = 2161.35 kN      R=Qult/N = 2.856      > R3=2.3								

$$q_{ult} = 473.77 \text{ kPa} \quad Q_{ult} = 2161.35 \text{ kN} \quad R = Q_{ult}/N = 2.856 > R3=2.3$$



## Plinto – muro basso

### Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: BRINCH HANSEN (1970)

Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	3.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	3.00 m
			[D] Profondità (dir z):	2.75 m
[ $\eta$ ] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:		0.0°	[ $\beta$ ] Angolo di inclinazione del pendio:	0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:		0.00 kPa	Prof. falda dal piano campagna:	-2.50 m
Criterio di punzonamento:		NESSUNO	Condizione di verifica:	NON DRENATA

### Stratigrafia del terreno

N.	y <sub>nat</sub>	y <sub>sat</sub>	$\varphi$	c'	c <sub>u</sub>	H <sub>str</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
1	18.30	18.30	0.0	0.00	80.00	15.00	5000.00	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

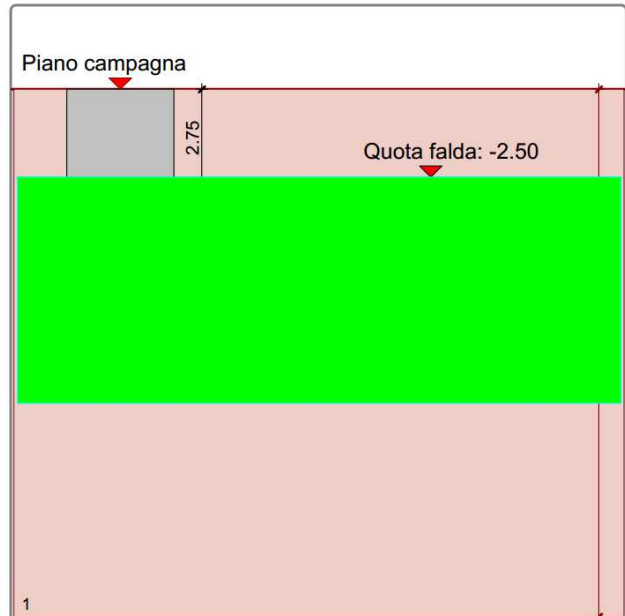
#### Legenda

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso  
y<sub>nat</sub> : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)  
y<sub>sat</sub> : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)  
 $\varphi$  : Angolo d'attrito interno (deg)  
c' : Coesione drenata (kPa)  
c<sub>u</sub> : Coesione non drenata (kPa)  
H<sub>str</sub> : Spessore dello strato (m)  
E<sub>ed</sub> : Modulo edometrico (kPa)  
D<sub>r</sub> : Densità relativa

### Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 2.75 m e 8.85 m

y	$\varphi$	c'	c <sub>u</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
18.30	0.0		80.00	5000.00	0.90



### Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q_{tot} \cdot \cos(\beta)$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

#### Fattori di capacità portante

$$N_c = \pi + 2$$

#### Fattori di forma (direzione B - Set B)

$$s_{cB} = 0.2 \cdot i_{cB} \cdot B'/L'$$

#### Fattori di profondità (direzione B - Set B)

$$d_{cB} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq B \text{ } K = D/B \text{ altrimenti } K = \arctan(D/B)$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione B - Set B)

$$i_{cB} = 0.5 - 0.5 \cdot \arctan(1 - V_y / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

#### Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = 2 \cdot \eta / (\pi + 2) - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

#### Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = 2 \cdot \beta / (\pi + 2) - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

#### Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = 0.2 \cdot i_{cL} \cdot L'/B'$$

#### Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq L' \text{ } K = D/L' \text{ altrimenti } K = \arctan(D/L')$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = 0.5 - 0.5 \cdot \arctan(1 - V_x / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

### Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione

N <sub>c</sub> = 5.142	N <sub>q</sub> = 1.000	N <sub>y</sub> = 0.000
c <sub>u</sub> = 80.00 kPa	q = 50.33 kPa	y = 18.30 kN/m³

### Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z verticale

Riferimento locale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Non vengono considerati i fattori di profondità nella determinazione di q<sub>ult</sub>

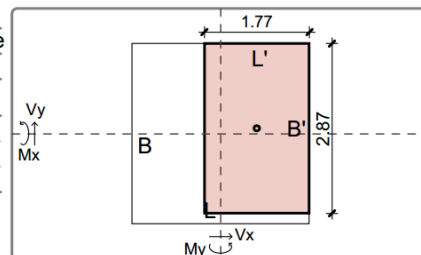


### Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
542.60	48.89	332.47	51.73	15.60	Riferimento globale
542.60	48.89	332.47	51.73	15.60	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.010	0.000	0.000			0.992
q								
y								

$q_{ult} = 458.17 \text{ kPa}$      $Q_{ult} = 2333.24 \text{ kN}$      $R=Q_{ult}/N = 4.300$      $> R3=2.3$

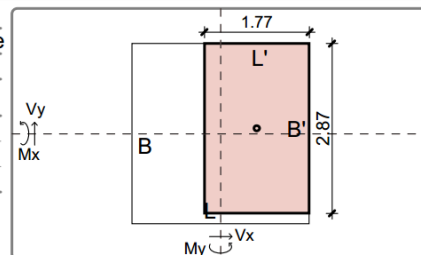


### Combinazione di carico: 2 - statica

N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)	Vy (kN)	
542.60	48.89	332.47	51.73	15.60	Riferimento globale
542.60	48.89	332.47	51.73	15.60	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.001		0.010	0.000	0.000			0.992
q								
y								

$q_{ult} = 458.17 \text{ kPa}$      $Q_{ult} = 2333.22 \text{ kN}$      $R=Q_{ult}/N = 4.300$      $> R3=2.3$



Tutte le verifiche appaiono soddisfatte

## 5.5 Calcolo dei cedimenti

La stima dei cedimenti è stata calcolata con riferimento alla seguente formulazione teorica:

- stima del cedimento per terreni incoerenti;
- stima del cedimento per terreni coesivi o comunque stratificati.

Il cedimento su terreni incoerenti può essere determinato ricorrendo alla teoria dell'elasticità ed alla seguente espressione:

$$s_i = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu'(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E'_i}$$

essendo:

$s_t$  = cedimento immediato e di consolidazione primaria (L)

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = tensioni indotte dal carico (FL<sup>-2</sup>)

$h_i$  = altezza dello strato i-esimo (L)

$n$  = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile ( $H_c$ )

(-)

$E'_i$  = modulo di Young drenato dello strato i-esimo (FL<sup>-2</sup>)

$\nu'$  = rapporto di Poisson = 0.3 (-)

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) viene stabilito considerando il fatto che a profondità tali per cui l'incremento delle tensioni verticali ( $\Delta\sigma_z$ ) o di quelle medie ( $\frac{\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y}{3}$ ) risulti



inferiore rispettivamente a  $(0.1-0.15) \cdot \sigma_{v0}'$  o a  $(0.05-0.15) \cdot \left( \frac{\sigma_{v0}' + 2 \cdot \sigma_{h0}'}{3} \right)$  il contributo al cedimento può essere considerato trascurabile.

La definizione del modulo di Young drenato ( $E'$ ) è possibile condurla sulla base dell'interpretazione di indagini in sito (prove penetrometriche statiche, prove SPT).

Il decorso del cedimento nel tempo può essere considerato rapido, praticamente contemporaneo alla costruzione dell'opera. I cedimenti di natura secondaria sono da ritenersi trascurabili.

Per la valutazione dei cedimenti in terreni costituiti prevalentemente da *materiali limosi/argillosi saturi e in terreni stratificati*, ovvero costituiti da materiali argillosi intercalati da lenti incoerenti, il calcolo viene sviluppato con riferimento ai seguenti aspetti principali:

- descrizione dei diversi tipi di cedimento (immediato, di consolidazione primaria, secondario);
- determinazione teorica dell'entità dei diversi tipi di cedimento;
- determinazione teorica dell'andamento nel tempo dei cedimenti di consolidazione primaria e secondaria.

L'applicazione di un carico di dimensioni finite su un deposito costituito da materiali argillosi saturi comporta un processo deformativo nel terreno che tradizionalmente può essere riassunto nei seguenti punti:

Data la bassa permeabilità ( $k$ ) del terreno, la fase di carico avviene in condizioni non drenate con generazione di sovrappressioni interstiziali ( $\Delta u$ ); i materiali argillosi si deformano allora a volume costante ed il cedimento che ne consegue è indicato come cedimento immediato.

Il trasferimento del carico dall'acqua allo scheletro solido comporta ulteriori cedimenti, la cui velocità nel tempo è legata principalmente alle caratteristiche di permeabilità dell'argilla e alle condizioni di drenaggio. Il processo è noto come consolidazione primaria ed il cedimento conseguente a tale processo è indicato come cedimento di consolidazione primaria.

Ultimato il processo di consolidazione primaria, anche quando le sovrappressioni nell'acqua risultano nulle, continuano a svilupparsi nel tempo assestamenti dovuti a fenomeni di natura plastico - viscosa che avvengono in condizioni drenate; il cedimento conseguente è noto come cedimento secondario.

Nell'ambito delle lenti sabbiose presenti nel deposito possono essere fatte due ipotesi:

- lenti continue;
- lenti discontinue.

Nel primo caso, data l'elevata permeabilità delle sabbie e la possibilità di sfogo delle sovrappressioni interstiziali, i cedimenti di consolidazione primaria e quelli immediati avvengono contemporaneamente.

Nel secondo caso, non trovando le sovrappressioni interstiziali alcuno sfogo se non attraverso i materiali argillosi circostanti, i materiali sabbiosi tendono a comportarsi come quelli argillosi.

I cedimenti di consolidazione secondaria nelle lenti sabbiose possono essere ritenuti trascurabili.

**Cedimento immediato**

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento immediato in argille viene stimato con la seguente espressione:

$$s_i = \sum_1^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu_u (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E_{ui}}$$

essendo:

- $s_i$  = cedimento immediato (L)
- $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = tensioni indotte dal carico (FL<sup>-2</sup>)
- $h_i$  = altezza dello strato i-esimo (L)
- $n$  = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile ( $H_c$ ) (-)
- $E_{ui}$  = modulo di Young non drenato dello strato i-esimo (FL<sup>-2</sup>)
- $\nu_u$  = rapporto di Poisson = 0.5 (-)

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) viene stabilito secondo gli stessi criteri illustrati in precedenza.

**Cedimento totale (immediato e di consolidazione primaria)**

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento immediato e di consolidazione primaria viene stimato con la seguente espressione:

$$s_t = \sum_1^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu' (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E'_i}$$

essendo:

- $s_t$  = cedimento immediato e di consolidazione primaria (L)
- $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = tensioni indotte dal carico (FL<sup>-2</sup>)
- $h_i$  = altezza dello strato i-esimo (L)
- $n$  = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile ( $H_c$ ) (-)
- $E'_i$  = modulo di Young drenato dello strato i-esimo (FL<sup>-2</sup>)
- $\nu'$  = rapporto di Poisson = 0.3 (-)

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) viene stabilito secondo gli stessi criteri illustrati in precedenza.

Per definizione il cedimento di consolidazione primaria è dato dalla differenza tra  $s_t$  e  $s_i$ .

**Cedimento secondario**

Il cedimento secondario in argille è convenzionalmente calcolato facendo riferimento alla seguente equazione:

$$s_s = \sum_{i=1}^n \log\left(\frac{t}{t_{100,i}}\right) \cdot c_{\alpha i} \cdot h_i$$

essendo:

- $s_s$  = cedimento secondario (L)  
 $t$  = tempo generico a partire dall'applicazione del carico (T)  
 $t_{100,i}$  = tempo necessario all'esaurimento della consolidazione primaria nello strato argilloso i-esimo, separato da altri strati argillosi o da lenti sabbiose continue (T)  
 $h_i$  = altezza dello strato argilloso i-esimo separato da altri strati argillosi o da lenti sabbiose continue (L)  
 $n$  = numero di strati argillosi separati tra loro da lenti sabbiose continue

(-)

- $c_{\alpha i}$  = coefficiente di consolidazione secondaria nello strato i-esimo misurato da prove edometriche di laboratorio (-)

Nell'impiego della formula precedente sono implicite le seguenti ipotesi:

- monodimensionalità del problema;
- il cedimento secondario inizia dopo l'esaurimento del cedimento di consolidazione primaria;
- il valore di  $c_{\alpha}$  è costante durante l'evolversi del cedimento secondario;
- il valore di  $c_{\alpha}$  è indipendente dal valore dello spessore dello strato i-esimo  $h_i$ , anche se tale spessore influenza l'entità del  $t_{100}$ ;
- il valore di  $c_{\alpha}$  è indipendente dal rapporto  $\Delta\sigma_z/\sigma_{vo}'$ .

Nel caso di profili caratterizzati da più strati argillosi separati da lenti sabbiose non continue, il calcolo del cedimento secondario viene eseguito con riferimento ad ogni singolo strato riscontrato con il relativo coefficiente di consolidazione secondaria.

Il cedimento totale risulta pertanto pari alla somma dei tre contributi:

$$s_{tot} = s_i + s_c + s_s .$$

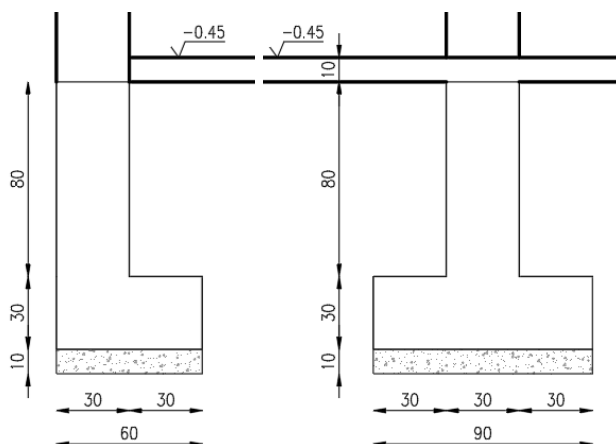
In questo caso particolare considerando le caratteristiche geomeccaniche del terreno presente le pressioni agenti, il fatto che verranno eseguiti degli scavi di sbancamento il cedimento sarà di natura centimetrica non significativo ai fini ingegneristici e pertanto non si è eseguita alcuna stima del medesimo.

## 6 ANALISI E VERIFICA DELLE FONDAZIONI CORPO SPOGLIATOI

### 6.1 Descrizione delle fondazioni

Le fondazioni del corpo spogliatoi sono realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera. In particolare sono presenti due tipologie di travi rovesce con sezione a T ed a L.

Si riportano di seguito alcuni schemi di riferimento a supporto del calcolo:



### 6.2 Analisi e verifica travi rovesce

Per svolgere le verifiche nei confronti della capacità portante si è scelto di adottare il software Califfo che è in grado cogliere e rappresentare nonché di analizzare il problema:

#### Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: BRINCH HANSEN (1970)

Geometria fondazione

[B] Larghezza (dir y):

0.60 m

[L] Lunghezza (dir x):

4.00 m

[D] Profondità (dir z):

0.30 m

[ $\gamma$ ] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:

0.0°

[ $\beta$ ] Angolo di inclinazione del pendio:

0.0°

Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:

0.00 kPa

Prof. falda dal piano campagna:

-2.50 m

Criterio di punzonamento:

NESSUNO

Condizione di verifica:

NON DRENATA

#### Stratigrafia del terreno

N.	y <sub>nat</sub>	y <sub>sat</sub>	$\varphi$	c'	c <sub>u</sub>	H <sub>str</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
1	18.30	18.30	0.0	0.00	80.00	15.00	5000.00	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### Legenda

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso

y<sub>nat</sub>: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m<sup>3</sup>)

y<sub>sat</sub>: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m<sup>3</sup>)

$\varphi$  : Angolo d'attrito interno (deg)

c' : Coesione drenata (kPa)

c<sub>u</sub> : Coesione non drenata (kPa)

H<sub>str</sub>: Spessore dello strato (m)

E<sub>ed</sub>: Modulo edometrico (kPa)

D<sub>r</sub> : Densità relativa

#### Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.30 m e 1.50 m

y	$\varphi$	c'	c <sub>u</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
18.30	0.0		80.00	5000.00	0.90

Piano campagna

0.60

Quota falda: -2.50

1

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

$$N_c = p_i + 2$$

$$s_{cB} = 0.2 \cdot i_{cB} \cdot B' / L'$$

$$d_{CB} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq B \quad K = D/B \text{ altrimenti } K = \arctan(D/B)$$

$$i_{cB} = 0.5 - 0.5 \cdot \text{radq}(1 - Vy / (B' \cdot L' \cdot cu))$$

$b_c = 2 \cdot \eta / (\pi + 2) - \eta$  angolo inclinazione base

$$g_c = 2 \cdot \beta / (\pi + 2) - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

$$s_{cL} = 0.2 \cdot i_{cL} \cdot L' / B'$$

$$d_{CL} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq L' \quad K = D/L' \text{ altrimenti } K = \arctan(D/L')$$

$$i_{cL} = 0.5 - 0.5 \cdot \text{radq}(1 - Vx / (B' \cdot L' \cdot cu))$$

$$N_c = 5.142$$

$N_g = 1.000$

$$N_v = 0.000$$

$$c_u = 80.00 \text{ kPa}$$

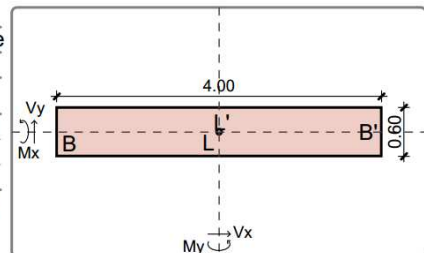
$$q = 5.49 \text{ kPa}$$

$$y'' = 18.30 \text{ kN/m}^3$$

Riferimento globale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z verticale

Riferimento locale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Non vengono considerati i fattori di profondità nella determinazione di quilt.

[illegible]

Come si può evincere dai risultati sopra riportati la  $q_{ult} = 429 \text{ kPa}$ , considerando ora il fattore di sicurezza pari a 2.3 si ottiene la seguente capacità portante di design per la fondazione ad L:

$$q_d = 429 / 2.3 = 186.52 \text{ kPa}$$

Teoria statica: BRINCH HANSEN (1970)

Geometria fondazione

[B] Larghezza (dir y):

0.90 m

[L] Lunghezza (dir x):

4.00 m

[n] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:

0.0°

[β] Angolo di inclinazi

0.0°

Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:

0.00 kPa

Prof. falda dal piano campagna:

Criterio di punzonamento:

NESSUNO

Condizione di verifica: **NON DRENATA**

### Stratigrafia del terreno

N.	y <sub>nat</sub>	y <sub>sat</sub>	φ	c'	c <sub>u</sub>	H <sub>str</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
1	18.30	18.30	0.0	0.00	80.00	15.00	5000.00	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### Legenda

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso  
y<sub>nat</sub>: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)  
y<sub>sat</sub>: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)  
φ : Angolo d'attrito interno (deg)  
c' : Coesione drenata (kPa)  
c<sub>u</sub> : Coesione non drenata (kPa)  
H<sub>str</sub>: Spessore dello strato (m)  
E<sub>ed</sub>: Modulo edometrico (kPa)  
D<sub>r</sub> : Densità relativa

### Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.30 m e 2.10 m

y	φ	c'	c <sub>u</sub>	E <sub>ed</sub>	D <sub>r</sub>
18.30	0.0		80.00	5000.00	0.90

Piano campagna



### Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q_{tot} \cdot \cos(\beta)$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

#### Fattori di capacità portante

$$N_c = \pi + 2$$

#### Fattori di forma (direzione B - Set B)

$$s_{cB} = 0.2 \cdot i_{cB} \cdot B' / L'$$

#### Fattori di profondità (direzione B - Set B)

$$d_{cB} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq B \text{ } K = D/B \text{ altrimenti } K = \arctan(D/B)$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione B - Set B)

$$i_{cB} = 0.5 - 0.5 \cdot \arctan(1 - V_y / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

#### Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = 2 \cdot \eta / (\pi + 2) - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

#### Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = 2 \cdot \beta / (\pi + 2) - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

#### Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = 0.2 \cdot i_{cL} \cdot L' / B'$$

#### Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq L' \text{ } K = D/L' \text{ altrimenti } K = \arctan(D/L')$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = 0.5 - 0.5 \cdot \arctan(1 - V_x / (B' \cdot L' \cdot c_u))$$

### Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione

N <sub>c</sub> = 5.142	N <sub>q</sub> = 1.000	N <sub>y</sub> = 0.000
c <sub>u</sub> = 80.00 kPa	q = 5.49 kPa	y = 18.30 kN/m³

### Descrizione simbologia ed opzioni speciali

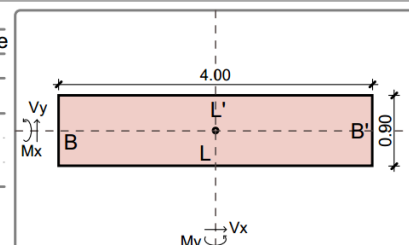
Riferimento globale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z verticale

Riferimento locale: assi X, Y come da schemi grafici, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Non vengono considerati i fattori di profondità nella determinazione di q<sub>ult</sub>

### Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	Riferimento globale			
					Riferimento locale			
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	0.045			0.000	0.000			1.045
q								
y								
q <sub>ult</sub> = 435.33 kPa		Q <sub>ult</sub> = 1567.18 kN		R = Q <sub>ult</sub> /N = Infinito		> R3=2.3		
H = 0.00 kN		R <sub>scorr</sub> = 288.00 kN		R = R <sub>scorr</sub> /H = Infinito		> R3=1.1		

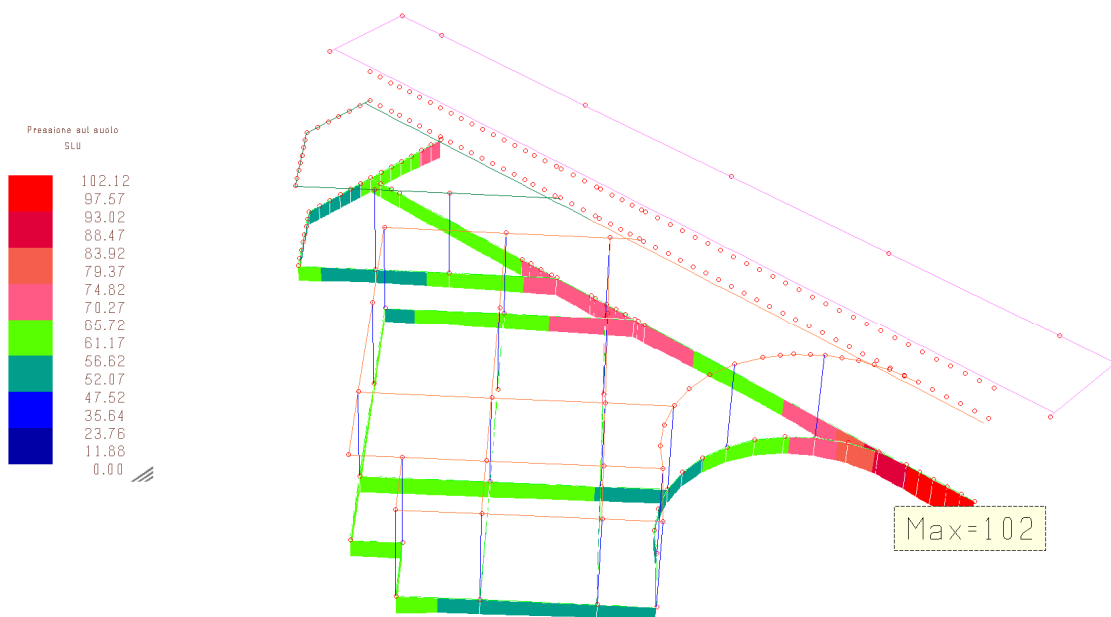


Come si può evincere dai risultati sopra riportati la q<sub>ult</sub> = 435kPa, considerando ora il fattore di sicurezza pari a 2.3 si ottiene la seguente capacità portante di design per la fondazione a T:

$$q_d = 435 / 2.3 = 189 \text{ kPa}$$



Si riportano di seguito le pressioni sul terreno delle diverse fondazioni presenti ricavate dal modello di calcolo descritto all'interno della relazione di calcolo a cui si rimanda per il dettaglio delle caratteristiche dello stesso:



Come si può evincere le pressioni sul terreno sono sempre inferiori alle capacità portanti precedentemente calcolate pertanto la verifica risulta soddisfatta.

### 6.3 Calcolo dei cedimenti

La stima dei cedimenti è stata calcolata con riferimento alla seguente formulazione teorica:

- stima del cedimento per terreni incoerenti;
- stima del cedimento per terreni coesivi o comunque stratificati.

Il cedimento su terreni incoerenti può essere determinato ricorrendo alla teoria dell'elasticità ed alla seguente espressione:

$$s_t = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu'(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E'_i}$$

essendo:

- |  |   |   |                     |
|--|---|---|---------------------|
| $s_t$  | = | cedimento immediato e di consolidazione primaria                    | (L)                 |
| $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ | = | tensioni indotte dal carico   | (FL <sup>-2</sup> ) |
| $h_i$  | = | altezza dello strato i-esimo  | (L)                 |
| $n$  | = | numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile ( $H_c$ ) | (-)                 |
| $E'_i$   | = | modulo di Young drenato dello strato i-esimo                        | (FL <sup>-2</sup> ) |

$\nu'$  = rapporto di Poisson = 0.3 (-)

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) viene stabilito considerando il fatto che a profondità tali per cui l'incremento delle tensioni verticali ( $\Delta\sigma_z$ ) o di quelle medie ( $\frac{\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y}{3}$ ) risulti inferiore rispettivamente a  $(0.1-0.15) \cdot \sigma'_{v0}$  o a  $(0.05-0.15) \cdot (\frac{\sigma'_{v0} + 2 \cdot \sigma'_{h0}}{3})$  il contributo al cedimento può essere considerato trascurabile.

La definizione del modulo di Young drenato ( $E'$ ) è possibile condurla sulla base dell'interpretazione di indagini in sito (prove penetrometriche statiche, prove SPT).

Il decorso del cedimento nel tempo può essere considerato rapido, praticamente contemporaneo alla costruzione dell'opera. I cedimenti di natura secondaria sono da ritenersi trascurabili.

Per la valutazione dei cedimenti in terreni costituiti prevalentemente da *materiali limosi/argillosi saturi e in terreni stratificati*, ovvero costituiti da materiali argillosi intercalati da lenti incoerenti, il calcolo viene sviluppato con riferimento ai seguenti aspetti principali:

- descrizione dei diversi tipi di cedimento (immediato, di consolidazione primaria, secondario);
- determinazione teorica dell'entità dei diversi tipi di cedimento;
- determinazione teorica dell'andamento nel tempo dei cedimenti di consolidazione primaria e secondaria.

L'applicazione di un carico di dimensioni finite su un deposito costituito da materiali argillosi saturi comporta un processo deformativo nel terreno che tradizionalmente può essere riassunto nei seguenti punti:

Data la bassa permeabilità ( $k$ ) del terreno, la fase di carico avviene in condizioni non drenate con generazione di sovrappressioni interstiziali ( $\Delta u$ ); i materiali argillosi si deformano allora a volume costante ed il cedimento che ne consegue è indicato come cedimento immediato.

Il trasferimento del carico dall'acqua allo scheletro solido comporta ulteriori cedimenti, la cui velocità nel tempo è legata principalmente alle caratteristiche di permeabilità dell'argilla e alle condizioni di drenaggio. Il processo è noto come consolidazione primaria ed il cedimento conseguente a tale processo è indicato come cedimento di consolidazione primaria.

Ultimato il processo di consolidazione primaria, anche quando le sovrappressioni nell'acqua risultano nulle, continuano a svilupparsi nel tempo assestamenti dovuti a fenomeni di natura plastico - viscosa che avvengono in condizioni drenate; il cedimento conseguente è noto come cedimento secondario.

Nell'ambito delle lenti sabbiose presenti nel deposito possono essere fatte due ipotesi:

- lenti continue;
- lenti discontinue.

Nel primo caso, data l'elevata permeabilità delle sabbie e la possibilità di sfogo delle sovrappressioni interstiziali, i cedimenti di consolidazione primaria e quelli immediati avvengono contemporaneamente.

Nel secondo caso, non trovando le sovrappressioni interstiziali alcuno sfogo se non attraverso i materiali argillosi circostanti, i materiali sabbiosi tendono a comportarsi come quelli argillosi.

I cedimenti di consolidazione secondaria nelle lenti sabbiose possono essere ritenuti trascurabili.

Cedimento immediato

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento immediato in argille viene stimato con la seguente espressione:

$$s_i = \sum_1^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu_u (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E_{ui}}$$

essendo:

$s_i$	=	cedimento immediato	(L)
$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$	=	tensioni indotte dal carico	(FL <sup>-2</sup> )
$h_i$	=	altezza dello strato i-esimo	(L)
$n$	=	numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile ( $H_c$ )	(-)
$E_{ui}$	=	modulo di Young non drenato dello strato i-esimo	(FL <sup>-2</sup> )
$\nu_u$	=	rapporto di Poisson = 0.5	(-)

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) viene stabilito secondo gli stessi criteri illustrati in precedenza.

Cedimento totale (immediato e di consolidazione primaria)

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento immediato e di consolidazione primaria viene stimato con la seguente espressione:

$$s_t = \sum_1^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu'(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E'_i}$$

essendo:

$s_t$	=	cedimento immediato e di consolidazione primaria	(L)
$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$	=	tensioni indotte dal carico	(FL <sup>-2</sup> )
$h_i$	=	altezza dello strato i-esimo	(L)
$n$	=	numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile ( $H_c$ )	(-)
$E'_i$	=	modulo di Young drenato dello strato i-esimo	(FL <sup>-2</sup> )
$\nu'$	=	rapporto di Poisson = 0.3	(-)

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) viene stabilito secondo gli stessi criteri illustrati in precedenza.

Per definizione il cedimento di consolidazione primaria è dato dalla differenza tra  $s_t$  e  $s_i$ .

Cedimento secondario

Il cedimento secondario in argille è convenzionalmente calcolato facendo riferimento alla seguente equazione:

$$s_s = \sum_{i=1}^n \log\left(\frac{t}{t_{100,i}}\right) \cdot c_{\alpha i} \cdot h_i$$

essendo:

$s_s$  = cedimento secondario (L)

$t$  = tempo generico a partire dall'applicazione del carico (T)

$t_{100,i}$  = tempo necessario all'esaurimento della consolidazione primaria nello strato argilloso i-esimo, separato da altri strati argillosi o da lenti sabbiose continue (T)

$h_i$  = altezza dello strato argilloso i-esimo separato da altri strati argillosi o da lenti sabbiose continue (L)

$n$  = numero di strati argillosi separati tra loro da lenti sabbiose continue (-)

$c_{\alpha i}$  = coefficiente di consolidazione secondaria nello strato i-esimo misurato da prove edometriche di laboratorio (-)

Nell'impiego della formula precedente sono implicite le seguenti ipotesi:

- monodimensionalità del problema;
- il cedimento secondario inizia dopo l'esaurimento del cedimento di consolidazione primaria;
- il valore di  $c_{\alpha}$  è costante durante l'evolversi del cedimento secondario;
- il valore di  $c_{\alpha}$  è indipendente dal valore dello spessore dello strato i-esimo  $h_i$ , anche se tale spessore influenza l'entità del  $t_{100}$ ;
- il valore di  $c_{\alpha}$  è indipendente dal rapporto  $\Delta\sigma_z/\sigma'_{vo}$ .

Nel caso di profili caratterizzati da più strati argillosi separati da lenti sabbiose non continue, il calcolo del cedimento secondario viene eseguito con riferimento ad ogni singolo strato riscontrato con il relativo coefficiente di consolidazione secondaria.

Il cedimento totale risulta pertanto pari alla somma dei tre contributi:

$$s_{tot} = s_i + s_c + s_s .$$

In questo caso particolare considerando le caratteristiche geomeccaniche del terreno presente le pressioni agenti, il fatto che verranno eseguiti degli scavi di sbancamento il cedimento sarà di natura millimetrica non significativo ai fini ingegneristici e pertanto non si è eseguita alcuna stima del medesimo.



#### 6.4 Interazione con le fondazioni adiacenti

L'edificio degli spogliatoi è adiacente sul lato ovest ad un edificio residenziale esistente, sempre di proprietà comunale, e sul lato sud ad una autorimessa di proprietà privata.



*Vista dell'angolo nel quale verranno realizzati gli spogliatoi; a destra l'edificio residenziale comunale, a sinistra l'autorimessa privata esistente*

Il primo è un edificio realizzato negli anni ottanta del novecento come ristrutturazione ed ampliamento di una costruzione preesistente, con struttura in muratura portante caratterizzata da un muro di spina centrale longitudinale e da solai in laterocemento, e si sviluppa su un piano terra, in quota con gli spogliatoi, e due piani in elevazione; non è stato possibile ottenere informazioni di dettaglio sulle strutture fondali, ma l'edificio si presenta privo di alcun segno di dissesti e/o cedimenti fondali.

Si nota infine che la campata del primo solaio in corrispondenza del lato sul quale si attesta la realizzazione dei nuovi spogliatoi risulta ordita ortogonalmente al lato stesso ma di modesta luce, pari alla larghezza del sottostante porticato (luce netta 275cm), mentre i solai sovrastanti sono probabilmente orditi nella direzione parallela, e che quindi il carico sulla relativa fondazione risulta modesto.



*L'edificio esistente (la porzione centrale anteriore costituisce il nucleo dell'edificio preesistente); la nuova edificazione si attesta sul lato destro*



*Sul lato ovest si intravede la tessitura della struttura muraria in elevazione*





*Dettaglio del lato al quale vengono addossati gli spogliatoi. In secondo piano il volume dell'autorimessa*

Il secondo edificio è una costruzione monopiano destinata ad autorimessa, realizzata anch'essa negli anni ottanta del novecento, con struttura in muratura di blocchi cassero in cls riempiti e quota di pavimento inferiore di circa 30cm a quella dei nuovi spogliatoi. Anche questo edificio non è stato possibile ottenere informazioni di dettaglio sulle strutture fondali, ma esso si presenta privo di alcun segno di dissesti e/o cedimenti fondali.

Osservando il diagramma dei carichi al piede del reticolo di fondazioni degli spogliatoi in progetto, si ricava che in corrispondenza dei corpi esistenti sopra sinteticamente descritti il valore del carico risulta sempre inferiore a 60kPa, a fronte di una capacità portante di progetto pari a 189kPa, e quindi anche i cedimenti attesi possono considerarsi di entità trascurabile.

In sintesi, dato che:

- in corrispondenza delle nuove edificazioni a confine i carichi sulle fondazioni degli edifici esistenti sono modesti;
- per gli edifici esistenti, nonostante in questa fase non sia stato possibile indagare la consistenza delle relative fondazioni, si valuta che esse siano comunque adeguate data l'assenza di un quadro fessurativo ascrivibile a problematiche fondali;

- i terreni di posa degli edifici esistenti siano consolidati essendo gli edifici stessi realizzati da circa 50 anni;
- i carichi delle nuove fondazioni di progetto sono molto bassi relativamente alla capacità portante dei terreni di sedime;
- esiste sostanziale coincidenza tra le quote dei piani terra degli edifici esistenti e quello in progetto;

si valuta che la nuova edificazione del corpo spogliatoi non induca sensibili interazioni con le fondazioni degli edifici esistenti.