



COMUNE DI BOVISIO MASCIAGO  
Provincia di Monza e della Brianza

## APPALTO INTEGRATO DEI LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE CENTRO SPORTIVO FRANCO GIORGETTI IN VIA EUROPA RIGENERAZIONE ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO

CUP: D98I21000160001 - CIG: 969096193E



FINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA  
NEXT GENERATION EU

Finanziato dal "Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR)

Missione 5: Coesione e inclusione

Componente 2 - Infrastrutture sociali, famiglie, comunità e terzo settore

Investimento 2.1 - Investimenti in progetti di rigenerazione urbana, volti a ridurre situazioni di emarginazione e degrado sociale

## PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO - FASE 2

### PROGETTO STRUTTURALE

Codifica elaborato

LG	ID	PR	ELABORATO		AGG	TITOLO ELABORATO	SCALA	DATA
BOV	CSFG	EXE	STR	002	00	RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE OPERE DI FONDAZIONE	-	01-12-2023

Emissione

AGG	DESCRIZIONE	DATA
00	PRIMA EMISSIONE	01-12-2023

### APPALTATORE



AR.CO LAVORI SOC. COOP. CONS.

### PROGETTISTA:



AEGIS  
CANTARELLI + PARTNERS

AEGIS SRL Cantarelli & Partners

Via Rodi 61 - 25124 Brescia

COORDINATORE DEL GRUPPO DI PROGETTAZIONE  
Arch. Nicola Cantarelli

PROGETTO ARCHITETTONICO  
Arch. Nicola Cantarelli

PROGETTO STRUTTURALE  
Ing. Stefano Tortella

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI  
Ing. Marco Cristini

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI  
Ing. Marco Cristini

PROGETTO ANTINCENDIO  
Ing. Marco Cristini

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI  
PROGETTAZIONE Arch. Eugenio Sagliocca

### IMPRESA ESECUTRICE



DAMIANI Costruzioni Srl



# AEGIS

CANTARELLI + PARTNERS

## INDICE

<b>1</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA E DELLO SCHEMA STRUTTURALE</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>CAPACITÀ PORTANTE</b>	<b>8</b>
3.1	EDIFICIO A1	9
3.1	EDIFICIO A2	10
3.1	EDIFICIO A	11

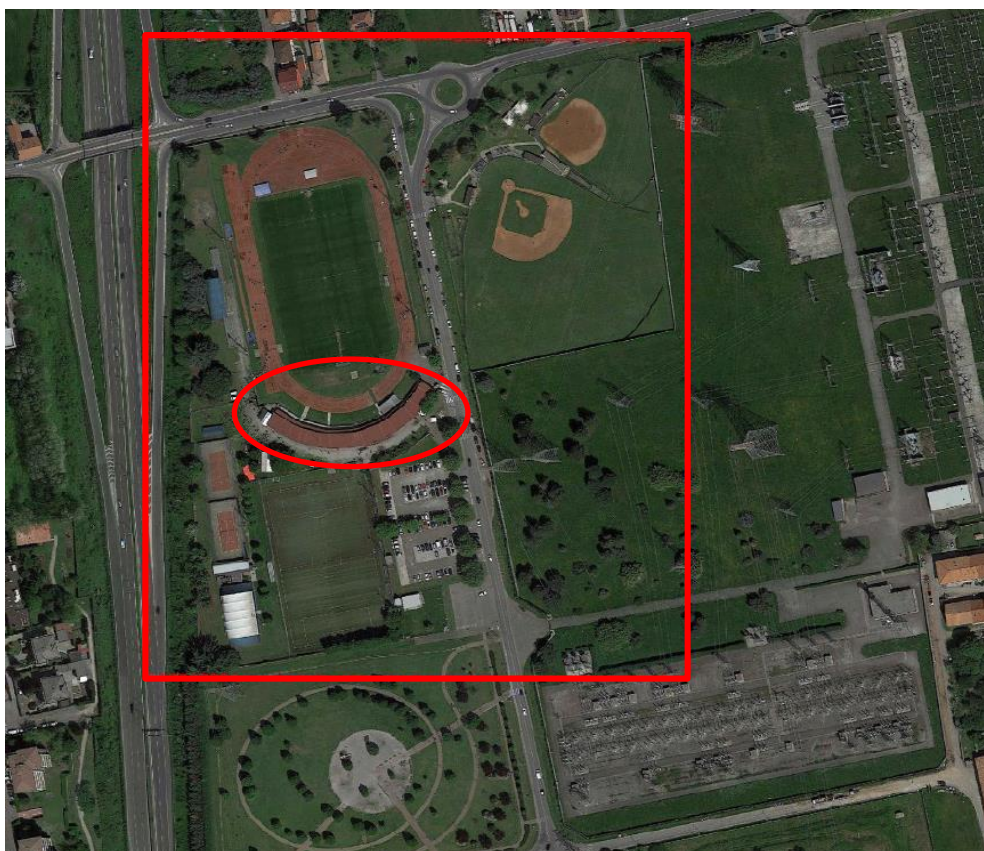


ISO 9001 - ISO 14001 - ISO 45001

## 1 DESCRIZIONE DELL'OPERA E DELLO SCHEMA STRUTTURALE

Trattasi dei “Lavori di rigenerazioni ed efficientamento energetico del centro sportivo Franco Giorgetti”, sito in via Europa, nel comune di Bovisio Masciago (MB), che prevedono la realizzazione di due nuovi edifici ad uso spogliatoio (denominati Edificio A1 ed Edificio A2) e, a seguito di demolizione dell’edificio attualmente esistente, la realizzazione di un nuovo edificio polifunzionale (denominato Edificio A).

In Figura 1 si individua l’area oggetto di intervento con l’edificio esistente, mentre in Figura 2 il lotto allo stato di progetto.



*Figura 1 Individuazione dell'area di intervento e dell'edificio esistente*

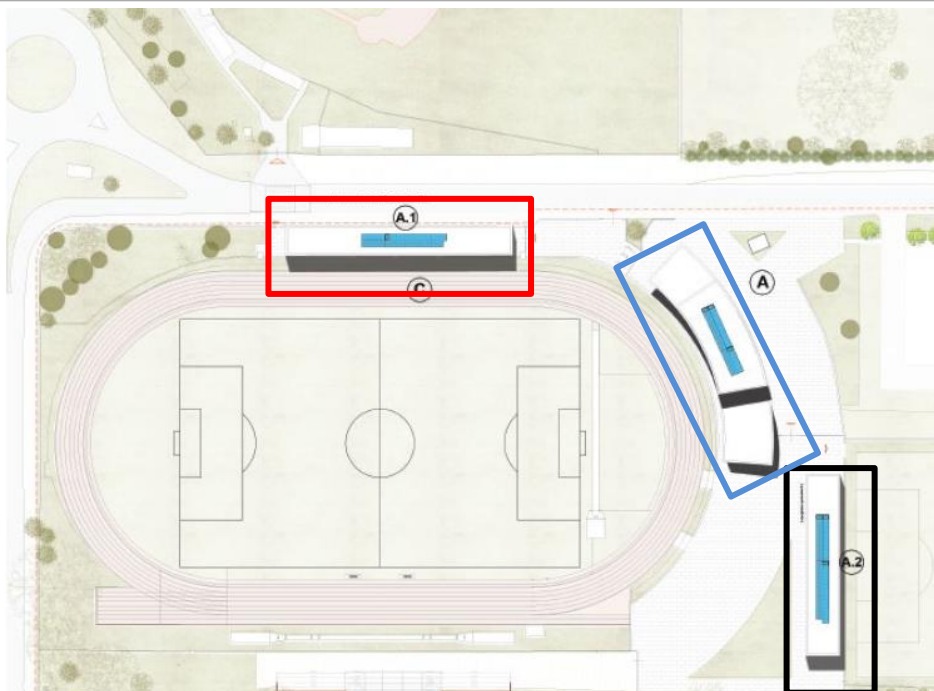


Figura 2 Individuazione dello stato di progetto

Oggetto della presente relazione di calcolo è dunque il calcolo delle strutture portanti a servizio dei nuovi edifici di cui sopra.

Il corpo di fabbrica individuato nel rettangolo rosso in Figura 2 - “**Edificio A1**” - è realizzato in calcestruzzo armato, ed è costituito da un piano fuori terra adibito a spogliatoio, con copertura piana accessibile per sola manutenzione, e privo di piani interrati. Tale fabbricato presenta un ingombro in pianta di circa 365m<sup>2</sup>.

Il secondo corpo di fabbrica individuato nel rettangolo nero in Figura 2 - “**Edificio A2**” - è realizzato in calcestruzzo armato, ed è costituito da un piano fuori terra adibito a spogliatoio, con copertura piana accessibile per sola manutenzione, e privo di piani interrati. Tale fabbricato presenta un ingombro in pianta di circa 349m<sup>2</sup>.

Il terzo corpo di fabbrica individuato nel rettangolo blu in Figura 2 - “**Edificio A**” - è realizzato in calcestruzzo armato, ed è caratterizzato da una geometria curva, con una porzione a un piano fuori terra ed una porzione a due piani fuori terra. La porzione ad un piano è caratterizzata da una copertura praticabile mentre la porzione a due piani è caratterizzata da una copertura non praticabile. Tale fabbricato presenta un ingombro in pianta di circa 765m<sup>2</sup>.

Si veda Figura 2 per individuazione delle aree di cui sopra.

Da un punto di vista strutturale, per tutti i corpi di fabbrica si è ricorsi ad uno schema pendolare, disaccoppiando il contributo resistente ai carichi orizzontali da quello resistente ai carichi verticali. È stato previsto un sistema di setti in calcestruzzo armato con il compito di resistere alle sollecitazioni sismiche (si vedano tavole strutturali allegate). La resistenza ai carichi verticali

invece, è affidata ad un sistema di solai prefabbricati autoportanti tipo alveolare e solai prefabbricati con lastre prefabbricate in polistirene tipo “Airfloor” 24+6 cm, pilastri e setti.

Gli elementi che non contribuiscono alla resistenza al sisma sono definiti “secondari”. Tali elementi, tuttavia, devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all’azione sismica di progetto mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Data l’estensione significativa di tutti gli edifici, si è scelto di suddividere ogni corpo di fabbrica in due singoli edifici, debitamente giuntati sismicamente.

Le fondazioni saranno di tipo diretto, della tipologia a trave rovescia.

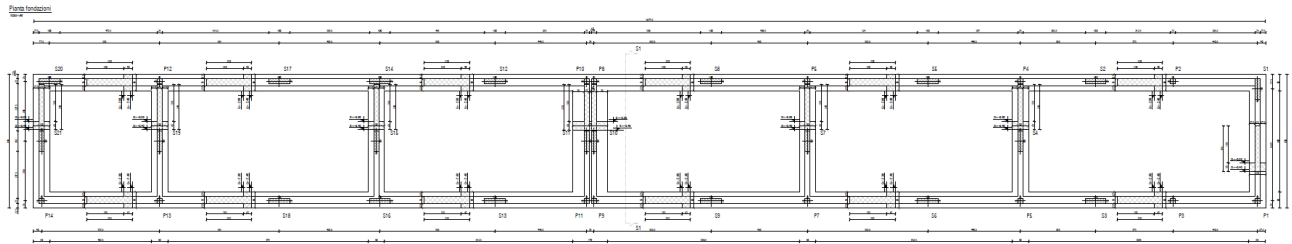


Figura 3 Pianta fondazioni edificio A1

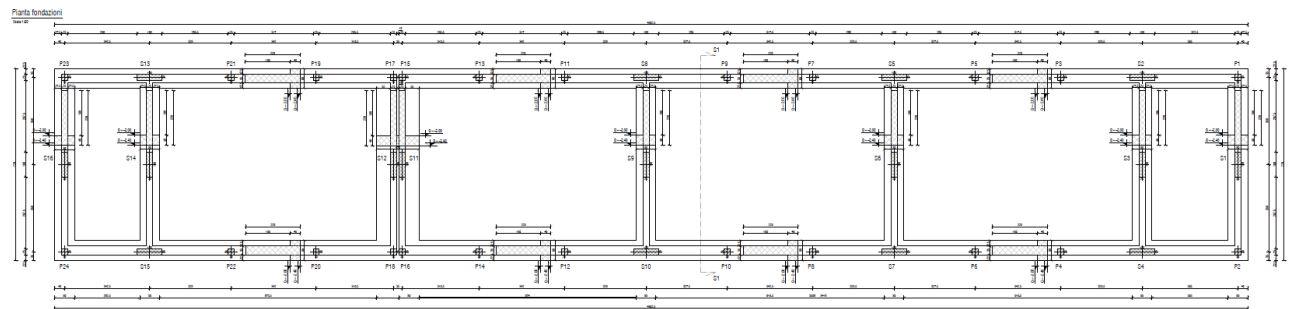


Figura 4 Pianta fondazioni edificio A2



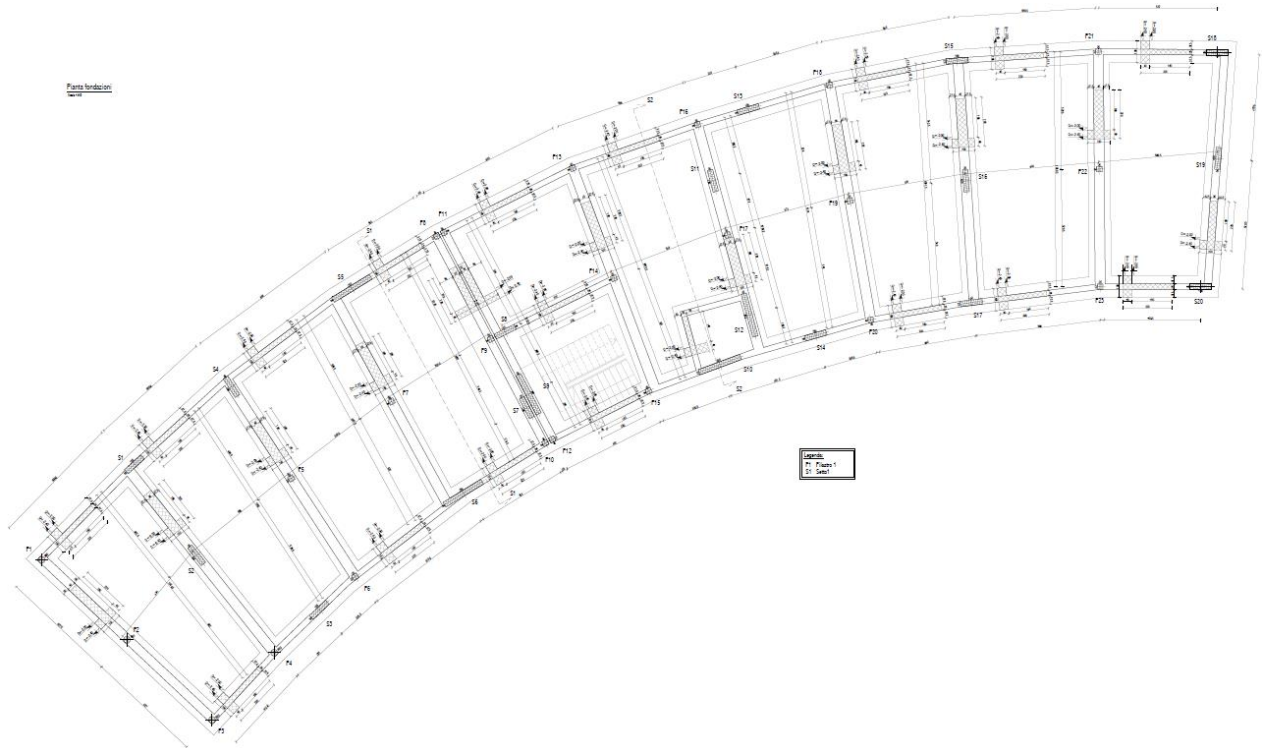


Figura 5 Pianta fondazioni edificio A

In accordo alla normativa di riferimento la struttura in oggetto è stata progettata in classe di duttilità bassa (CD "B").

La tipologia strutturale, per tutti i corpi di fabbrica, è riconducibile a "Struttura a pareti" secondo Tab.7.3.II della Normativa Vigente. A tale tipologia corrisponde, in classe di duttilità bassa (CD "B"), un fattore di comportamento  $q_0$  relativo allo SLV pari a 3.

I corpi di fabbrica "Edificio A1 e Edificio A2" risultano regolari in altezza, da cui fattore di comportamento pari a  $q_{SLV}=3$  ( $KR = 1$ ).

Il corpo di fabbrica "Edificio A" non risulta regolare in altezza, da cui fattore di comportamento pari a  $q_{SLV}=2.4$  ( $KR = 0.8$ ).

Si è assunto che l'edificio A appartenga alla classe d'uso III ovvero "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi [...]"; la vita nominale  $V_N$  dell'opera è stata definita maggiore o uguale a 50 anni.

Mentre per gli Edifici A1 e A2 si è assunto una classe d'uso II ovvero "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti [...]"; la vita nominale  $V_N$  dell'opera è stata definita maggiore o uguale a 50 anni.

Scopo della presente è l'illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti ed al tasso di lavoro dei materiali per le tipologie strutturali maggiormente significative.

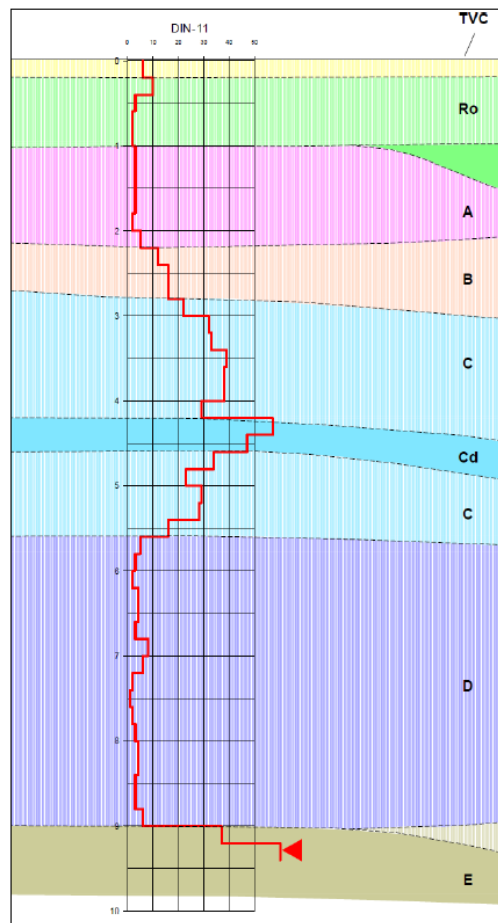
## 2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la definizione delle caratteristiche del terreno sul quale sorgerà il manufatto si è fatto riferimento alla relazione geologica redatta a Gennaio 2023, da parte del Dott. Geol. Crippa Fausto e successivo confronto con lo stesso da parte dello Scrivente.

Per la caratterizzazione del sito, in fase di progettazione definitiva, sono state condotte le seguenti attività:

- esecuzione di n. 12 prove penetrometriche dinamiche standardizzate;
- indagine sismica con prova MASW;

Di seguito si riporta, sinteticamente, la caratterizzazione geotecnica del sito:



*Figura 6 Modello geologico-tecnico di riferimento*

Strato	Classificazione USCS	z	N60	gamma	phi	c	Md	Id	CF
--------	-------------------------	---	-----	-------	-----	---	----	----	----

TVC	ML (*)	0,4	13	17,0	0,0	37,5	4,9	0,0	60
Ro	GC (*)	1	4	15,7	21,0	0,0	12,8	20,0	20
A	SC	2	4	15,7	21,0	0,0	3,5	23,0	20
B	SM	2,8	10	17,5	26,0	0,0	8,4	31,5	20
C	GM	5,6	31	18,5	34,0	0,0	44,4	52,1	20
D	SC	8,8	3	15,7	21,0	0,0	5,4	19,8	20
E	GM (**)	9,4	29	18,5	34,0	0,0	48,2	47,3	20

#### Legenda

strato = orizzonte geotecnico in precedenza descritto

z = profondità dello strato espressa in metri dal piano campagna

N60 = numero dei colpi SPT standardizzato; gamma = peso di volume (kN/mc) phi = angolo d'attrito (°) a volume costante; c = coesione (kPa)

Md = modulo di deformabilità (MPa); Id = indice di densità relativa (%); CF = contenuto di fini (%)

#### Figura 7 Parametri geotecnici di riferimento

Come riportato nei documenti sopra citati, nel corso delle indagini geognostiche non è stata rilevata la presenza di falda, da cui si ritiene che la falda sia molto profonda (e non interagente con le opere di progetto).

Le condizioni di amplificazione sismica (litologica e morfologica) risultano essere le seguenti: categoria di sottosuolo D e categoria topografica T1.

Si rimanda alla documentazione sopra citata per ulteriori specifiche.



### 3 CAPACITÀ PORTANTE

Nel seguito si riportano le verifiche in termini di capacità portante, in particolare con riferimento a:

- Travi di fondazione a quota Q.I = -2.41m – Edificio A1
- Travi di fondazione a quota Q.I = -2.41m – Edificio A2
- Travi di fondazione a quota Q.I = -2.41m – Edificio A

Per le verifiche è stata utilizzata la teoria di Brich-Hansen, in condizioni non drenate. La valutazione della capacità portante è stata effettuata considerando la stratigrafia riportata nel cap.2.

Nel calcolo della capacità portante è stato considerato un affondamento di 2,20 cm coincidente allo spessore della trave di fondazione.

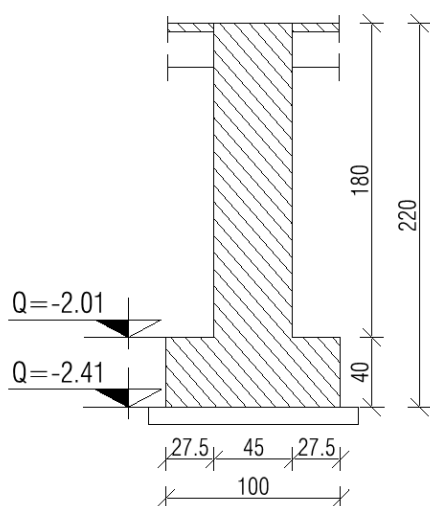


Figura 9 Sezione tipo Fondazioni Edificio A

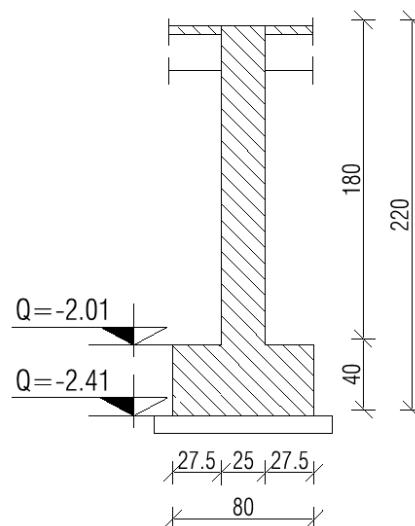


Figura 8 Sezione tipo Fondazioni Edificio A1-A2

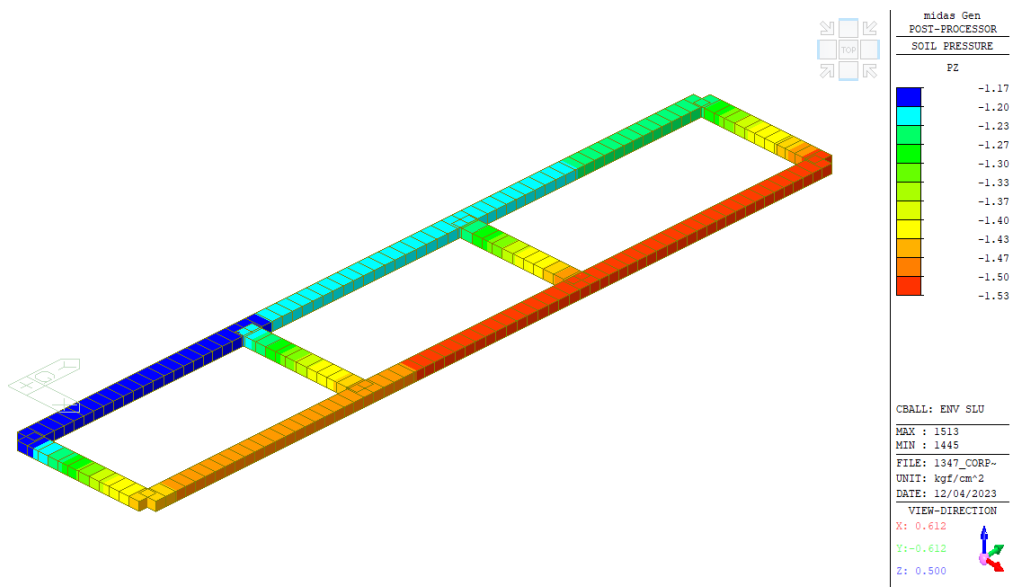
Si portano nel seguito le verifica di capacità portante in accordo a quanto previsto al §6.4.2.1 delle NTC2018 considerando l'approccio 2 (A1+M1+R3).

In particolare, relativamente alla valutazione della capacità portante sono state considerate le caratteristiche relative allo strato B, considerando la condizione non drenata.

### 3.1 EDIFICIO A1

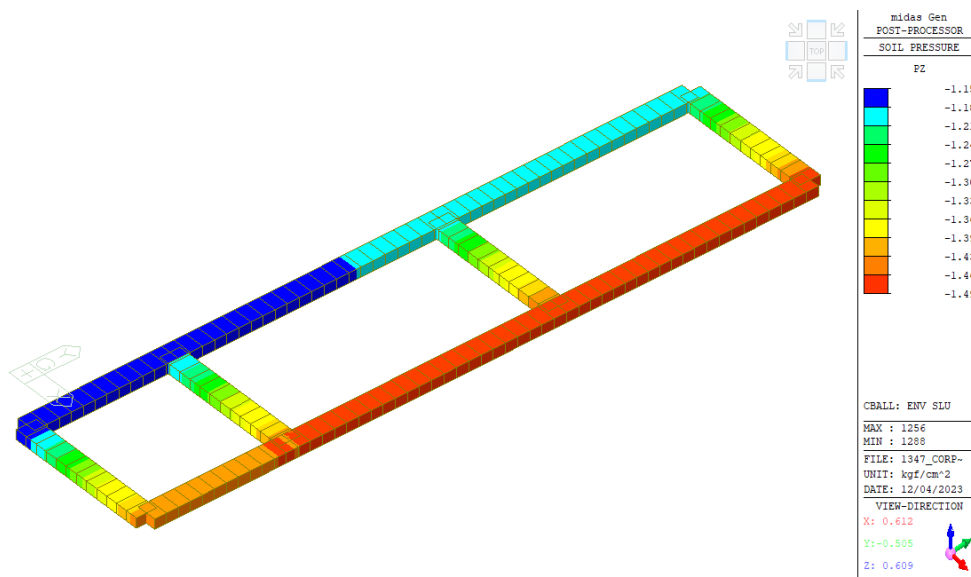
Si riportano nel seguito l'involuppo delle pressioni agenti sul terreno per quanto riguarda l'edificio A1.

#### EDIFICIO A1-PARTE 1



La pressione massima risulta essere pari a **1,53 daN/cm²**.

#### EDIFICIO A1-PARTE 2

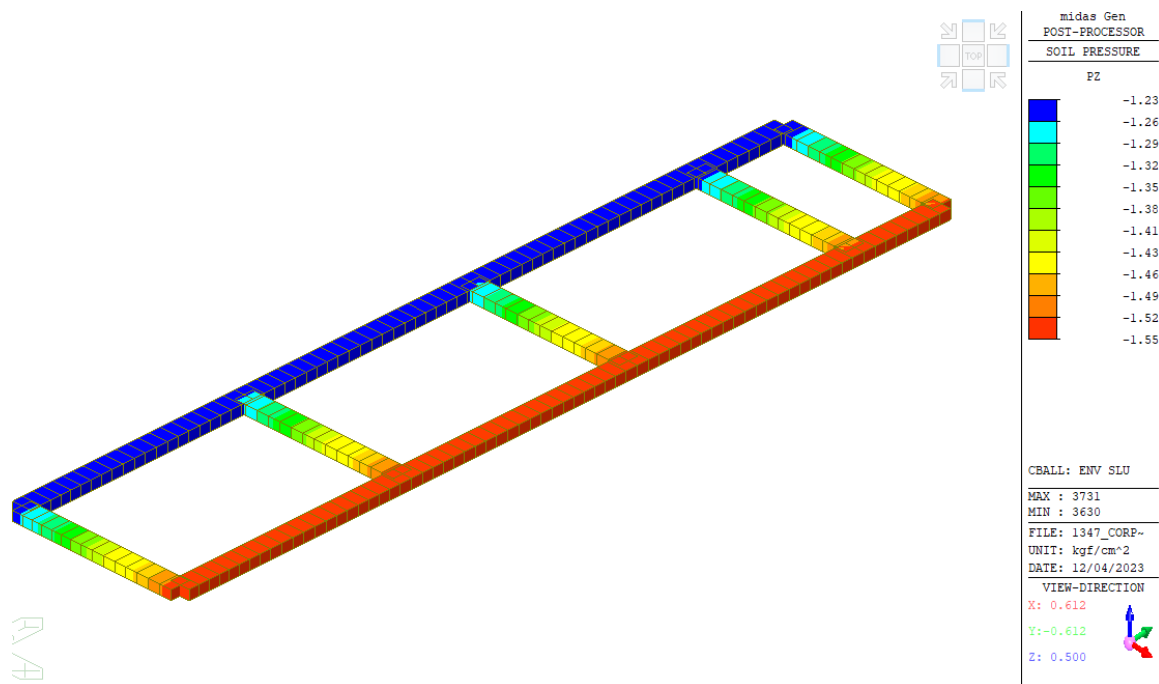


La pressione massima risulta essere pari a **1,49 daN/cm²**.

### 3.1 EDIFICIO A2

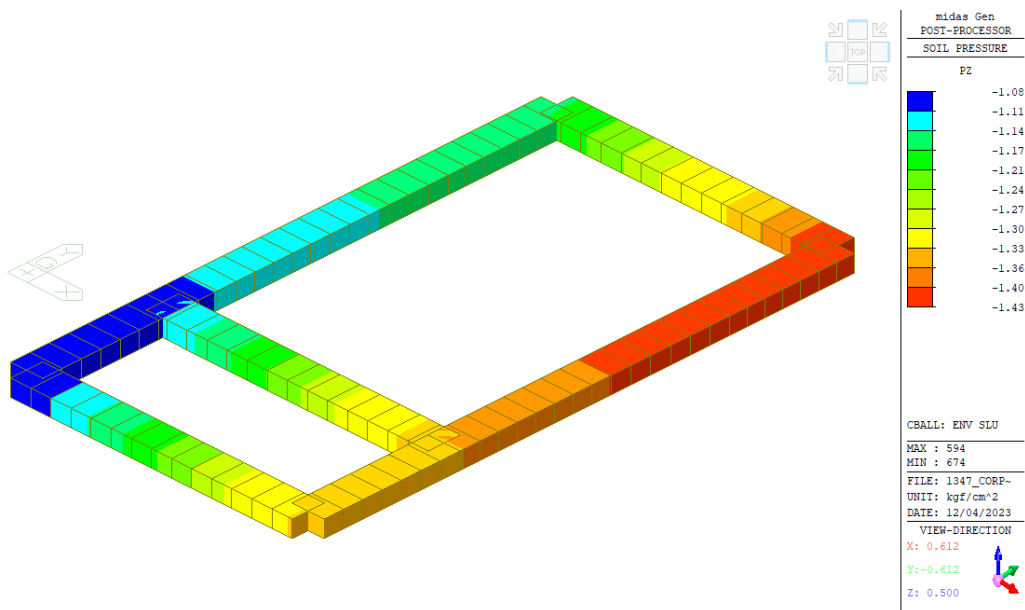
Si riportano nel seguito l'involuppo delle pressioni agenti sul terreno per quanto riguarda l'edificio A2.

#### EDIFICIO A2-PARTE 1



La pressione massima risulta essere pari a **1,55 daN/cm²**.

#### EDIFICIO A2-PARTE 2

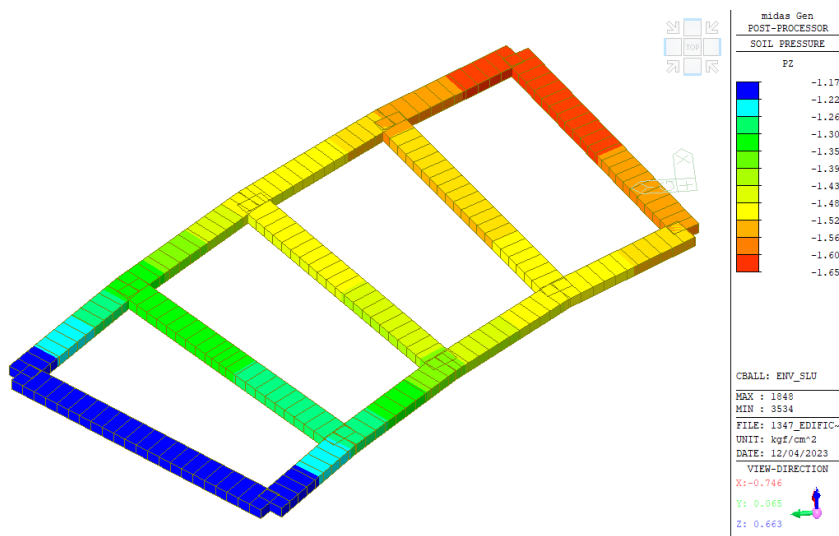


La pressione massima risulta essere pari a **1,43 daN/cm<sup>2</sup>**.

### 3.1 EDIFICIO A

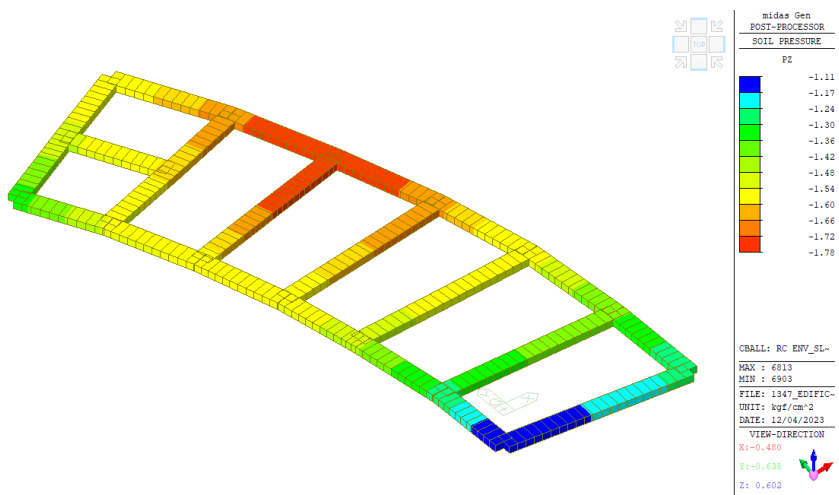
Si riportano nel seguito l'involuppo delle pressioni agenti sul terreno per quanto riguarda l'edificio A.

#### EDIFICIO A-PARTE 1



La pressione massima risulta essere pari a **1,65 daN/cm<sup>2</sup>**.

#### EDIFICIO A-PARTE 2



La pressione massima risulta essere pari a **1,78 daN/cm<sup>2</sup>**.

Si riporta nel seguito il calcolo della capacità portante in condizioni non drenate.

## CALCOLO DEL CARICO LIMITE PER UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE

Il terreno di fondazione di qualsiasi struttura deve essere in grado di sopportare il carico che gli viene trasmesso dalle strutture sovrastanti senza che si verifichi rottura e senza che i cedimenti della struttura siano eccessivi. Questo foglio di calcolo affronta il problema della determinazione della resistenza limite a taglio (carico ultimo o carico limite) di una fondazione. Il valore del carico limite della fondazione diretta viene calcolato in funzione delle caratteristiche della fondazione e delle proprietà fisico-meccaniche del terreno di posa.

Il calcolo del carico limite viene determinato con la formula:

$$Q_{lim} = A_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + A_c \cdot N_c \cdot c + A_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

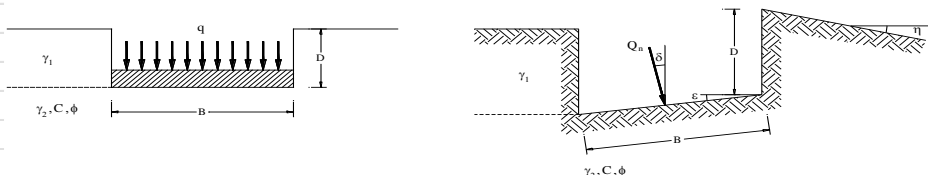
La formula utilizzata ha una forma trinomia in cui ciascun termine è legato all'angolo di attrito, alla coesione ed al peso specifico del terreno.

$A_q$  -  $A_c$  -  $A_\gamma$  sono dei coefficienti correttivi che rappresentano il prodotto del fattore di profondità, di forma, di inclinazione e della eccentricità dei carichi. Vari autori propongono formule diverse per detti fattori nonché per i coefficienti  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$ . In particolare, Meyerhof non tiene conto della inclinazione del piano di posa e del piano di campagna.

### DATI DI INPUT

$\gamma_1 =$	1750	Kg/m <sup>3</sup>	Peso specifico del terreno al di sopra della fondazione
$\phi =$	26	°	Angolo di attrito interno del terreno di posa
$\gamma_2 =$	1850	Kg/m <sup>3</sup>	Peso specifico del terreno al di sotto della fondazione
$c =$	0	Kg/cm <sup>2</sup>	Coesione del terreno
$D =$	2.2	m	Altezza o Profondità della fondazione
$B =$	0.8	m	Larghezza della fondazione (lato minore)
$L =$	30	m	Lunghezza della fondazione (lato maggiore)
$N =$	0	Kg	Carico sulla fondazione
$\delta =$	0	°	Angolo di inclinazione del carico rispetto alla verticale
$\varepsilon =$	0	°	Angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione
$\eta =$	0	°	Angolo di inclinazione del piano di campagna
$E_B =$	0	m	Eccentricità del carico lungo la larghezza B della fondazione
$E_L =$	0	m	Eccentricità del carico lungo la lunghezza L della fondazione

Per il significato dei simboli si fa riferimento alla figura seguente:



Dimensioni di calcolo della fondazione		B =	0.80	m			
		L =	30.00	m			
Per il calcolo del carico limite si utilizzerà la teoria: 2							
TEORIA DI HANSEN							
Utilizzando la seguente formula:							
		$Q_{lim} = A_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + A_c \cdot N_c \cdot c + A_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$					
con	$A_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q$		Per $\phi=0$ :				
	$A_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c$		$A_q = 1$				
	$A_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$		$A_c = 1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c$				
dove:	s	è il fattore di forma					
	d	è il fattore di profondità					
	i	è il fattore di inclinazione del carico					
	g	è il fattore di inclinazione del piano di campagna					
	b	è il fattore di inclinazione del piano di posa della fondazione					
I valori dei coefficienti secondo la teoria 2 ) di HANSEN sono:							
Coefficiente di spinta passiva:		$K_p =$	2.561				
Coefficienti:		$N_q =$	11.854	$N_c =$	22.254	$N_\gamma =$	7.941
Componente verticale del carico:		0.00	Kg				
Componente orizzontale del carico:		0.00	Kg				
FATTORI SECONDO HANSEN							
Forma	$s_q =$	1.013	$s_c =$	1.014	$s_\gamma =$	0.989	
Profondità	$d_q =$	1.015	$d_c =$	1.019	$d_\gamma =$	1.000	
Inclinazione carico	$i_q =$	1.000	$i_c =$	1.000	$i_\gamma =$	1.000	
Inclinazione piano di campagna	$g_q =$	1.000	$g_c =$	1.000	$g_\gamma =$	1.000	
Inclinazione piano di posa	$b_q =$	1.000	$b_c =$	1.000	$b_\gamma =$	1.000	
CARICO LIMITE SECONDO LA TEORIA DI HANSEN							
COEFFICIENTI CORRETTIVI:							
$A_q =$	1.028	$A_c =$	1.034	$A_\gamma =$	0.989		
CARICO LIMITE:	$Q_{lim}=$	5.27	Kg/cm <sup>2</sup>				
CAPACITA' PORTANTE:	$Q_{rd}=$	2.29	Kg/cm <sup>2</sup>				

Essendo il carico ultimo pari a 5,27 kg/cm<sup>2</sup> è possibile ottenere un carico limite pari a **2,29 kg/cm<sup>2</sup>** il quale risulta superiore alla massima pressione agente pari a **1,78 kg/cm<sup>2</sup>**.

**La verifica in termini di capacità portante risulta essere rispettata.**