

COMUNE DI MARCARIA



Via F. Crispi, 81 - 46010 Marcaria (MN) Tel. 0376 953010
P.IVA e C.F. 00416240208 PEC: marcaria.mn@legalmail.it

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

C.U.P.: E75I17000020004

MASOTTO MARCO

ARCHITETTO

Strada Cipata, 34 - 46100 Mantova (MN)

architetto.masotto@gmail.com

Tel. 3511590557

REGIONE	PROVINCIA	COMUNE
LOMBARDIA	MANTOVA	MARCARIA

TITOLO DEL PROGETTO:

LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE E AMPLIAMENTO DELLE STRUTTURE SPORTIVE DI VIA LEVATA IN MARCARIA (MN)

UBICAZIONE:	RIFERIMENTI CATASTALI
VIA LEVATA C.M. - MARCARIA (MN)	FOGLIO 32, MAPP. 42

TITOLO DELL'ELABORATO:	CODICE ELABORATO:
RELAZIONE GEOTECNICA	SCALA: ---

R09

IL PROGETTISTA	IL COMMITTENTE	L'IMPRESA ESECUTRICE
Arch. Marco Masotto (timbro e firma)	IL R.U.P. (timbro e firma)	Impresa (timbro e firma)

Data	Revisione n°	Redatto	Controllato	Approvato
12/09/2017	Emissione	Mari	Mari	Masotto

INDICE

INDICE.....	2
1. PREMESSA.....	3
2. DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE.....	4
2.1. Fondazioni.....	4
2.2. Struttura di elevazione in c.a.....	4
1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
2. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO.....	6
3. PARAMETRI GEOTECNICI ADOTTATI.....	9
4. RISULTATI DEL CALCOLO	11
2.2.1. Pressioni al suolo.....	11
5. SOLLECITAZIONI PER ELEMENTO	13
6. CALCOLO CAPACITA' PORTANTE.....	13
6.1. Travi di fondazione.....	15
7. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	18
7.1. Travi di fondazione.....	19

1. PREMESSA

Nell'ambito del progetto per la ristrutturazione e l'ampliamento delle strutture sportive di via Levata in Marcaria, di proprietà dell'amministrazione comunale di Marcaria, si rende necessario il dimensionamento statico e sismico delle strutture da realizzare in opera, in muratura e c.a.o., specificatamente trattasi di:

- Strutture di fondazione di tipo diretto a travi rovesce;
- Strutture di elevazione, a setti portanti in muratura armata
- Cordoli e travi in c.a.;
- Solai intermedi realizzati con tecnologia laterocemento.
- Solaio di copertura in laterocemento.

Ai fini quindi della realizzazione dell'opera, così come poi per il necessario collaudo statico, si dovrà fare esclusivo riferimento agli elaborati progettuali facenti parte della presente documentazione.

Nel seguito saranno esposte le verifiche di capacità portante degli elementi di fondazione.

Si sottolinea in particolare l'importanza dell'esecuzione dei saggi esplorativi iniziali, **prima dell'inizio dei lavori.**

2. DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE

Si procede quindi alla descrizione delle varie opere oggetto di progettazione nell'ambito dell'intervento in oggetto.

2.1. Fondazioni

L'edificio in oggetto è costituito da un fabbricato a due piani fuori terra, realizzato come detto con struttura in muratura portante armata.

Le strutture di fondazione adottate sono essenzialmente di tipo diretto, trattasi di fondazioni a travi rovesce in c.a., dal cui spicciato sono poi realizzate le strutture di elevazione. Le travi di fondazione presentano uno spessore della ciabatta inferiore pari a 40 cm, l'altezza complessiva della trave di fondazione è pari a 70 cm. Il tutto è mostrato nell'immagine seguente e negli elaborati grafici.

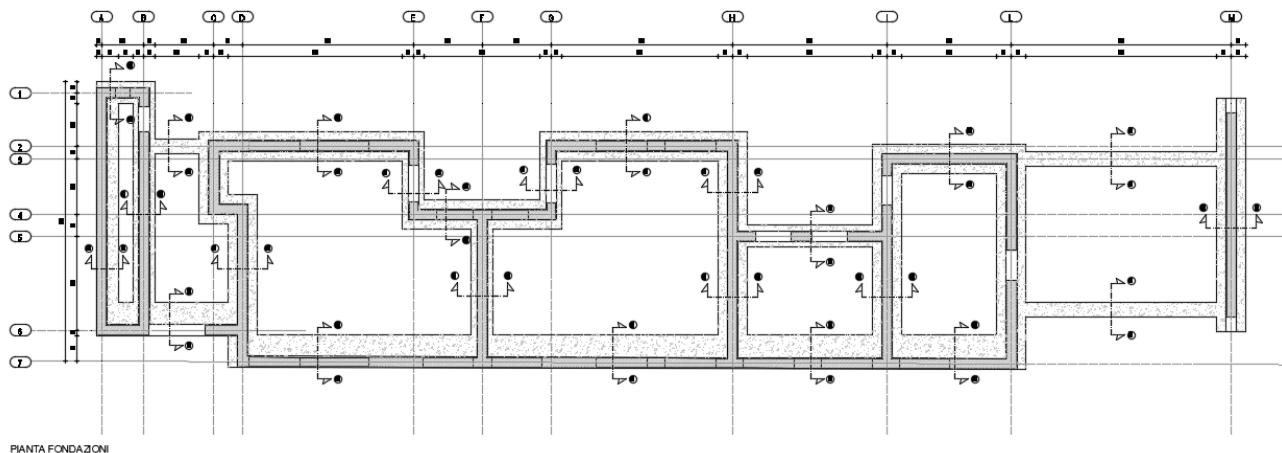


Figura 1: pianta fondazioni – quota 0,00

Si rimanda agli elaborati grafici per la definizione completa delle strutture di fondazione.

2.2. Struttura di elevazione in c.a.

La struttura in elevazione è realizzata con muratura portante armata in laterizio semipieno e solai di interpiano in laterocemento.

La figura seguente mostra la pianta del primo solaio.

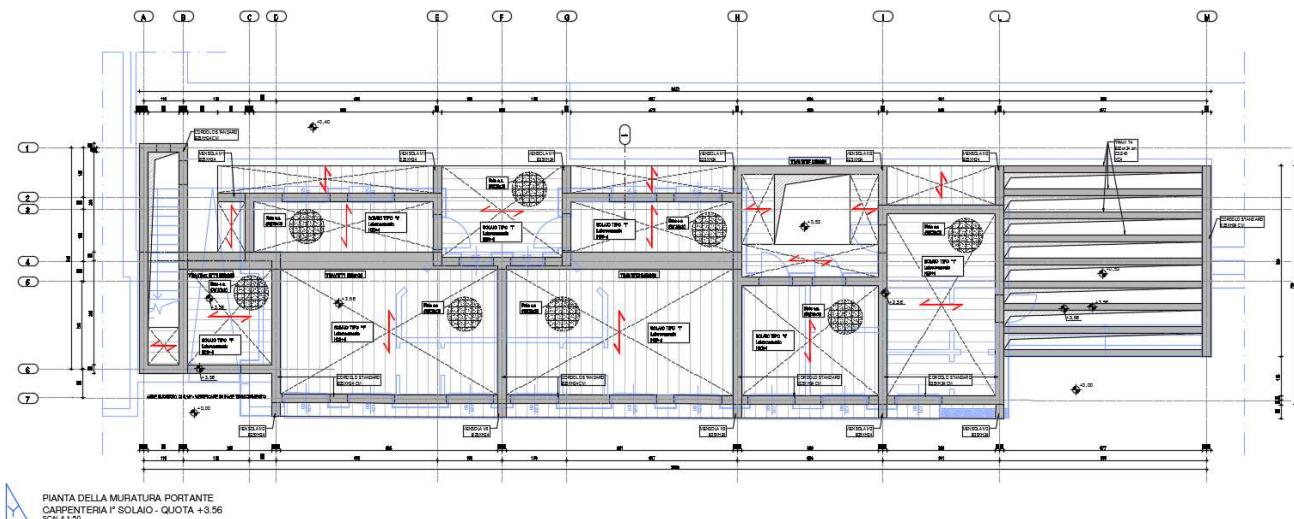


Figura 2: Pianta primo solaio

Nella zona afferente la torretta è presente un solaio intermedio ed un solaio di copertura, rappresentati nel seguito e negli elaborati grafici relativi.

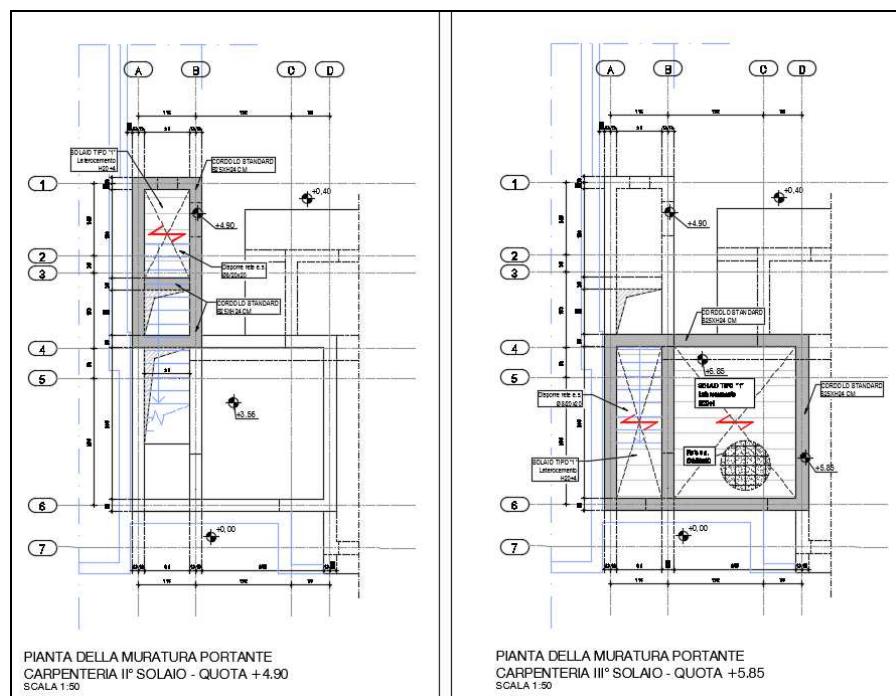


Figura 3: Pianta secondo e terzo solaio

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento per il calcolo, dimensionamento e verifica delle strutture è la seguente:

- [1] D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni".
- [2] Circolare 2/02/2009, n.617: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

2. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

Per la realizzazione dell'opera è stato condotto uno specifico studio geologico a cura del dott. Geol. Rosario Spagnolo, con l'esecuzione di una specifica campagna di prove volte a determinare la stratigrafia dei terreni presenti in sito e la caratterizzazione geotecnica e sismica degli stessi.

Ubicazione sondaggi geognostici



Figura 4: individuazione delle prove eseguite

Il modello geologico che ne deriva è riportato nel seguito, estratto dalla relazione geologica:

ORIZZONTE A

Da 0.00 a 2.5 m da p.c.: si ha un deposito limo-sabbioso con medi parametri geotecnici, vengono di seguito riportati i valori caratteristici.

γ	1.85 T/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	0.85 T/m ³	Peso unitario del terreno in falda
M_o	90 Kg/cm ²	Modulo edometrico
ϕ	28°	Resistenza al taglio drenata
ϕ_{cv}	27°	Resistenza al taglio a volume costante
V_s	180 m/sec	Velocità delle onde S

ORIZZONTE B

Da 1 a 15 m da p.c.: si ha una litozona sabbiosa con lenti di limo e ghiaia. L'orizzonte presenta buoni parametri geotecnici.

γ	1.95 T/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	0.95 T/m ³	Peso unitario del terreno in falda
ϕ	32°	Resistenza al taglio drenata
ϕ_{cv}	30°	Resistenza al taglio a volume costante
M_o	160 Kg/cm ²	Modulo edometrico
V_s	340 m/sec	Velocità delle onde S

Sulla base della stratigrafia rilevata il geologo conclude che:

La falda è stata intercettata a circa 4 m da p.c..

Si evidenzia in particolare la parte conclusiva della parte relativa alla liquefazione, dove si dichiara che:

Nella verifica eseguita è stato ottenuto un valore di **IL = 1.5**, indice di un rischio di liquefazione basso e il fattore di sicurezza $F_s > 1$ considerando una magnitudo di riferimento e un'accelerazione sismica secondo il D.M. 14 gennaio 2008.

Dal punto di vista sismico si è operato come segue:

12 ANALISI SISMICA

E' stata condotta una indagine geofisica di sismica per ricavare una caratterizzazione dinamica del sottosuolo nelle prime decine di metri con l'individuazione delle principali unità geofisiche presenti. L'indagine è consistita in uno stendimento di sismica posizionato, così come riportato nella foto sopra riportata, in modo da mantenere la linearità dello stendimento ed evitare il disturbo. La lunghezza dello stendimento è di 45,5 metri (il massimo consentito).

Lungo lo stendimento sono stati posizionati 12 geofoni monocomponente verticali, del tipo elettromagnetico a bobina mobile con frequenza propria di 10 Hz, in grado di tradurre in segnale elettrico la velocità con cui il suolo si sposta al passaggio delle onde sismiche prodotte da una sorgente energizzante costituita da una massa battente verticale. Si è ripetuto lo stendimento utilizzando dei geofoni orizzontali con frequenza di 10 Hz, posizionati longitudinalmente allo stendimento e generando una sollecitazione sismica verticale, per la misura della velocità della componente longitudinale delle onde di Rayleigh R.

La distanza tra i geofoni è stata fissata in 3,5 m. Si è utilizzato un punto di energizzazione posto all' estremità, a 7 m di distanza dal primo geofono.

I cui risultati sono stati:

Il valore V_{s50} è 325 m/sec.

Secondo normativa la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la C:

Depositi di terreni a grana grossa moderatamente addensati o terreni a grana fina moderatamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s50} compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

La categoria di suolo sismico è quindi "C", la categoria topografica è assunta pari a "T1".

Il geologo conclude quindi la relazione dichiarando:

13 CONCLUSIONI

Di seguito vengono richiamati le principali caratteristiche geologiche riscontrate in sito:

- Il livello statico della falda freatica è stato intercettato alla profondità di 4 m da p.c., la stessa a causa di fluttuazioni stagionali può raggiungere quota 2 m da p.c..
- Per la natura dei terreni individuata, per la collocazione geografica del sito e a seguito dell'elaborazione delle indagini effettuate i principali parametri sismici risultano i seguenti:
Zona: 3 (da OPCM 3519/06) **Amax** di picco al suolo più conservativa: **0,123 g** (valore più cautelativo da risposta sismica locale) **Categoria suolo: C**;
- Per un sisma con $M=6,0$, accelerazione pari a 0,101g e livello della piezometrica è di 4 m da p.c. il potenziale di liquefazione massimo risulta pari a **IL = 1.5**, associando il sito a rischio basso.

3. PARAMETRI GEOTECNICI ADOTTATI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito è la seguente:

ORIZZONTE A

Da 0.00 a 2.5 m da p.c.: si ha un deposito limo-sabbioso con medi parametri geotecnici, vengono di seguito riportati i valori caratteristici.

γ	1.85 T/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	0.85 T/m ³	Peso unitario del terreno in falda
M_o	90 Kg/cm ²	Modulo edometrico
ϕ	28°	Resistenza al taglio drenata
ϕ_{cv}	27°	Resistenza al taglio a volume costante
V_s	180 m/sec	Velocità delle onde S

Prescrivendo comunque di raggiungere lo strato maggiormente consistente, eventualmente con approfondimenti in magrone, nel caso in cui localmente si evidenziasse un terreno scarsamente consistente.

Considerando che si prevede la realizzazione di travi rovesce, l'interazione avviene prevalentemente con gli strati più superficiali di terreno, pertanto saranno adottati i valori indicati per l'orizzonte A più prossimo alla superficie.

Relativamente al valore della costante di Winkler, in fase di calcolo è stato adottato il valore $K_w = 2$ daN/cmc, cautelativamente basso per massimizzare gli effetti in termini di sollecitazioni sugli elementi di fondazione, pura avendo indicato il geologo un valore anche superiore, come mostra l'estratto seguente:

10.1 VALORE DI CALCOLO DEL COEFFICIENTE WINKLER

Si procede dunque ad una valutazione tradizionale e diffusa del coefficiente di Winkler da introdurre nei modelli di calcolo.

$$K_w = E / (B * C_D * C_T) - \text{Costante elastica di sottofondo}$$

Dove:

E = modulo elastico del terreno

B = larghezza minima della fondazione

C_D = coefficiente di approfondimento (Christian & Carrier 1978)

C_T = coefficiente relativo ad uno strato incompress. a prof. H (Christian & Carrier 1978).

B (m)	D (m)	K di Winkler (Kg/cm ³)
0.8 x 0.8	1	4.3

4. RISULTATI DEL CALCOLO

In questo capitolo sono riportati i diagrammi di pressione massima al suolo, derivanti dall'analisi riportata nella relazione di calcolo a cui si rimanda per le specifiche tecniche del calcolo. Sono proposte una serie di immagini riassuntive e successivamente una tabella riepilogativa dei principali risultati.

Le immagini seguenti mostrano le massime pressioni al suolo per le travi di fondazione e per la platea.

2.2.1. Pressioni al suolo

Le pressioni al suolo trasmesse dalla struttura, sono utilizzate nella relazione geotecnica, per la verifica di capacità portante del terreno.

Le immagini seguenti mostrano le massime pressioni al suolo per le travi di fondazione.

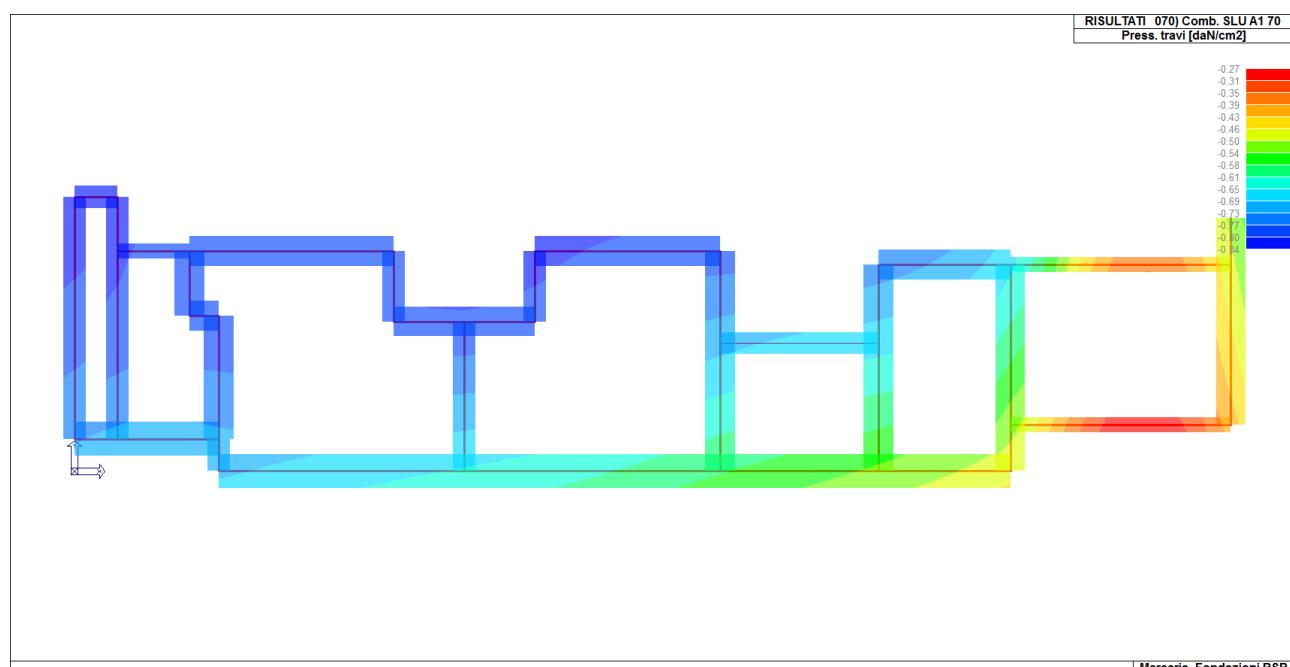


Figura 5: Pressione minima platea - SI II statico – CC70

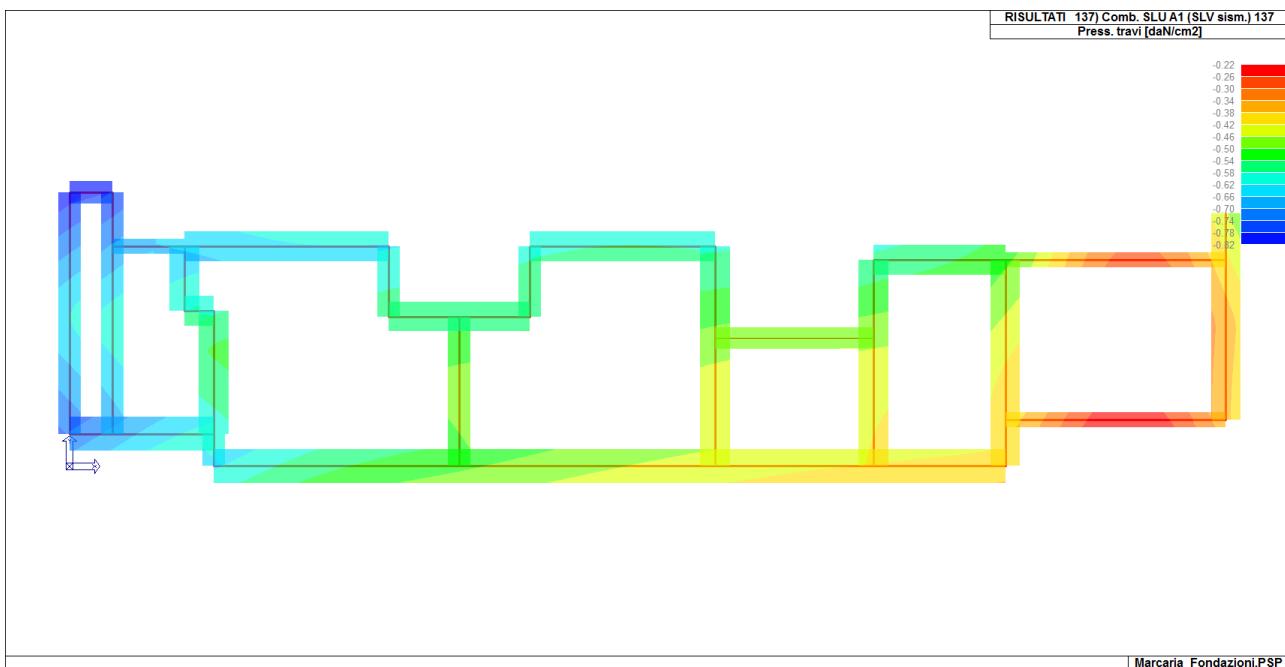


Figura 6: Pressione minima platea - SLV sismico – CC137

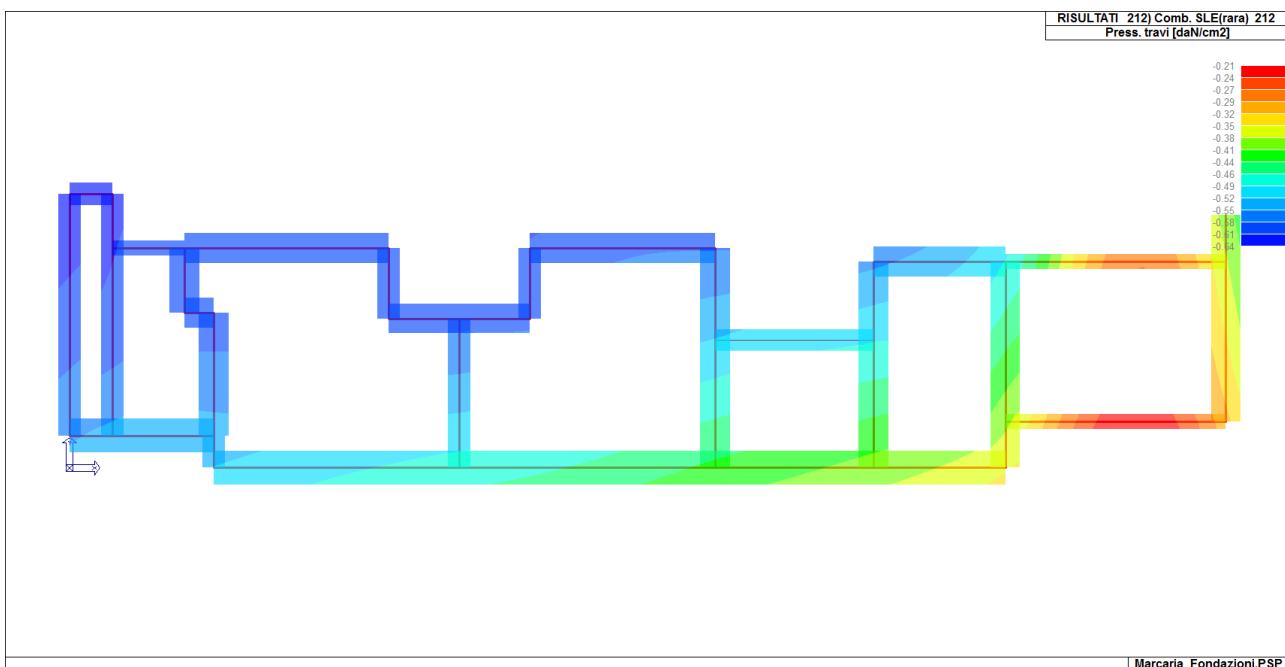


Figura 7: Pressione massima al suolo – SLE rara – CC212

5. SOLLECITAZIONI PER ELEMENTO

Le pressioni riscontrate nei vari elementi di fondazione sono riportati nella tabella seguente.

L'approccio di calcolo considerato è l'APPROCCIO 2, pertanto le verifiche sono condotte nei riguardi di una combinazione tipica A1+M1+R3 (per il significato dei simboli si rimanda alla normativa di riferimento).

Travi di fondazione

ELEMENTO	Combinazione di carico	Pressione massima [kg/cmq]	Carico equivalente [kN/mq]
Fondazione B40 cm	STR	0.81	32.4 kN/mq
	SLV	0.70	28 kN/mq
Fondazione B60 cm Centrata	STR	0.84	50.4 kN/mq
	SLV	0.82	49.2 kN/mq
Fondazione B60 cm L	STR	0.84	50.4 kN/mq
	SLV	0.81	48.6 kN/mq
Fondazione B90 cm L	STR	0.76	68.4 kN/mq
	SLV	0.76	68.4 kN/mq
Fondazione B80 cm centrata	STR	0.83	66.4 kN/mq
	SLV	0.67	53.6 kN/mq

6. CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Il calcolo della capacità portante delle strutture di fondazione viene eseguito considerando la relazione generale di Brinch-Hansen, con i parametri geotecnici ed il comportamento del terreno precedentemente descritto.

L'approccio di calcolo adottato è l'approccio n° 2 previsto dal DM 14.01.2008 al cap. 6.

Il dott. Geol. Rosario Spagnolo ha prodotto una verifica preliminare della capacità portante, sulla base di ipotesi progettuali, ottenendo comunque i seguenti risultati, sempre relativi all'approccio 2:

CONDIZIONI STATICHE

I risultati dei calcoli effettuati vengono riportati nel seguente prospetto.

Assumendo i seguenti dati:

Approccio II (A1+M1+R3) – Condizioni statiche

B (m)	D (m)	Q _{SLU} (Kg/cm ²)
0.8 x 0.8	1	1.6

$$Kh = \beta_s \cdot A_{\max} / g$$

$$Kv = 0.5 \cdot Kh$$

Approccio II (A1+M1+R3) – Condizioni dinamiche

B (m)	D (m)	Q _{SLU} (Kg/cm ²)
0.8 x 0.8	1	1.52

Le valutazioni condotte in sede di relazione geologica portano già a concludere che le pressioni al suolo riscontrate con il calcolo e riportate nella tabella nel cap. 6, sono certamente compatibili con le capacità portanti dei terreni presenti in sito.

Si è comunque proceduto ad un calcolo ulteriore eseguito considerando la geometria effettiva degli elementi.

6.1. Travi di fondazione

Per quanto riguarda le travi di fondazione, si è considerato il fatto che le pressioni al suolo rilevate con il calcolo sono particolarmente ridotte (circa 0.84 kg/cmq allo SLU statico). È stato comunque condotto un calcolo di controllo che conferma quanto anticipato.

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI CONTINUE – INCOERENTE		
APP. 2 – COMB. 1 – A1+M1+R3		
SOLLECITAZIONI ALLA BASE		
N =	32.4	[kN]
V =	0	[kN]
Msd-B =	0	[kNm]
B =	0.4	[m]
ecc =	0	[m]
<		
B/6 =	0.066667	[m]
Inter. Reagente		
d =	0.8	[m]
γt =	18.5	[kN/mc]
γt lat =	18.5	[kN/mc]
$\Phi'k$ =	27	[°]
	0.471239	[rad]
$\chi\Phi$ =	1	
$\Phi'd$ =	27.00	[°]
	0.47	[rad]
Nq =	13.20	
N γ =	14.47	
Nc =	23.94	
γR =	2.3	
σ_{max} =	81.00	[kPa]
	0.81	[daN/cmq]
σ_{min} =	81.00	[kPa]
	0.81	[daN/cmq]
qlim =	110.93	[kPa]
	1.11	[daN/cmq]
Fs =	1.37	V

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI CONTINUE – INCOERENTE		
APP. 2 – COMB. 1 – A1+M1+R3		
SOLLECITAZIONI ALLA BASE		
N =	28	[kN]
V =	3.444	[kN]
Msd-B =	0	[kNm]
B =	0.4	[m]
ecc =	0	[m]
<		
B/6 =	0.066667	[m]
Inter. Reagente		
d =	0.8	[m]
γt =	18.5	[kN/mc]
γt lat =	18.5	[kN/mc]
$\Phi'k$ =	27	[°]
	0.471239	[rad]
$\chi\Phi$ =	1	
$\Phi'd$ =	27.00	[°]
	0.47	[rad]
Nq =	13.20	
N γ =	14.47	
Nc =	23.94	
γR =	2.3	
σ_{max} =	70.00	[kPa]
	0.70	[daN/cmq]
σ_{min} =	70.00	[kPa]
	0.70	[daN/cmq]
qlim =	84.00	[kPa]
	0.84	[daN/cmq]
Fs =	1.20	V

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI CONTINUE – INCOERENTE			CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI CONTINUE – INCOERENTE		
APP. 2 – COMB. 1 – A1+M1+R3			APP. 2 – COMB. 1 – A1+M1+R3		
SOLLECITAZIONI ALLA BASE			SOLLECITAZIONI ALLA BASE		
N =	50.4	[kN]	N =	49.2	[kN]
V =	0	[kN]	V =	6.05	[kN]
Msd-B =	0	[kNm]	Msd-B =	0	[kNm]
B =	0.6	[m]	B =	0.6	[m]
ecc =	0	[m]	ecc =	0	[m]
<			<		
B/6 =	0.1	[m]	B/6 =	0.1	[m]
Inter. Reagente			Inter. Reagente		
d =	0.8	[m]	d =	0.8	[m]
γt =	18.5	[kN/mc]	γt =	18.5	[kN/mc]
γt lat =	18.5	[kN/mc]	γt lat =	18.5	[kN/mc]
$\Phi'k$ =	27	[°]	$\Phi'k$ =	27	[°]
	0.471239	[rad]		0.471239	[rad]
$\gamma\Phi$ =	1		$\gamma\Phi$ =	1	
$\Phi'd$ =	27.00	[°]	$\Phi'd$ =	27.00	[°]
	0.47	[rad]		0.47	[rad]
Nq =	13.20		Nq =	13.20	
N γ =	14.47		N γ =	14.47	
Nc =	23.94		Nc =	23.94	
γR =	2.3		γR =	2.3	
σ_{max} =	84.00	[kPa]	σ_{max} =	82.00	[kPa]
	0.84	[daN/cm ²]		0.82	[daN/cm ²]
σ_{min} =	84.00	[kPa]	σ_{min} =	82.00	[kPa]
	0.84	[daN/cm ²]		0.82	[daN/cm ²]
q _{lim} =	122.78	[kPa]	q _{lim} =	92.37	[kPa]
	1.23	[daN/cm ²]		0.92	[daN/cm ²]
F _s =	1.46	V	F _s =	1.13	V

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI CONTINUE – INCOERENTE			CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI CONTINUE – INCOERENTE		
APP. 2 – COMB. 1 – A1+M1+R3			APP. 2 – COMB. 1 – A1+M1+R3		
SOLLECITAZIONI ALLA BASE			SOLLECITAZIONI ALLA BASE		
N =	66.4	[kN]	N =	53.6	[kN]
V =	0	[kN]	V =	6.593	[kN]
Msd-B =	0	[kNm]	Msd-B =	0	[kNm]
B =	0.8	[m]	B =	0.8	[m]
ecc =	0	[m]	ecc =	0	[m]
<			<		
B/6 =	0.133333	[m]	B/6 =	0.133333	[m]
Inter. Reagente			Inter. Reagente		
d =	0.8	[m]	d =	0.8	[m]
γt =	18.5	[kN/mc]	γt =	18.5	[kN/mc]
γt lat =	18.5	[kN/mc]	γt lat =	18.5	[kN/mc]
$\Phi'k$ =	27	[°]	$\Phi'k$ =	27	[°]
	0.471239	[rad]		0.471239	[rad]
$\gamma\Phi$ =	1		$\gamma\Phi$ =	1	
$\Phi'd$ =	27.00	[°]	$\Phi'd$ =	27.00	[°]
	0.47	[rad]		0.47	[rad]
Nq =	13.20		Nq =	13.20	
N γ =	14.47		N γ =	14.47	
Nc =	23.94		Nc =	23.94	
γR =	2.3		γR =	2.3	
σ_{max} =	83.00	[kPa]	σ_{max} =	67.00	[kPa]
	0.83	[daN/cm ²]		0.67	[daN/cm ²]
σ_{min} =	83.00	[kPa]	σ_{min} =	67.00	[kPa]
	0.83	[daN/cm ²]		0.67	[daN/cm ²]
q _{lim} =	134.78	[kPa]	q _{lim} =	101.04	[kPa]
	1.35	[daN/cm ²]		1.01	[daN/cm ²]
F _s =	1.62	V	F _s =	1.51	V

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI CONTINUE – INCOERENTE			CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI CONTINUE – INCOERENTE		
APP. 2 – COMB. 1 – A1+M1+R3			APP. 2 – COMB. 1 – A1+M1+R3		
SOLLECITAZIONI ALLA BASE			SOLLECITAZIONI ALLA BASE		
N =	68.4	[kN]	N =	68.4	[kN]
V =	0	[kN]	V =	8.413	[kN]
Msd-B =	0	[kNm]	Msd-B =	0	[kNm]
B =	0.9	[m]	B =	0.9	[m]
ecc =	0	[m]	ecc =	0	[m]
<			<		
B/6 =	0.15	[m]	B/6 =	0.15	[m]
Inter. Reagente			Inter. Reagente		
d =	0.8	[m]	d =	0.8	[m]
γt =	18.5	[kN/mc]	γt =	18.5	[kN/mc]
γt lat =	18.5	[kN/mc]	γt lat =	18.5	[kN/mc]
$\Phi'k$ =	27	[°]	$\Phi'k$ =	27	[°]
	0.471239	[rad]		0.471239	[rad]
$\gamma\Phi$ =	1		$\gamma\Phi$ =	1	
$\Phi'd$ =	27.00	[°]	$\Phi'd$ =	27.00	[°]
	0.47	[rad]		0.47	[rad]
Nq =	13.20		Nq =	13.20	
N γ =	14.47		N γ =	14.47	
Nc =	23.94		Nc =	23.94	
γR =	2.3		γR =	2.3	
σ_{max} =	76.00	[kPa]	σ_{max} =	76.00	[kPa]
	0.76	[daN/cm ²]		0.76	[daN/cm ²]
σ_{min} =	76.00	[kPa]	σ_{min} =	76.00	[kPa]
	0.76	[daN/cm ²]		0.76	[daN/cm ²]
q _{lim} =	140.66	[kPa]	q _{lim} =	105.31	[kPa]
	1.41	[daN/cm ²]		1.05	[daN/cm ²]
F _s =	1.85	V	F _s =	1.39	V

Le verifiche sono soddisfatte.

7. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

In termini di cedimenti, si riportano inizialmente le deformate elastiche desunte dal modello numerico, che non considerano il fenomeno della consolidazione dei terreni.

7.1. Travi di fondazione

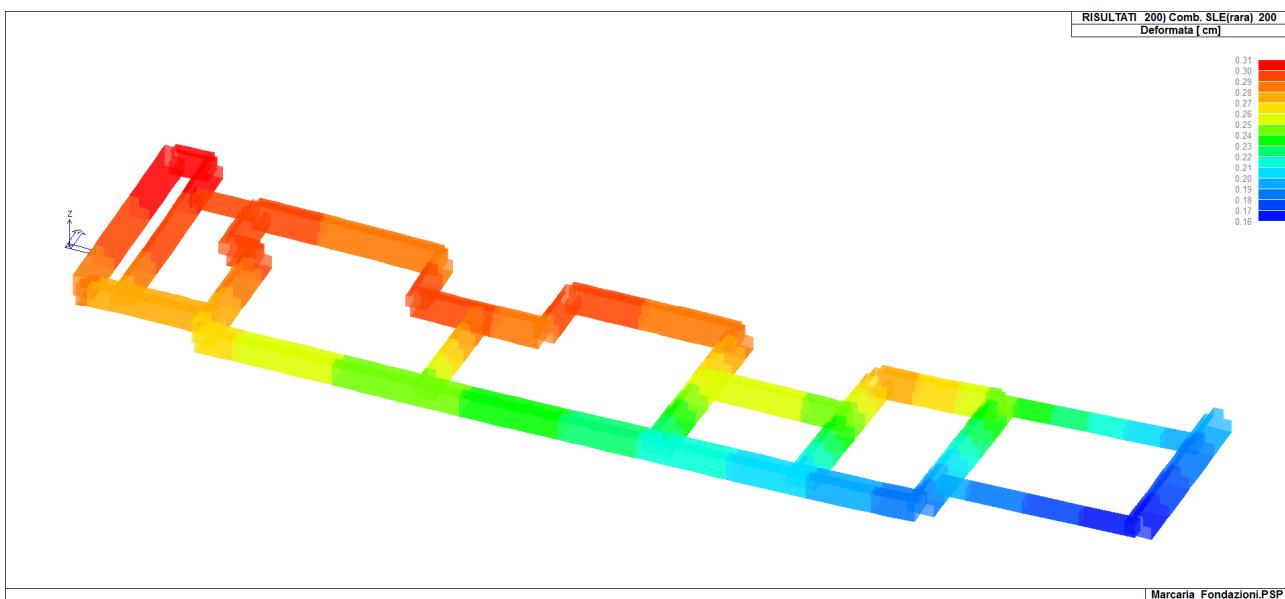


Figura 8: sle rara - cedimento massimo – CC200

Come si nota dalle immagini precedenti, i cedimenti elastici calcolati risultano particolarmente limitati, così come i cedimenti differenziali tra vari punti della struttura, sempre inferiori ai 2 mm.

Tali valori sono in accordo con le indicazioni fornite dal geologo nella relazione geologica:

Sommendo i cedimenti totali per ogni i-esima suddivisione del sottosuolo è stato possibile valutare il comportamento della struttura in elevazione durante la fase di esercizio.

	Min	Max
cedimenti	0.5 cm	0.9 cm

In merito alla valutazione dei cedimenti differenziali e del rapporto di inflessione, inteso come il rapporto tra il cedimento differenziale/distanza di interasse, ΔL , si è considerato il valore di abbassamento in corrispondenza della verticale di indagine, per lo spessore di terreni nel quale la pressione residua è risultata superiore al 10% del carico geostatico, in funzione dell'effetto sommatoria dei bulbi di pressione, poiché al di sotto di tale valore le tensioni indotte dalle fondazioni che contribuiscono al cedimento sono praticamente trascurabili rispetto a quelle determinate dai terreni in situ. Sulla base del cedimento assoluto si è determinato il cedimento differenziale massimo $\Delta h = 0.3$ cm.

I cedimenti, soprattutto differenziali, calcolati per le $P_{\text{prog-eser}}$ ipotizzate, potranno essere utilizzati per le verifiche in condizioni di esercizio (SLE), in quanto dovranno risultare compatibili, nelle diverse condizioni di carico, con la funzionalità della struttura in elevato e con la durabilità e l'esercizio dell'opera.

Avendo quindi riscontrato che i cedimenti sono molto simili a quelli determinati dal geologo ed essendo gli stessi compatibili con la funzionalità della struttura, si ritiene la verifica soddisfatta.