

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. TECNOLOGIE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA

RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI

CABINA TE

Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IA4S 00 D 18 CL SE0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Definitiva	M. Brandimarte 	Giugno 2019	G. Passaro 	Giugno 2019	T. Paoletti 	Giugno 2019	G. Guidi Bufferani Giugno

File: IA4S00D18CLSE0000001A

n. Elab.: 24-10

## INDICE

1	INTRODUZIONE .....	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	6
2.1	DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA.....	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	10
3.1	DOCUMENTI NORMATIVI ITALIANI ED EUROPEI.....	10
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	10
4	MATERIALI .....	12
4.1	CALCESTRUZZO.....	12
4.2	ACCIAIO DI ARMATURA IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA .....	13
4.3	COPRIFERRI .....	14
5	PARAMETRI GEOTECNICI .....	16
5.1	COSTANTE DI WINKLER.....	16
6	ANALISI DEI CARICHI .....	17
6.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1).....	17
6.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2).....	17
6.3	CARICHI VARIABILI (QK1) .....	17
6.4	CARICHI VENTO (QK2).....	17
6.5	CARICHI NEVE (QK3) .....	17
6.6	SISMA VERTICALE (Ez) .....	18
6.6.1	<i>Vita Nominale – Classe d'uso – Periodo di Riferimento.....</i>	<i>18</i>
6.6.2	<i>Caratterizzazione sismica del sito .....</i>	<i>19</i>
6.6.3	<i>Modellazione dell' azione sismica.....</i>	<i>19</i>
6.6.4	<i>Classe di duttilità.....</i>	<i>21</i>
6.6.5	<i>Spettri per SLV e SLD.....</i>	<i>21</i>

7	MODELLO FEM E COMBINAZIONI DI CARICO .....	25
7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI SUL MODELLO DI CALCOLO .....	25
7.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI .....	29
7.3	RISULTATI RAPPRESENTATIVI.....	33
8	VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE .....	36
8.1	VERIFICHE SLU.....	36
8.2	VERIFICHE SLE – VERIFICA A FESSURAZIONE.....	39
8.4	VERIFICA A CARICO LIMITE – VERIFICA GEO.....	41
8.5	CALCOLO DEI CEDIMENTI .....	45

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>CABINA TE - Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato</b>	COMMESSA <b>IA4S</b>	LOTTO <b>00</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>SE0000001</b>	REV. <b>A</b>

## 1 INTRODUZIONE

La presente Relazione si colloca all'interno del progetto definitivo degli interventi previsti per il raddoppio della tratta ferroviaria Pescara – Chieti.

La tratta sede del progetto, facente parte della linea Roma – Pescara, è attualmente una tratta a singolo binario compresa tra le stazioni di Pescara Porta Nuova e Chieti Scalo, su cui insistono le fermate di Pescara San Marco e Madonna delle Piane.

Il progetto di raddoppio della tratta prevede un intervento che si estende per circa 12 km. In particolare, lato Nord-Est, l'intervento inizierà al km 1+961,76 della linea Pescara – Sulmona, all'uscita della Stazione di Pescara Porta Nuova. In prossimità di tale pk è previsto l'allaccio al nuovo P.R.G. di Pescara Porta Nuova, a cura di RFI. Il termine degli interventi è previsto invece all'ingresso della Stazione di Chieti Scalo, alla pk 12+028,78. A valle di tale progressiva sono previsti il P.R.G della Stazione di Chieti Scalo e il raddoppio della Tratta Chieti Scalo – Bivio Interporto d'Abruzzo, facenti parte però di altri progetti. Allo stato degli sviluppi attuali è quindi necessario prevedere l'installazione di una Cabina TE presso la stazione di Chieti, per la gestione dell'alimentazione e delle protezioni elettriche nel passaggio da semplice a doppio binario. Tale Cabina potrà essere rimossa in un secondo momento, qualora fosse confermato il proseguimento del raddoppio fino al Bivio Interporto, e al termine delle attività relative.

La Cabina TE di Chieti, con un'area di occupazione pari a 875 m<sup>2</sup>, sarà ubicata al km 15+135 della linea storica, come indicato nel documento:

**IA4S02D18P8SE0300001** CTE Chieti - Planimetria ubicazione impianto

dove è visibile anche la viabilità prevista per l'accesso alle aree descritte.

La cabina sarà realizzata mediante uno shelter prefabbricato contenente gli interruttori extrarapidi e tutti i servizi ausiliari di cabina. Le caratteristiche di dettaglio dello shelter prefabbricato sono rappresentate nei documenti:

**IA4S00D18PBSE0000001** Box prefabbricato Cabina TE – Disposizione apparecchiature;

**IA4S00D18PBSE0000002** Box prefabbricato Cabina TE – Prospetti esterni.

L'intervento di raddoppio dell'intera tratta Pescara – Chieti sarà realizzato secondo due lotti e fasi distinti:

- Il primo lotto è compreso tra Pescara Porta Nuova e il PM di San Giovanni Teatino, dalla progressiva 1+961,76 (Linea Storica) alla progressiva 6+100 (Nuovo Progetto)
- Il secondo lotto, compreso tra il PM di San Giovanni Teatino e la Stazione di Chieti, ha inizio alla progressiva 6+100 (Nuovo Progetto) e termina alla progressiva 12+026 (Nuovo Progetto).

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>CABINA TE - Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato</b>	COMMESSA <b>IA4S</b>	LOTTO <b>00</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>SE0000001</b>	REV. <b>A</b>

Per gestire il passaggio semplice/doppio binario generato dalla fasizzazione, in prima fase sarà installata una ulteriore cabina TE in prossimità del PM di San Giovanni Teatino.

Si tratta di un impianto provvisorio, che sarà realizzato mediante uno shelter prefabbricato contenente gli interruttori extrarapidi e tutti i servizi ausiliari di cabina. Al termine delle attività relative al lotto 2, esso potrà essere rimosso e consegnato alle squadre compartimentali preposte alla manutenzione degli impianti per la trazione elettrica. Saranno realizzati all'esterno dello shelter di cabina solo il trasformatore di isolamento per i servizi ausiliari e i pali sezionatori.

L'ubicazione dell'impianto è descritta nel documento:

**IA4S01D18P8SE0200001**                      CTE Sambuceto - Planimetria ubicazione impianto

In particolare, l'impianto di cui sopra sarà allocato al km 8+068 del vecchio tracciato e occuperà un'area di circa 895 m<sup>2</sup>. L'accesso alla Cabina sarà garantito grazie alla sistemazione della viabilità secondo quanto rappresentato nel documento sopra richiamato.

Oggetto del presente documento è il calcolo strutturale e geotecnico delle platee di fondazione su cui poggiano le CTE che, essendo le opere analoghe in termini di geometria, caratteristiche costruttive e peso, viene svolto con approccio tipologico in riferimento alla platea più critica (maggiormente sollecitata).

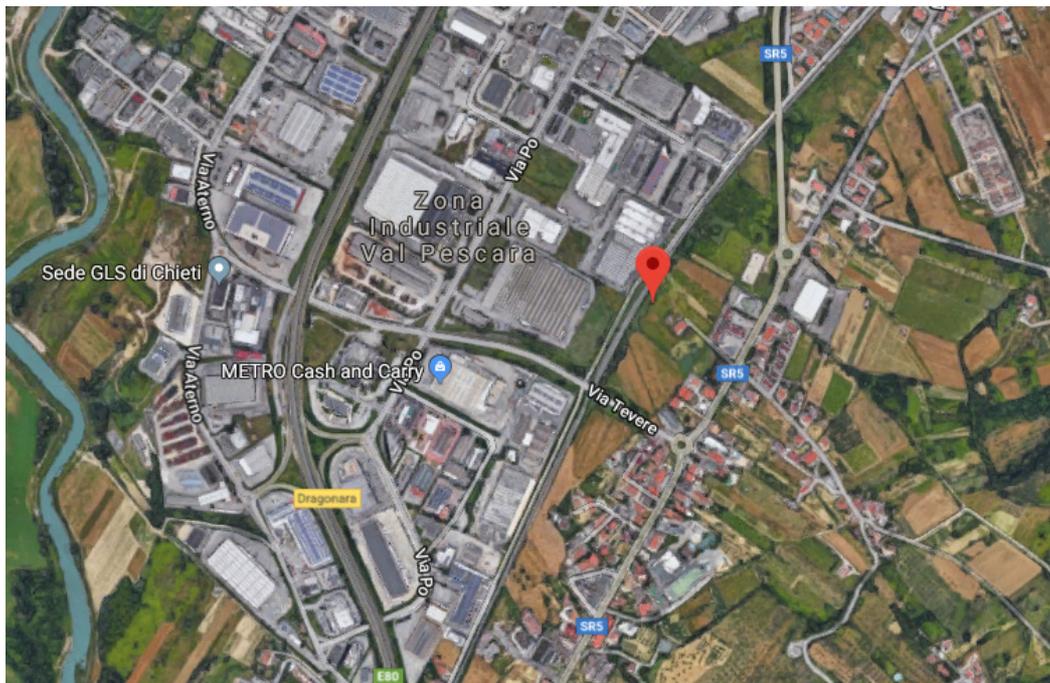
## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

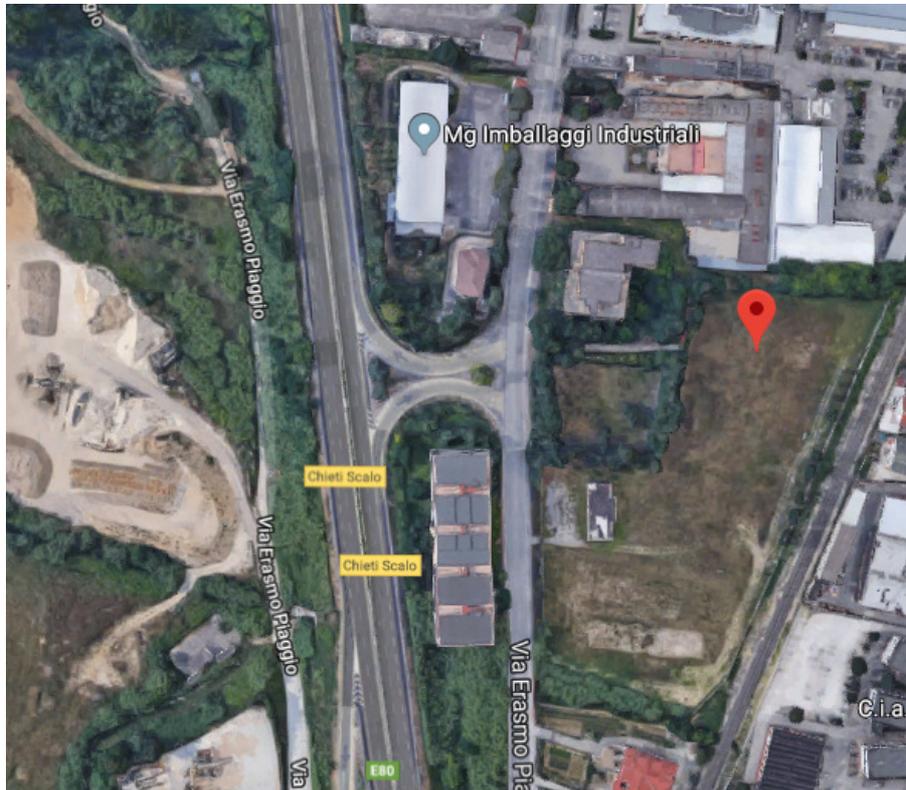
La presente relazione è stata emessa in accordo alle disposizioni contenute nel D.M. 17 Gennaio 2018, nella Circolare 21 gennaio 2019, e nel Manuale di progettazione delle opere civili (RFI DTC SI MA IFS 001, RFI DTC SI AM MA IFS 001 B, RFI DTC SI CS MA IFS 001 C, RFI DTC SI PS MA IFS 001 C).

Lo scopo del documento è quello di definire compiutamente l'intervento da realizzare, con particolare riferimento ai criteri di calcolo e verifica in termini di sicurezza degli elementi strutturali.

### 2.1 Descrizione generale della struttura

Nel presente elaborato sono riportati i dimensionamenti e le verifiche delle platee di fondazione degli Shelter ubicati a San Giovanni Teatino (42°24'31.84"N, 14°10'09.69"E) e Chieti (42°21'04.4"N, 14° 08'05.9"E).

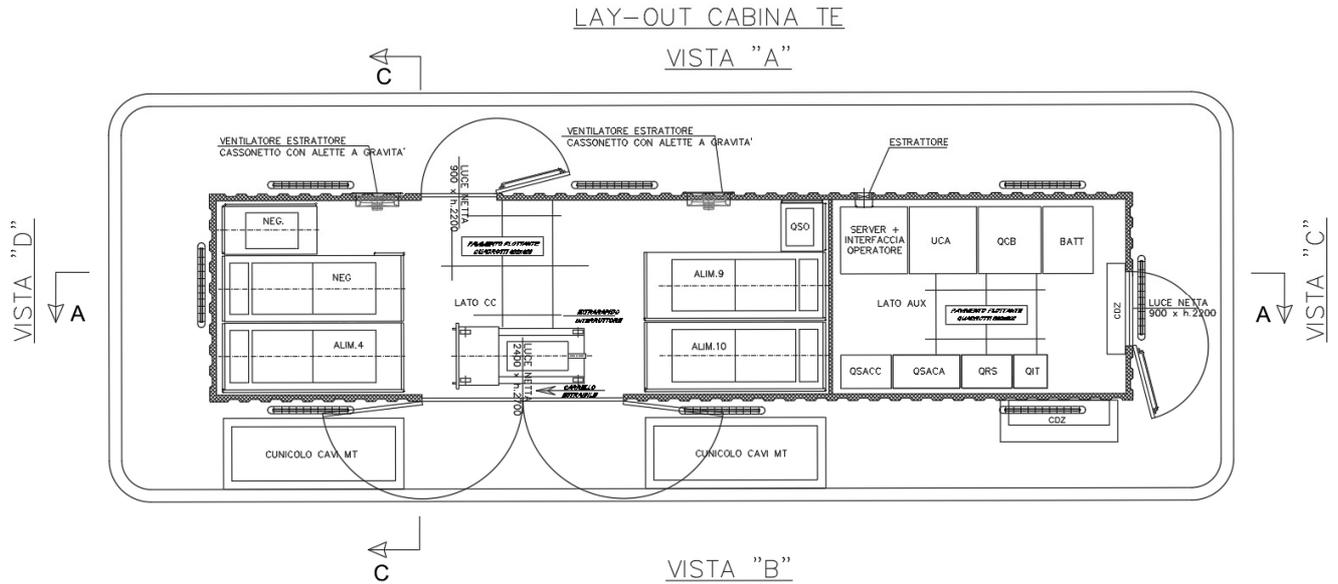




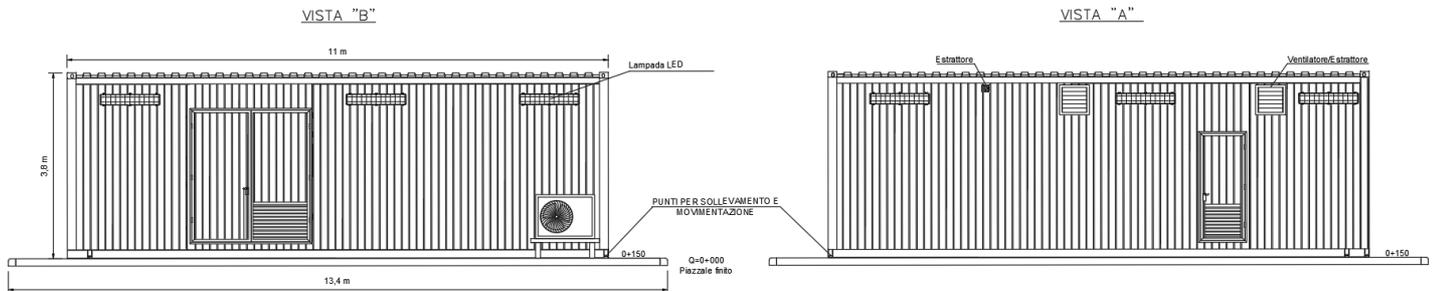
**Figura 2-1: Ubicazione degli Shelter**

Si tratta di due elementi shelter di dimensioni 13.00 x 4.50 m.

Le fondazioni sono costituite da una platea in c.a. di spessore 30cm.



**Figura 2-2: Planimetria**

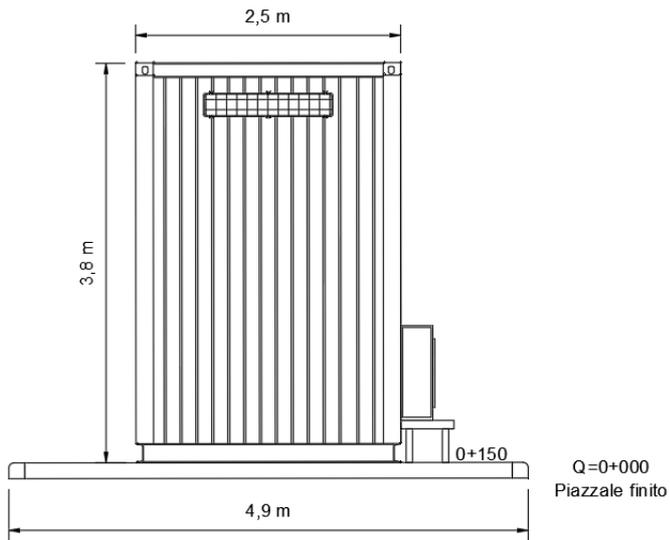


**Figura 2-3: Vista laterale**

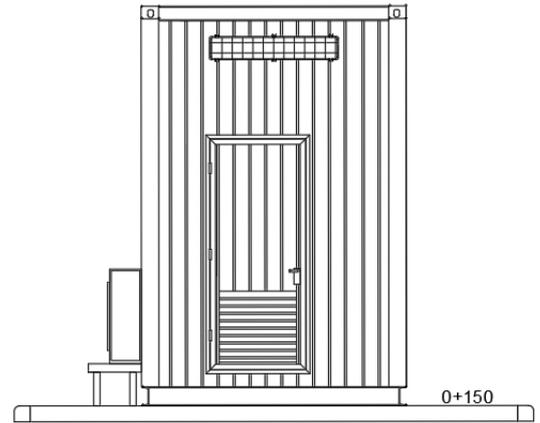
**CABINA TE - Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	00	CL	SE0000001	A	9 di 51

VISTA "D"



VISTA "C"



**Figura 2-4: Vista laterale**

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>CABINA TE - Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 00	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0000001	REV. A

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Documenti normativi italiani ed europei

La normativa nazionale e regionale cui si è fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Rif. [1] **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica
- Rif. [2] **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- Rif. [3] **D.M. 17 gennaio 2018** - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Rif. [4] **Circolare 21 gennaio 2019** - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- Rif. [5] **Eurocodice 2**: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Rif. [6] **UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1**: Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [7] **UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo**. "Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- Rif. [8] **RFI DTC SI MA IFS 001** Manuale di progettazione delle opere civili – Parte I
- Rif. [9] **RFI DTC SI AM MA IFS 001 B** Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 1 – Ambiente
- Rif. [10] **RFI DTC SI PS MA IFS 001 C** Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
- Rif. [11] **RFI DTC SI CS MA IFS 001 C** Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale
- Rif. [12] **RFI DTC SI CS MA IFS 001 C** del 21.12.2018 - "Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili".

#### 3.2 Elaborati di riferimento

Per i riferimenti progettuali impliciti, costituiscono parte integrante della presente relazione gli elaborati di progetto qui di seguito elencati:

- Rif. [13] IA4S00D18RGSE0000001 Relazione generale SSE
- Rif. [14] IA4S00D18KTSE0000001 Capitolato tecnico opere edili
- Rif. [15] IA4S00D18SPSE0000002 Specifica tecnica Box prefabbricato Cabina TE
- Rif. [16] IA4S00D18PBSE0000001 Box prefabbricato Cabina TE – Disposizione apparecchiature
- Rif. [17] IA4S00D18PBSE0000002 Box prefabbricato Cabina TE – Prospetti esterni
- Rif. [18] IA4S01D18P8SE0200001 CTE Sambuceto – Planimetria ubicazione impianto

- Rif. [19] IA4S01D18PASE0200004 CTE Sambuceto – Disposizione apparecchiature (Layout)  
Rif. [20] IA4S02D18P8SE0300001 CTE Chieti - Planimetria ubicazione impianto  
Rif. [21] IA4S02D18PASE0300004 CTE Chieti - Disposizione apparecchiature (Layout)

Altri elaborati correlati:

- Rif. [1] IA4S01D29GEGE0006001 Relazione geotecnica generale  
Rif. [2] IA4S02D29GEGE0006001 Relazione geotecnica generale

## 4 MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per le fondazioni:

	Fondazioni
Classe di resistenza	C32/40
Classe di esposizione	XC4
Condizioni ambientali	ordinarie
Rapporto acqua/cemento	0,55

		Fondazioni
R <sub>ck</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	40
f <sub>ck</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	32
f <sub>cm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	48
α <sub>cc</sub>	(-)	0.85
γ <sub>c</sub>	(-)	1.5
f <sub>cd</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	22.67
f <sub>ctm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	3.51
f <sub>ctk</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2.46
f <sub>ctd</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	1.64
f <sub>cfm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	4.21
f <sub>cfk</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2.54
E <sub>c</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	35220

Dove:

R<sub>ck</sub> = Resistenza cubica caratteristica a compressione

f<sub>ck</sub> = 0.83 · R<sub>ck</sub> = Resistenza cilindrica caratteristica

f<sub>cm</sub> = f<sub>ck</sub> + 8 (N/mm<sup>2</sup>) = Resistenza cilindrica media a compressione

α<sub>cc</sub> = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: α<sub>cc</sub> (t > 28gg) = 0.85

$\gamma_c = 1.5$ ; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio

della resistenza) non superiore al 10%.  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$  = Resistenza di calcolo a compressione

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$  [per classi  $\leq C50/60$ ] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$  = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$  = Resistenza di calcolo a trazione

$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$  = Resistenza media a trazione per flessione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$  = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$  = Modulo Elastico

Per il magrone si utilizza un calcestruzzo C12/15 con classe di esposizione X0.

#### Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

#### Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (NTC2018 – 11.2.10.5).

### **4.2 Acciaio di armatura in barre tonde ad aderenza migliorata**

Si adotta acciaio tipo B450C, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

#### Resistenza a trazione – compressione:

$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$  = Resistenza caratteristica di rottura

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$  = Resistenza caratteristica a snervamento

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2$  = Resistenza di calcolo

dove:

$\gamma_s = 1.15$  = Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

Modulo Elastico:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

		Fondazioni
$f_{bk}$	(N/mm <sup>2</sup> )	4,36
$f_{bd}$	(N/mm <sup>2</sup> )	2,90

dove:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = \text{Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza}$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo}$$

$\eta = 1.0$  – per barre di diametro  $\Phi \leq 32$  mm;

$\gamma_c = 1.5$  – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

### 4.3 Copriferri

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nell'Eurocodice 2 – Parte 1-1, secondo le tabelle riportate di seguito:

Table 4.4N: Values of minimum cover,  $c_{min,dur}$ , requirements with regard to durability for reinforcement steel in accordance with EN 10080.

Environmental Requirement for $c_{min,dur}$ (mm)							
Structural Class	Exposure Class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Table 4.3N: Recommended structural classification

Structural Class	Exposure Class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Design Working Life of 100 years	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2
Strength Class <sup>1)2)</sup>	≥ C30/37 reduce class by 1	≥ C30/37 reduce class by 1	≥ C35/45 reduce class by 1	≥ C40/50 reduce class by 1	≥ C40/50 reduce class by 1	≥ C40/50 reduce class by 1	≥ C45/55 reduce class by 1
Member with slab geometry (position of reinforcement not affected by construction process)	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1
Special Quality Control of the concrete production ensured	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1

Se la vita nominale dell'opera è di 50 anni, la classe strutturale di partenza è 4. In questo caso la classe strutturale finale è 4.

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	Condizioni ambientali	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro netto	Valore di progetto
Platea	Ordinarie	30	10	40	40

## 5 PARAMETRI GEOTECNICI

Per le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica.

### 5.1 Costante di Winkler

Per le analisi d'interazione struttura-terreno in direzione verticale, il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato con la seguente relazione:

$$k_w = E / ((1 - \nu^2) B c_t)$$

dove:

E0	100*	MPa	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni
E	30	MPa	modulo elastico del terreno (assunto pari a E0/5)
$\nu$	0,3	-	coefficiente di Poisson =0.3;
B	4.5	m	larghezza della fondazione.
L	13	m	lato maggiore della fondazione
$c_t$	1.42	-	fattore di forma (Bowles, 1960)
<b>Kw</b>	<b>17197.201</b>	<b>kN/m<sup>3</sup></b>	<b>coefficiente di sottofondo alla Winkler</b>

Nota\*: cautelativamente si adotta il valore minimo del modulo elastico dell'unità geotecnica su cui insiste il CTE di Sambuceto, cioè il modulo elastico dell'unità L(S,A).

### Fattore di forma per la stima del coefficiente di Winkler

Fondazione Rigida	$c_t$
- rettangolare con $L/B < 10$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
- rettangolare con $L/B > 10$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$

dove L è il lato maggiore della fondazione.

L'intera struttura è poggiata a terra su un letto di molle alla Winkler la cui rigidezza viene assegnata per unità di lunghezza di elemento. Il coefficiente di fondazione (Winkler) adottato nel modello è pari a

$$K = 17197.201 \text{ kN/m}^3$$

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni .

### 6.1 Peso proprio della struttura (G1)

PP della platea = 13.0 m x 4.50 m x 0.30 m x 25 kN/m<sup>3</sup> = 438.75 kN

### 6.2 Carichi permanenti portati (G2)

Peso delle apparecchiature: 10 kN/m<sup>2</sup>

Questo valore verrà inserito nel centro geometrico dello shelter

N: 10 kN/m<sup>2</sup> x (11.00m x 2.50 m) = 275 kN

PP shelter a vuoto: 20 kN

Totale G2: 295 kN

### 6.3 Carichi Variabili (Ok1)

Locale accessibile per sola manutenzione (cat.H1): 0.50 kN/m<sup>2</sup>

Questo valore verrà inserito nel centro geometrico del modello dello shelter

N scarico: 0.50 kN/m<sup>2</sup> x (11.00 m x 2.50 m) = 13.75 kN

### 6.4 Carichi Vento (Ok2)

A favore di sicurezza si sceglie di adottare un valore di carico da vento pari a = 2 kN/m<sup>2</sup> maggiore di quello riferibile all'area in esame.

Si verrà a creare un effetto Tira-Spingi sul basamento causato dal vento.

Si considera il vento applicato per un'altezza di 3.80 metri (altezza dello shelter)

Questo valore verrà inserito nel centro geometrico dello shelter:

M alla base del piedino centrale=  $p * l * h^2 / 2 = [(2 \text{ kN/m}^2 \times 11.00\text{m} \times (3.80\text{m})^2] / 2 = \pm 158.84 \text{ kNm}$

N scarico:  $N = M/e = \pm 158.84 \text{ kN}\cdot\text{m} / 2.00 \text{ m} = \pm 79.42 \text{ kN}$

### 6.5 Carichi Neve (Ok3)

Si sceglie di adottare come valore di carico della neve il valore caratteristico della neve al suolo per la zona II (altitudine minore di 200 m s.l.m.m.) pari a = 1 kN/m<sup>2</sup>.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>CABINA TE - Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato</b>	COMMESSA <b>IA4S</b>	LOTTO <b>00</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>SE0000001</b>	REV. <b>A</b>

Questo valore verrà inserito nel centro geometrico del modello dello shelter:

$$N \text{ scarico: } 1 \text{ kN/m}^2 \times (11.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ m}) = 27.5 \text{ kN}$$

## 6.6 Sisma Verticale (Ez)

Per la definizione dell'azione sismica sono necessarie delle valutazioni preliminari relative alle seguenti caratteristiche proprie della costruzione :

- Vita Nominale ( $V_N$ );
- Classe d'uso ( $C_u$ );
- Periodo di Riferimento ( $V_R$ ).

### 6.6.1 Vita Nominale – Classe d'uso – Periodo di Riferimento

Con riferimento alla tabella 1.1.1-1 delle “Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” l'opera oggetto di studio rientra tra le opere nuove su infrastrutture ferroviarie esistenti: si utilizza pertanto  $V_N = 75$  anni.

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	Vita Nominale $V_N$ [ANNI] <sup>(2)</sup>
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE ( $V < 250 \text{ Km/h}$ )	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' $V < 250 \text{ Km/h}$	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' $V \geq 250 \text{ km/h}$	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>
(1) – La stessa $V_N$ si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.	

Tab. 1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi  $V_R = C_u \times V_N = 75$  anni.

Non ospitando funzioni di comando, supervisione e controllo, per il fabbricato si considera classe d'uso **II**.

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [ $C_u$ ]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITA' FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Tabella 1.1.2-1 - Coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>CABINA TE - Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato</b>	COMMESSA <b>IA4S</b>	LOTTO <b>00</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>SE0000001</b>	REV. <b>A</b>

Il periodo di riferimento per l'azione sismica si valuta mediante la seguente espressione:

$$V_R = V_N \times C_u$$

dove  $C_u$  è il coefficiente d'uso, che per classe d'uso II risulta pari a **1**.

Pertanto il periodo di riferimento per la struttura in esame risulta di **75 anni**.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$ , nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissata probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

La normativa definisce le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  – Accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  – Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  - Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

#### 6.6.2 Caratterizzazione sismica del sito

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

In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Il terreno su cui insiste la costruzione è di categoria **C**.

La nuova normativa tecnica ripone particolare attenzione anche nei confronti delle condizioni topografiche del sito in esame.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali si può far riferimento alla classificazione proposta dalla norma.

Nel caso in esame si può assumere una categoria topografica **T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ).

#### 6.6.3 Modellazione dell'azione sismica

Nei confronti delle azioni sismiche si definiscono due stati limite di esercizio e due ultimi, che sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra loro indipendenti.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di

superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ . Lo spettro di risposta elastico orizzontale è descritto dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

#### 6.6.4 Classe di duttilità

In merito alla duttilità strutturale si è scelto di progettare una struttura di tipo non dissipativo.

Date le caratteristiche geometriche e strutturali delle opere, per il progetto dei basamenti, è stato pertanto adottato un fattore di struttura  $q = 1,0$ .

#### 6.6.5 Spettri per SLV e SLD

##### San Giovanni Teatino:

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate    LONGITUDINE:     LATITUDINE:

Ricerca per comune    REGIONE:     PROVINCIA:     COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**



**Controllo sul reticolo**

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

**Interpolazione**

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Dati generali relativi all'analisi dinamica

- Tipo di Terreno C
- Coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1,00$
- Vita nominale della costruzione  $V_n = 75$ anni
- Classe d'uso II° coefficiente  $C_u = 1,0$
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di struttura = 1,00
- Fattore di duttilità  $K_r$  per sisma orizzontale = 1,00
- F attore riduttivo regolarità in altezza = 1,00
- Smorzamento Viscoso = 0.05 = 5%

Si riportano i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	45	0.069	2.434	0.297
SLD	75	0.086	2.446	0.317
SLV	712	0.208	2.502	0.359
SLC	1462	0.267	2.536	0.369

Si riportano gli spettri adottati:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV

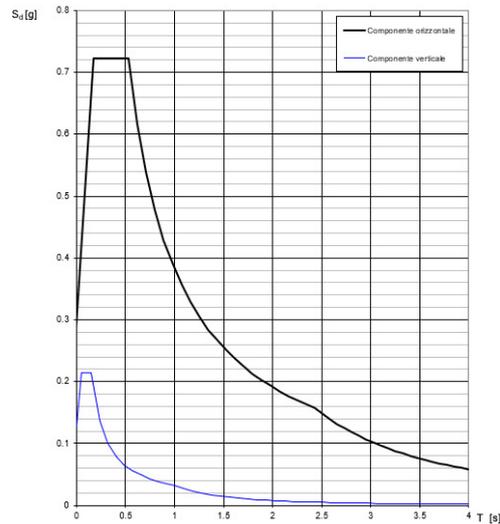


Figura 6-1: Spettro elastico SLV

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLD

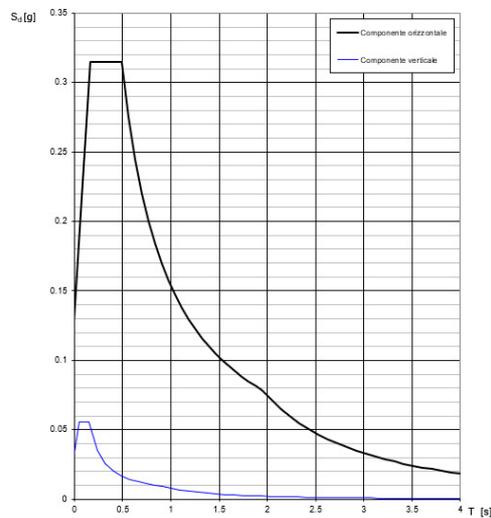


Figura 6-2: Spettro elastico SLD

**Chieti:**

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 14.08059      LATITUDINE: 42.21044

Ricerca per comune      REGIONE: Trentino-Alto Adige      PROVINCIA: Bolzano/Bozen      COMUNE: Barbiano

**Elaborazioni grafiche**

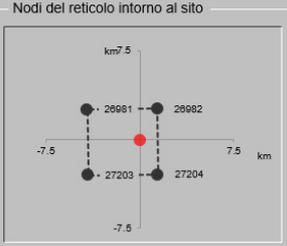
Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri →

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO      FASE 1      FASE 2      FASE 3

**Dati generali relativi all'analisi dinamica**

- Tipo di Terreno C
- Coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1.00$
- Vita nominale della costruzione  $V_n = 50$ anni
- Classe d'uso II° coefficiente  $C_u = 1,0$
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di struttura = 1,00
- Fattore di duttilità  $K_r$  per sisma orizzontale = 1,00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza = 1,00
- Smorzamento Viscoso = 0.05 = 5%

Si riportano i valori dei parametri  $ag$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.072	2.428	0.295
SLD	75	0.090	2.431	0.315
SLV	712	0.215	2.522	0.359
SLC	1462	0.274	2.551	0.370

Si riportano gli spettri adottati:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato II SLV

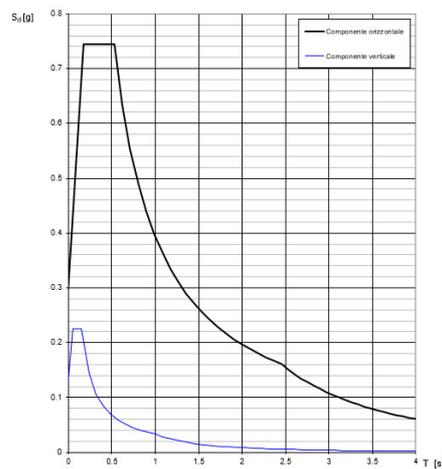


Figura 6-3: Spettro elastico SLV

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato II SLD

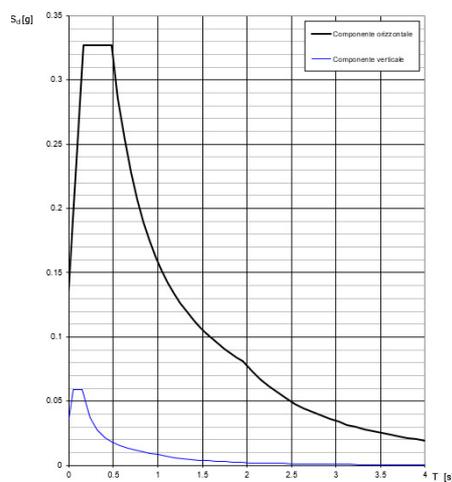


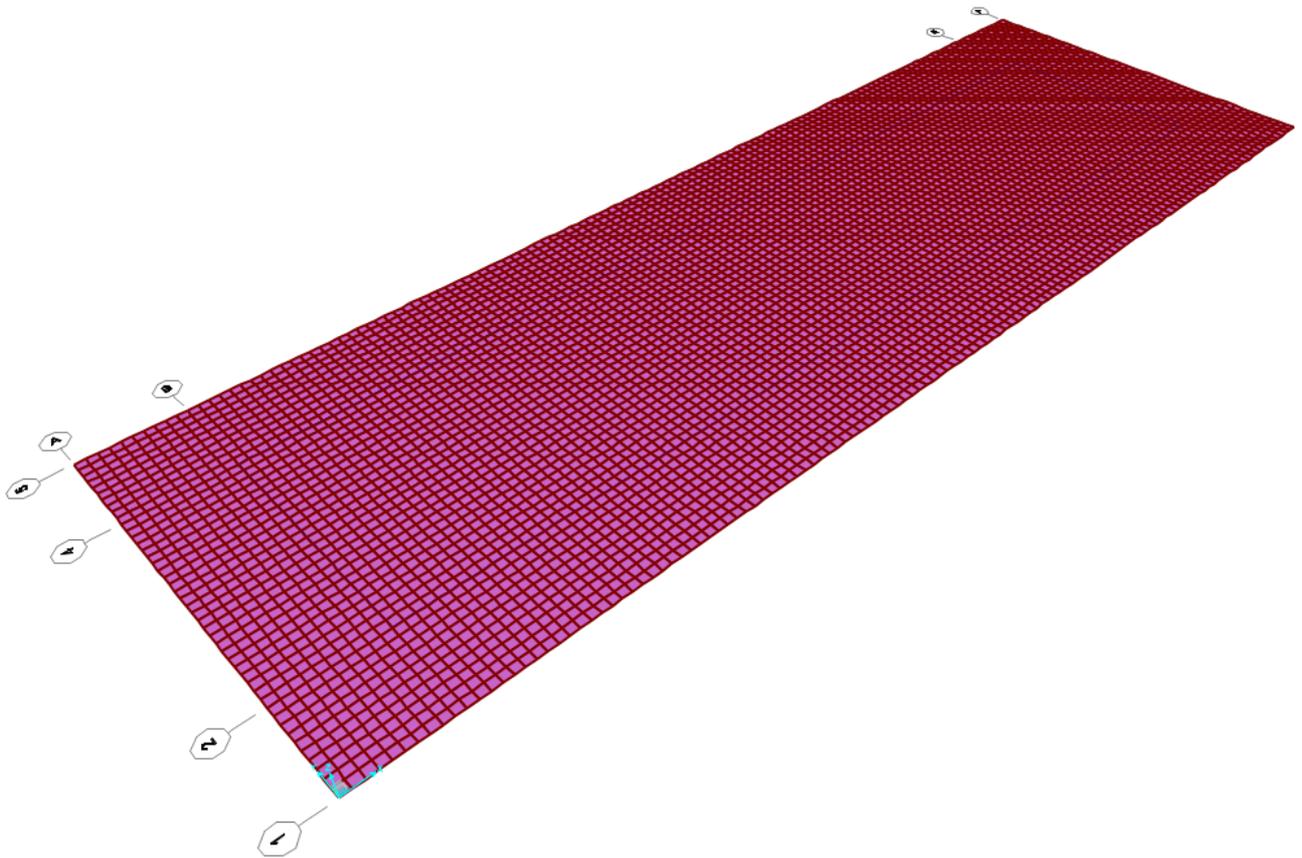
Figura 6-4: Spettro elastico SLD

## 7 MODELLO FEM E COMBINAZIONI DI CARICO

### 7.1 Considerazioni generali sul modello di calcolo

Il sistema costruttivo che caratterizza la platea di fondazione è modellato agli Elementi Finiti attraverso elementi *area*.

Di seguito si presenta il modello realizzato per le verifiche strutturali.



**Figura 7-1: vista del modello strutturale**

Si riportano i carichi applicati al basamento (i carichi sono applicati in corrispondenza degli otto appoggi su cui lo shelter poggia):

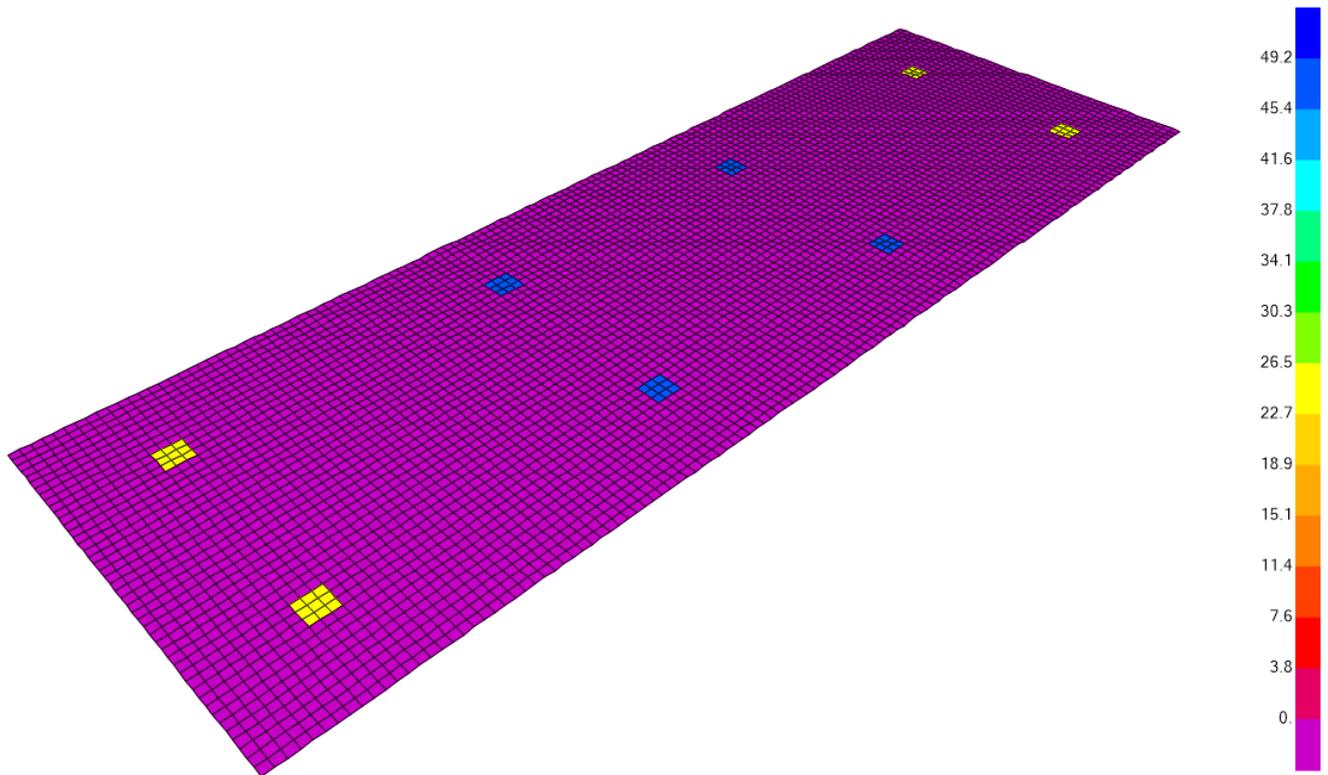


Figura 7-2: Azioni perm. Non- strutturali: G2

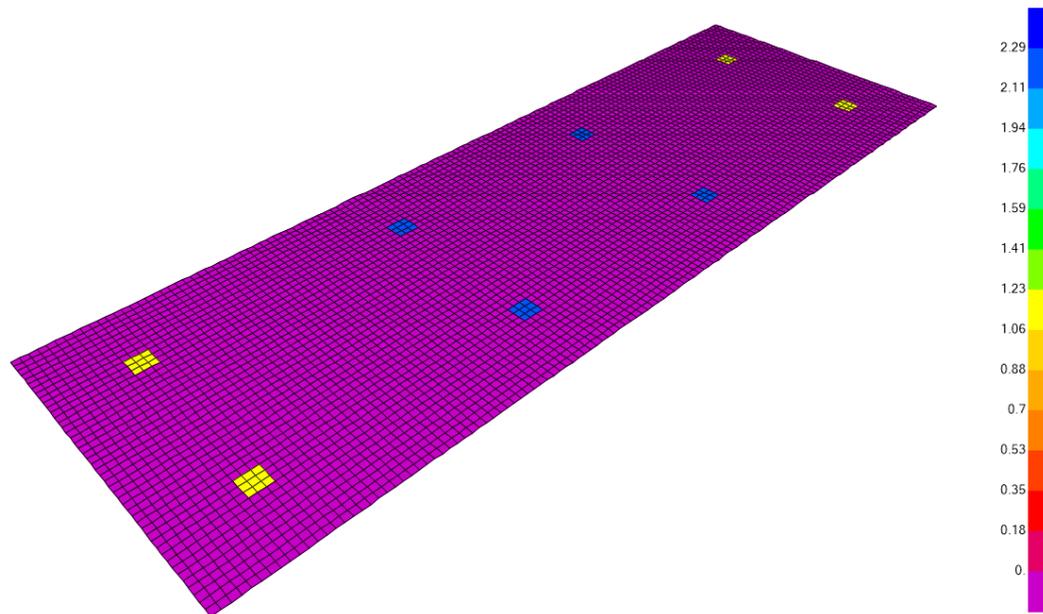


Figura 7-3: Carichi applicati:  $Q_{k1}$  (azione variabile)

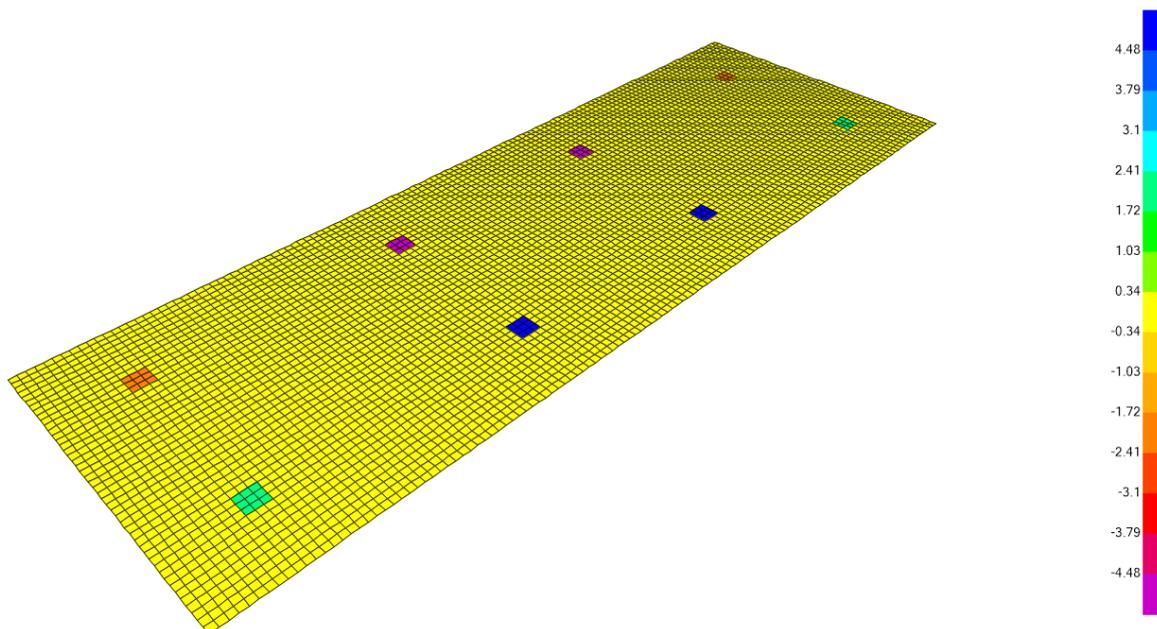


Figura 7-4: Carichi applicati :  $Q_{k2}$  (vento)

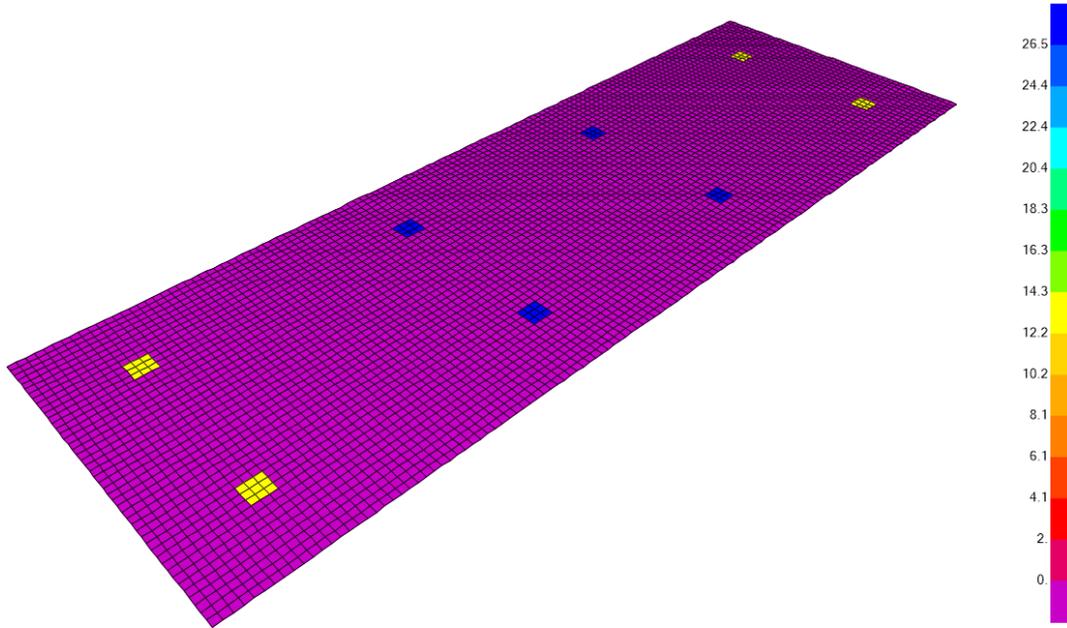


Figura 7-5: Carichi applicati: Qk3 (neve)

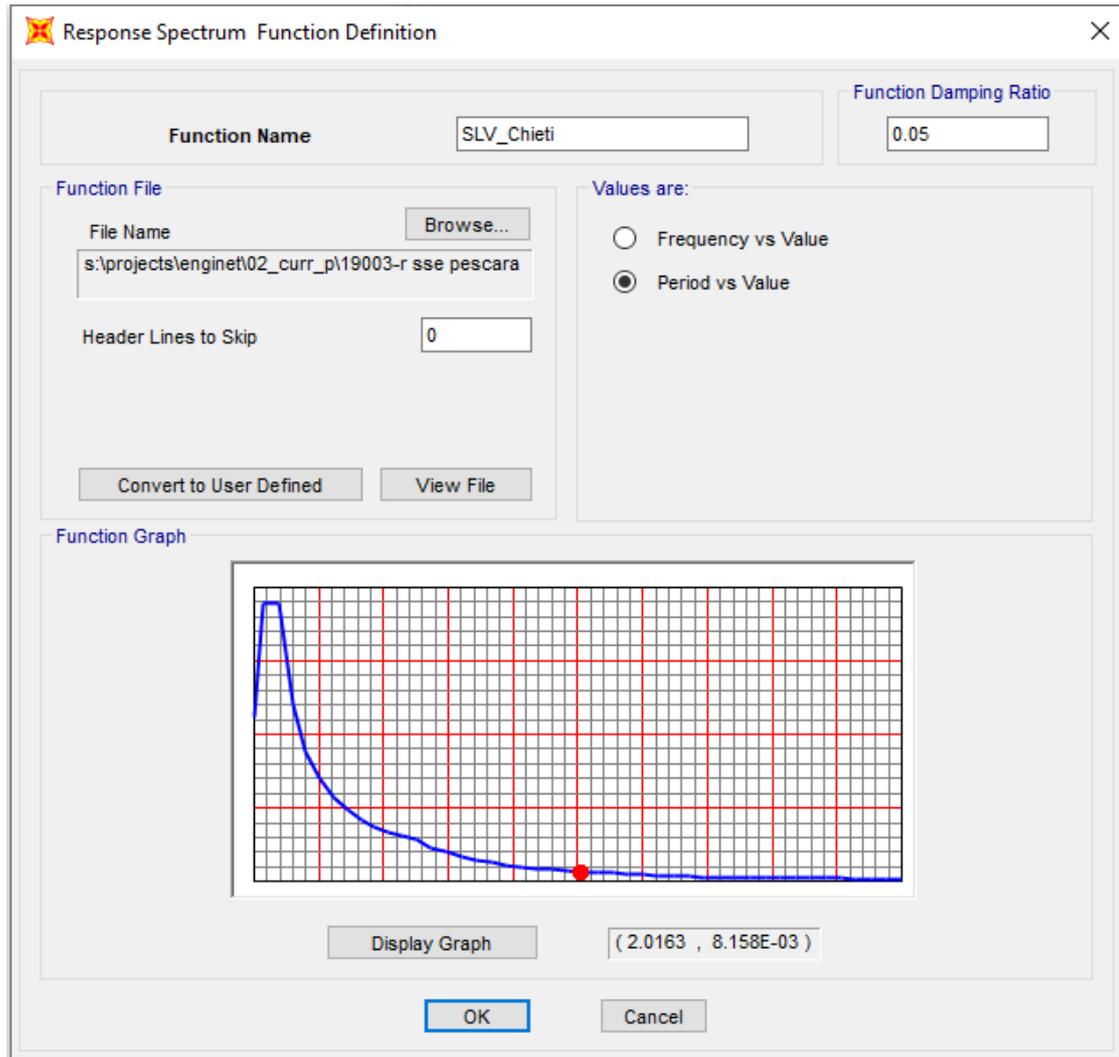


Figura 7-6: Spettro di risposta

## 7.2 Combinazioni delle azioni

Il progetto e la verifica di tutti gli elementi strutturali saranno eseguiti mediante il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Per quanto concerne le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e quelle agli stati limite d'esercizio (SLE), le condizioni elementari di carico vengono tra loro combinate in modo da determinare le sollecitazioni più sfavorevoli.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (frequente), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

Azioni Permanenti (G);

Azioni Variabili (Q);

Azioni di Precompressione (P);

Azioni Eccezionali (A);

Azioni Sismiche (E);

I valori dei coefficienti che tengono conto della non contemporaneità dei massimi valori delle azioni sono dati dalla seguente tabella:

Destinazione d'uso/azione	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60

Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli ≤ 30kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono dati dalla seguente tabella:

Azione		Coefficiente parziale	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30
Accidentali	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

I valori dei coefficienti parziali per i parametri del terreno  $\gamma_M$  sono dati dalla seguente tabella:

Parametro	Coefficiente parziale $\gamma_m$	
	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio $\tan \phi'_k$	1,00	1,25
Coesione efficace $c'_k$	1,00	1,25

Parametro	Coefficiente parziale $\gamma_m$	
	M1	M2
Resistenza non drenata $c_{uk}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume di terreno $\gamma$	1,00	1,00

Si riportano di seguito le combinazioni implementate nel modello strutturale:

Nome	G1	G2	Qk1 (var cat. H1)	Qk2 (vento)	Qk3 (neve)	Ez
SLU_1	1.3	1.5	1.5	1.5*0.6	1.5*0.5	0
SLU_2	1.3	1.5	1.5*0	1.5	1.5*0.5	0
SLU_3	1.3	1.5	1.5*0	1.5*0.6	1.5	0
SLV	1	1	0	0	0	1
SLD	1	1	0	0	0	1
SLE_RARA_1	1	1	1	0.6	0.5	0
SLE_RARA_2	1	1	0.7	1	0.5	0
SLE_RARA_3	1	1	0.7	0.6	1	0
SLE_FREQ.1	1	1	0	0	0	0
SLE_FREQ.2	1	1	0	0.2	0	0
SLE_FREQ.3	1	1	0	0	0.2	0
SLE_QP	1	1	0	0	0	0

Sono anche stati creati due involuipi:

COMB\_STR: involuppo di SLU\_1, SLU\_2, SLU\_3 e SLV

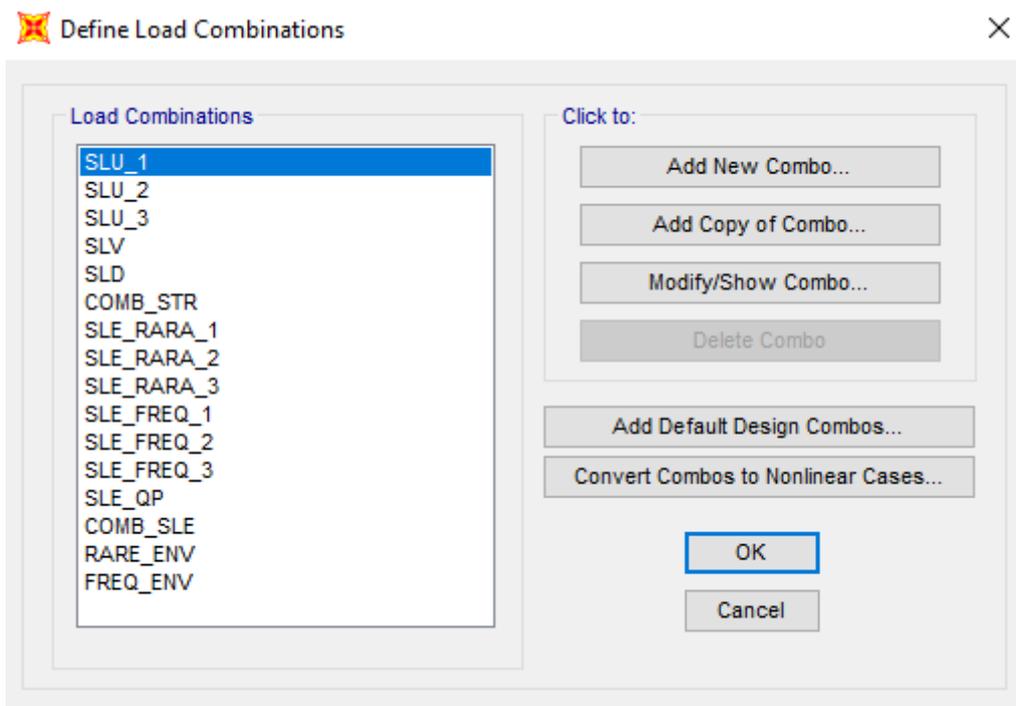


Figura 7-7: Combinazioni dei Carichi

### 7.3 Risultati rappresentativi

Di seguito si riportano le sollecitazioni in X e Y delle combinazioni precedenti

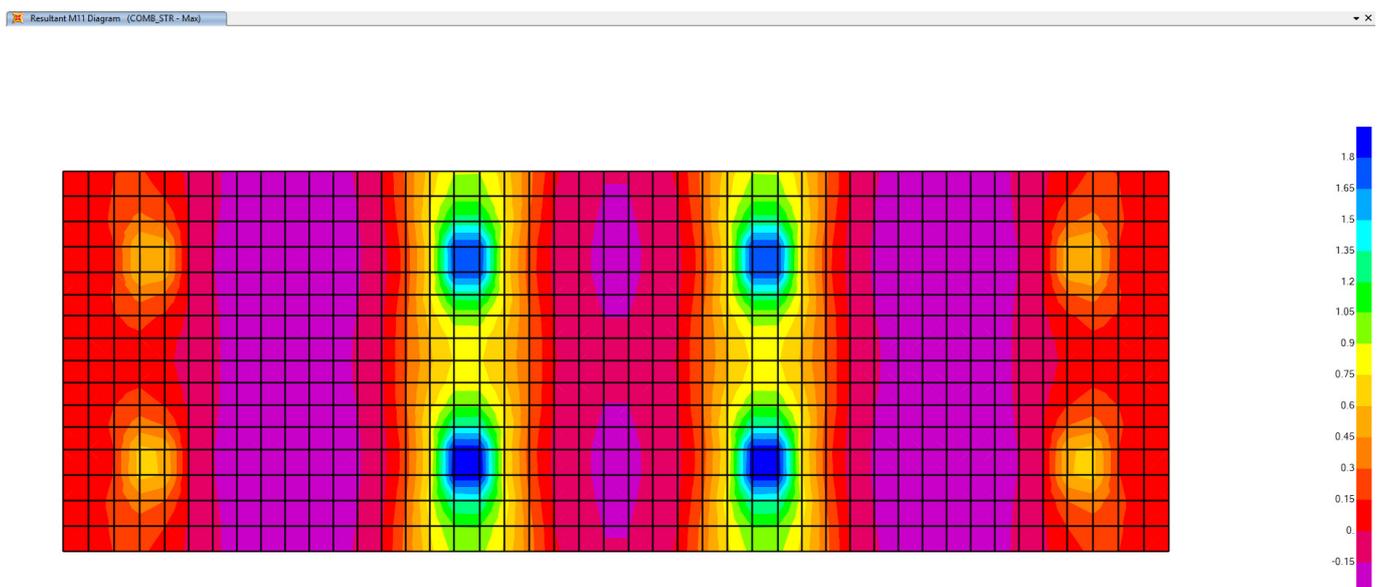


Figura 7-8: Sollecitazioni M11 per la combinazione STR (campo  $-0.3\text{kNm/m}$  ;  $1.9\text{ kNm/m}$ )

Resultant M22 Diagram (COMB\_STR - Max)

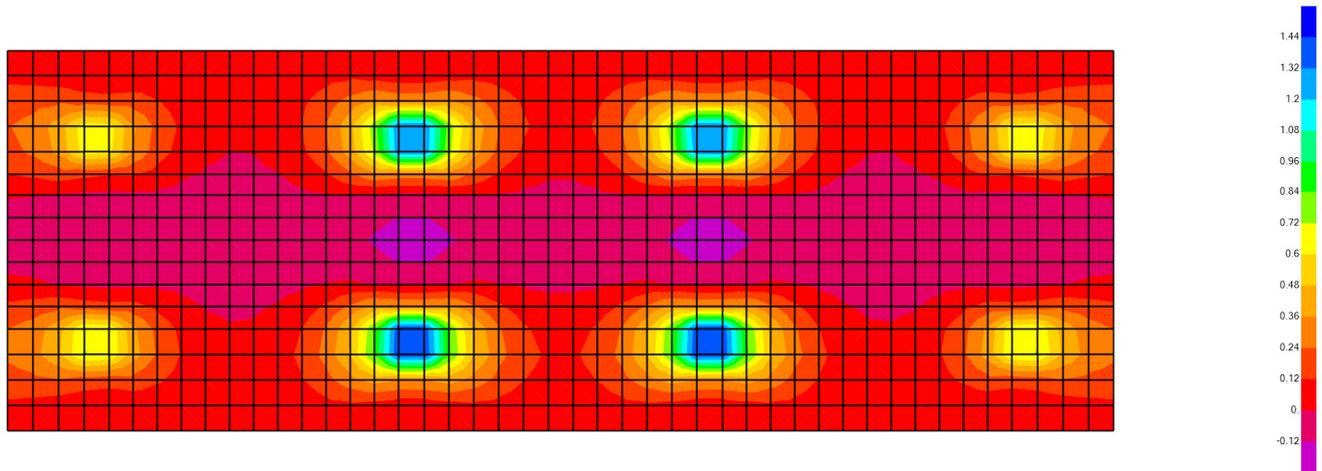


Figura 7-9: Sollecitazioni M22 per la combinazione STR (campo  $-0.15\text{kNm/m}$  ;  $1.5\text{ kNm/m}$  )

Resultant M11 Diagram (COMB\_SLE - Max)

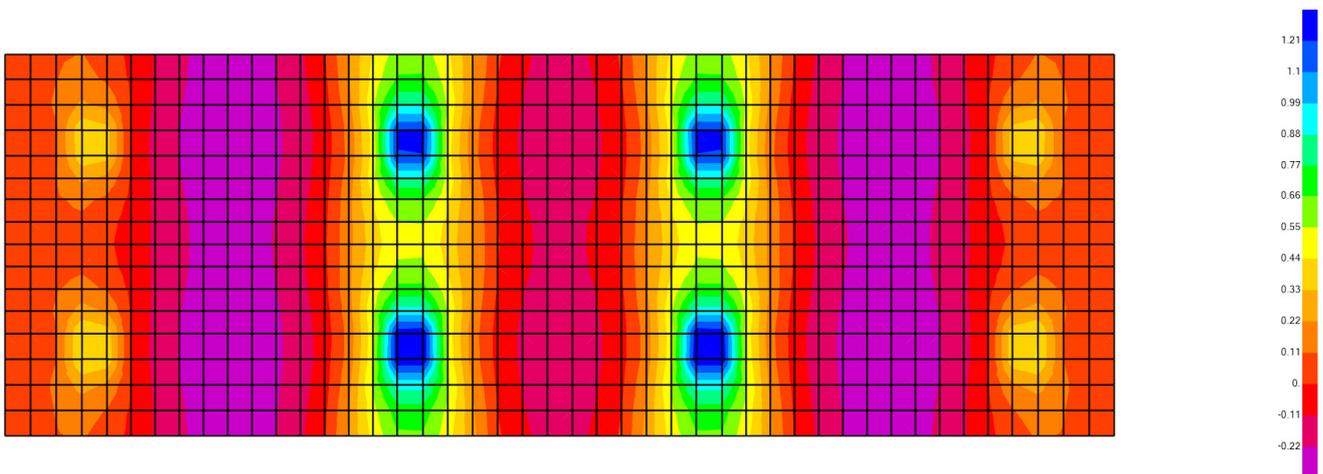


Figura 7-10: Sollecitazioni M11 per la combinazione SLE (campo  $-0.30\text{ kNm/m}$  ;  $1.3\text{ kNm/m}$  )

**CABINA TE - Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	00	CL	SE0000001	A	35 di 51

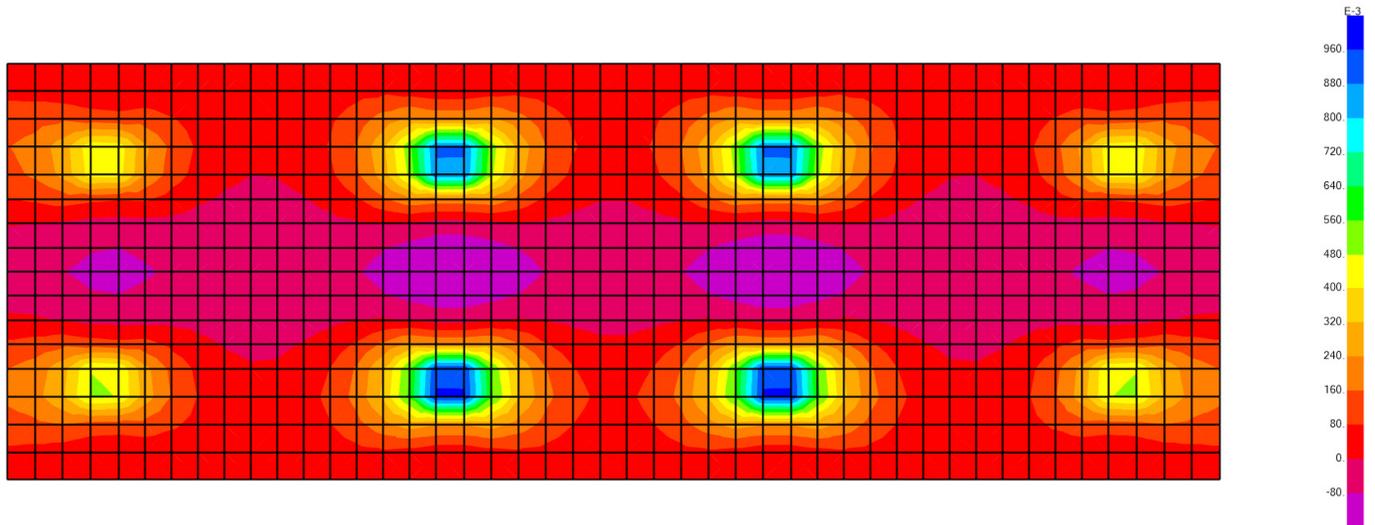


Figura 7-11: Sollecitazioni M22 per la combinazione SLE (campo  $-0.15\text{kNm/m}$  ;  $1.0\text{ kNm/m}$  )

## 8 VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE

### 8.1 Verifiche SLU

Si è prevista l'adozione, in ciascuna delle due direzioni principali di un'armatura diffusa  $\varnothing 12/20'$  sia superiore che inferiore. Il momento resistente associato all'armatura minima risulta:

$$M_{x,Rd} = M_{y,Rd} = 61 \text{ kN/m}$$

La platea risulta verificata in quanto il momento agente, risultante dalle combinazioni di calcolo SLV e SLU è in ogni sezione inferiore al momento resistente.

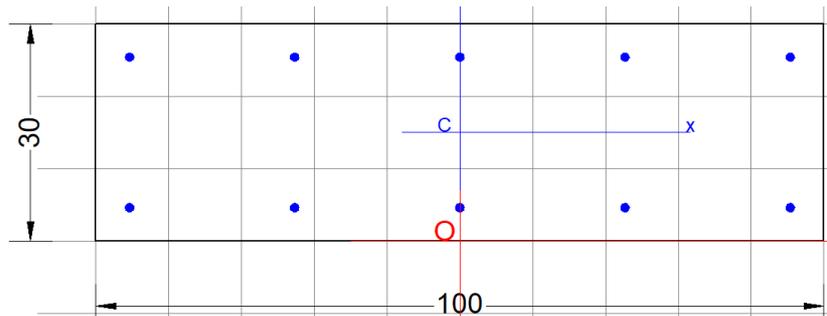
Riepilogo delle sollecitazioni massime:

$$M_{x,max} = 1.86 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,max} = 1.46 \text{ kN/m}$$

Momento resistente (1+1 $\varnothing 12/20'$ ):

$$M_{x,Rd} = M_{y,Rd} = 61 \text{ kN/m} > M_{x,Ed} ; M_{y,Ed}$$



### GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: 30x100 rev 2.secEC

Section description:	
Reference code:	NTC 2018
Exposure Class:	XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

### MATERIALS DATA

**CABINA TE - Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	00	CL	SE0000001	A	37 di 51

CONCRETE -	Class:	C32/40	
	Design compressive strength fcd:	18.1	MPa
	Shear reduced compressive strength v1*fcd:	9.1	MPa (6.9)EC2
	Coeff. Crd,c:	0.1200	§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff. K1:	0.1500	§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff. v min:	0.0115	Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020	
	Ultimate strain ecu:	0.0035	
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle	
	Mean elastic modulus Ecm:	33345.8	MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0	MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00	
	Stress limit Characteristic SLS:	19.2	MPa
	Stress limit Frequent SLS:	19.2	MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300	mm
	Coeff. k3:	3.4000	§ 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250	§ 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	14.4	MPa
	wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200	mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.0	MPa
	Tensile strength ftk:	540.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00	MPa

**GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA**

Width:	100.0	cm
Depth:	30.0	cm
Bottom bars:	5∅12	(5.7 cm?)
Top bars:	5∅12	(5.7 cm?)
Low Cover (from centroid of bar):	4.6	cm
Top Cover (from centroid of bar):	4.6	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.6	cm

**ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION**

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	1.91	3.10	0.00

**CHECKS RESULTS**

**Checks of section OK for all assigned combinations**

Min edge cover of longitudinal bars: 4.0 cm

**CABINA TE - Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	00	CL	SE0000001	A	38 di 51

Min edge distance between longitudinal bars: 19.6 cm  
Min edge cover of stirrups: 4.0 cm

**ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE**

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is $\geq 1.0$
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm <sup>2</sup> ] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm<sup>2</sup>] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

1	OK	0.00	1.91	-0.06	60.71	31.783	27.0	52.14	---	---	---
---	----	------	------	-------	-------	--------	------	-------	-----	-----	-----

**ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE**

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at $ec/2$ depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.01165	30.0	-0.00192	25.4	-0.02642	4.6

**ULTIMATE LIMIT STATE - SHEAR CHECKS WITH NO TRANSVERSE REINFORCEMENT (§ 6.2.2 EC2)**

Check	Result of check
Ved	Design value [daN] of applied shear force $V_y$ (uniaxial shear)
Vwct	Design shear resistance [kN] without shear reinforcement [eq.(6.2)EC2]
d	Effective depth of section [cm]
bw	Effective min width of the cross-section [cm]
Ro	Geometrical ratio of longitudinal tension longitudinal reinforcement = $As/(bw d) < 0.02$
Scp	Mean compression stress (NEd/Ac)[Mpa] [ $< 0.2 f_{cd}$ ]
k	Coeff. k in the equation (6.2.a) EC2

Comb.N.	Check	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp	k
1	OK	3.10	110.69	25.4	100.0	0.0000	0.00	1.887

L'incidenza dell'armatura della platea di fondazione è pari a 70 kg/m<sup>3</sup>.

## 8.2 Verifiche SLE – Verifica a Fessurazione

Di seguito si riporta la verifica a fessurazione del basamento dello shelter utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazioni SLE.

### SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	Assigned Internal Forces	
	N	Mx
1	0.00	1.30

N: Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)  
 Mx: Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

### SERVICEABILITY LIMIT STATE - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	Assigned Internal Forces	
	N	Mx
1	0.00	1.30

N: Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)  
 Mx: Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

### SERVICEABILITY LIMIT STATE - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	Assigned Internal Forces	
	N	Mx
1	0.00	1.30

N: Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)  
 Mx: Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

### SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm <sup>2</sup> ] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm <sup>2</sup> ] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.19	30.0	0.00	24.4	-9.8	25.4	8.1	812	5.7	22.7

### SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]

**CABINA TE - Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	00	CL	SE0000001	A	40 di 51

kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
W   c	Equivalent bar diameter [mm]   cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio $A_s \text{ eff} / A_c \text{ eff}$ [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max * (e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	W   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00006	0	0.500	12 4.0	0.007	0.000030 (0.00003)	429	0.013	49.06

**SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.19	30.0	0.00	24.4	-9.8	25.4	8.1	812	5.7	22.7

**SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	W   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00006	0	0.500	12 4.0	0.007	0.000030 (0.00003)	429	0.013 (0.30)	49.06

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.19	30.0	0.00	24.4	-9.8	25.4	8.1	812	5.7	22.7

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	W   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00006	0	0.500	12 4.0	0.007	0.000030 (0.00003)	429	0.013 (0.20)	49.06

**SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]**

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking [see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm <sup>2</sup> ] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm <sup>2</sup> ] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.40	1500	---	---	---	-226.79	5.7	4.0
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.40	1500	---	---	---	-226.79	5.7	4.0

#### 8.4 Verifica a carico limite – Verifica GEO

Di seguito si riporta la verifica a carico limite.

##### Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*N_c^*sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*N_q^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5*\gamma^*B^*N_\gamma^*s_\gamma^*d_\gamma^*i_\gamma^*b_\gamma^*g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_b$  = Eccentricità in direzione B ( $e_b = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_b = 0$ ;  $L^* = L$ )

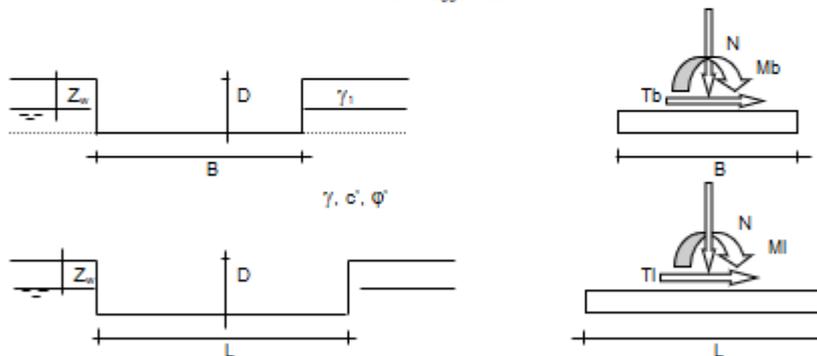
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2*e_b$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2*e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali			
		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	⊗	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 4.50 (m)  
L = 13.00 (m)  
D = 0.30 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	831.50	0.00	831.50
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
Ml [kNm]	5.00	0.00	5.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

**Peso unità di volume del terreno**

$\gamma_1 = 19.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 19.00$  (kN/mc)

**Valori caratteristici di resistenza del terreno**

$c' =$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 27.00$  (°)

**Valori di progetto**

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 27.00$  (°)

**Profondità della falda**

$Z_w = 5.00$  (m)

$e_u = 0.00$  (m)  
 $e_l = 0.01$  (m)

$B^* = 4.50$  (m)  
 $L^* = 12.98$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 5.70$  (kN/mq)

**$\Upsilon$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  (kN/mc)

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\gamma \cdot D \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 13.20$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 23.94$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 14.47$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$

$s_c = 1.19$

$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$

$s_q = 1.18$

**CABINA TE - Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	00	CL	SE0000001	A	43 di 51

$$s_y = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_y = 0,86$$

$i_e, i_q, i_r$  : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,74 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^{\circ})$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,28 \quad m = 1,74 \quad (-)$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastroforme  
e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri

$$i_e = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi))^{m_l}$$

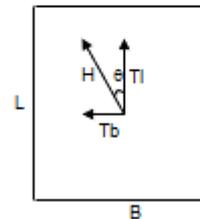
$$i_e = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

$$i_r = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi))^{(m_b + 1)}$$

$$i_r = 1,00$$



$d_e, d_q, d_r$  : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1,02$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,02$$

$$d_r = 1$$

$$d_r = 1,00$$

$b_e, b_q, b_r$  : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_l \tan \varphi')^2 \quad \beta_l + \beta_p = 0,00 \quad \beta_l + \beta_p < 45^{\circ}$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_r = b_q$$

$$b_r = 1,00$$

**CABINA TE - Relazione di calcolo platea shelter prefabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	00	CL	SE0000001	A	44 di 51

$$b_1 = 1.00$$

$g_0, g_4, g_7$  : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_0 = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_4 = 1.00$$

$$g_0 = g_4 - (1 - g_4) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_0 = 1.00$$

$$g_7 = g_4$$

$$g_7 = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 623.14 \quad (\text{kN/m}^2) \quad R3 \quad 2.30$$

$$q_{rd} = 271 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 10.81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 57.68 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 321.77 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

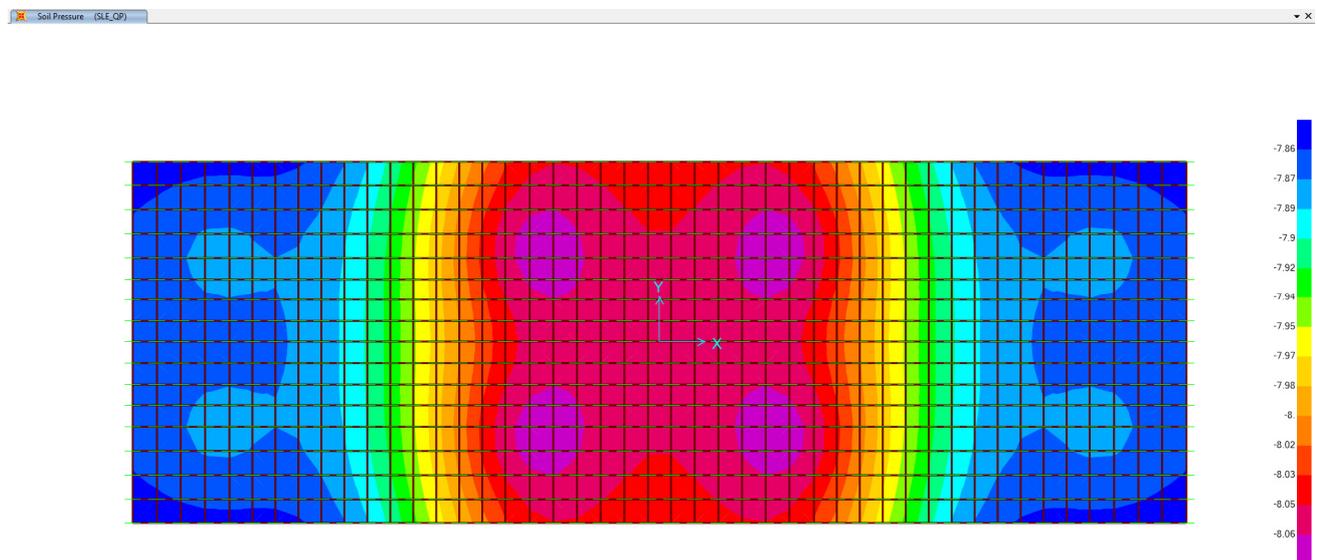
$$F_{scorr} = -- \quad \text{OK}$$

### 8.5 Calcolo dei cedimenti

Di seguito si riporta il calcolo dei cedimenti per il basamento di alloggio degli shelter.

I fabbricati shelter hanno pianta di forma rettangolare con dimensioni 4.5m x 13.0m. La fondazione è di tipo diretto a platea con spessore 0.3 m e quota di imposta -0.4 m dal piano campagna.

La pressione sul terreno è:



**Figura 8-1: Pressione terreno nella combinazione SLE QP**

La pressione media agente sulla platea di fondazione dello shelter, derivante dalla modellazione strutturale, è pari a **8 kPa** nella combinazione SLE quasi permanente; il peso proprio della platea è considerato nel calcolo.

Nella tabella seguente sono riepilogate le pressioni del fabbricato considerate nell'analisi dei cedimenti e la pressione media totale sul terreno di fondazione; viene inoltre specificata l'aliquota del carico che genera un cedimento di ricomprensione (pari alla pressione dovuta al terreno scavato) e la pressione netta che induce un cedimento di compressione vergine, di entità più significativa.

Fabbricato	Larghezza (m)	Lunghezza (m)	Spessore platea (m)	Profondità imposta fondazione (m)	Pressione terreno asportato (kPa)	Pressione totale (kPa)	Pressione netta (kPa)	Pressione ricarico (kPa)
Shelter (1)	4.50	13	0.3	0.15	9	8	3.6	4.4
Shelter (2)	4.50	13	0.3	0.15	10	8	2.6	5.4

**Tabella 1 – Pressioni considerate per l'analisi dei cedimenti (1 = Chieti; 2 = Sambuceto)**

### Calcolo dei cedimenti

La stima dei cedimenti è stata condotta il software Settle3D della Rocscience, che valuta gli incrementi di tensione indotti all'interno di ciascuno strato dal carico applicato in superficie secondo la teoria di Boussinesq.

Ciascuno strato è caratterizzato da un modulo elastico di tipo edometrico M. La valutazione dei cedimenti è stata eseguita stimando separatamente il contributo del carico di compressione vergine e il contributo dei cedimenti di ricompressione, utilizzando in questo caso il modulo edometrico di scarico ricarico Mur.

L'analisi è stata svolta nell'ipotesi di fondazione perfettamente flessibile.

Si riportano in seguito i parametri geotecnici e i modelli geotecnici utilizzati per l'analisi dei cedimenti dei due edifici shelter.

Parametri geotecnici:

UNITA'	MATERIALE	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità				
		$\gamma_v$	$K_0$	$\varphi'$	$c'$	$c_u$	$G_0$	$E_0$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$Z_0$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[m da p.c.]
A,L1	L,A; L(A)[S]	18	0.99	22	10	80-100	60	150	15	30	-
A,L2	A(L),L(A)	17.5	0.84	20.5	5	30-40	40-60	100-150	7+(0.5·Z)	14+(1·Z)	4.5
L(S)	L(S); L(S)[A]	19	0.50	30	0	-	20	50	3-4	6	-
L(S,A)	L(A,S); L(S,A)	20	0.62	28	0	-	40-70	100-150	5+(0.66·Z)	10+(1.3·Z)	-
L,A2	L(A); L(A)[S]; L(A),S	19	0.59	27	0	30-60	60-90	150-220	10+(1·Z)	20+(1·Z)	15
L,A1	L(A); L(A)[S]	18.5	0.63	23.5	12	60	85	210	22	44	
G,S	S; S(G);G(S);G	19	0.41	36	0	-	200	500	50	100	-
M	A(M); M	21	0.57	26	20	150-400	160	400	40	80	-

Notazione adottata:

- $\gamma_n$  = peso di volume naturale;
- $\varphi'$  = angolo di attrito “operativo”;
- $c'$  = intercetta di coesione “operativa”;
- $c_u$  = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico, oppure quella ricavata dalle prove CPTU e SCPTU;
- $G_0$  = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;
- $E_{op}$  = modulo di Young “operativo”;
- $\nu'$  = rapporto di Poisson.
  - $Z_0$  = profondità di riferimento rispetto alla quale considerare l’incremento lineare dei valori dei parametri (dove presente).

Modello geotecnico CTE Chieti:

Strato	Profondità da [m da p.c.]	Profondità a [m da p.c.]	Descrizione
A,L1	0	7	L,A; L(A)[S]
L,A2	7	15	L(A); L(A)[S]; L(A),S
L,A1	15	25	L(A); L(A)[S]
G,S	25	30	S; S(G);G(S);G
M	30	-	A(M); M

UNITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					
	$\gamma_v$	$K_0$	$\varphi'$	$c'$	$c_u$	$G_0$	$E_0$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$\nu'$	$Z_0 (**)$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m da p.c.]
A,L1	18	0.99	22	10	80-100	60	150	15	30	0.25	-
L,A2	19	0.59	27	0	30-60	60-90	150-220	10+(1·Z)	20+(1·Z)	0.25	-
L,A1	18.5	0.63	23.5	12	60	85	210	22	44	0.25	-
G,S	19	0.41	36	0	-	200	500	50	100	0.2	-
M	21	0.57	26	20	150-400	160	400	40	80	0.25	-

In via cautelativa per le unità geotecniche con modulo di Young variabile (linearmente) si assume il valore medio.

Modello geotecnico CTE Sambuceto:

Strato	Profondità da	Profondità a	Descrizione
	[m da p.c.]	[m da p.c.]	
<b>L(S,A) (*)</b>	0	20	L(A),S; L(S),A
<b>G,S</b>	20	23	S; S(G);G(S);G
<b>M</b>	23	-	A(M); M

UNITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					
	$\gamma_v$	$K_0$	$\varphi'$	$c'$	$c_u$	$G_0$	$E_0$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$\nu'$	$Z_0 (**)$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m da p.c.]
<b>L(S,A)</b>	20	0.62	28	0	80-100	40-70	100-150	5+(0.66·Z)	10+(1.3·Z)	0.25	-
<b>G,S</b>	19	0.41	36	0	-	200	500	50	100	0.2	-
<b>M</b>	21	0.57	26	20	150-400	160	400	40	80	0.25	-

## Shelter Chieti

### *Cedimenti di compressione totale*

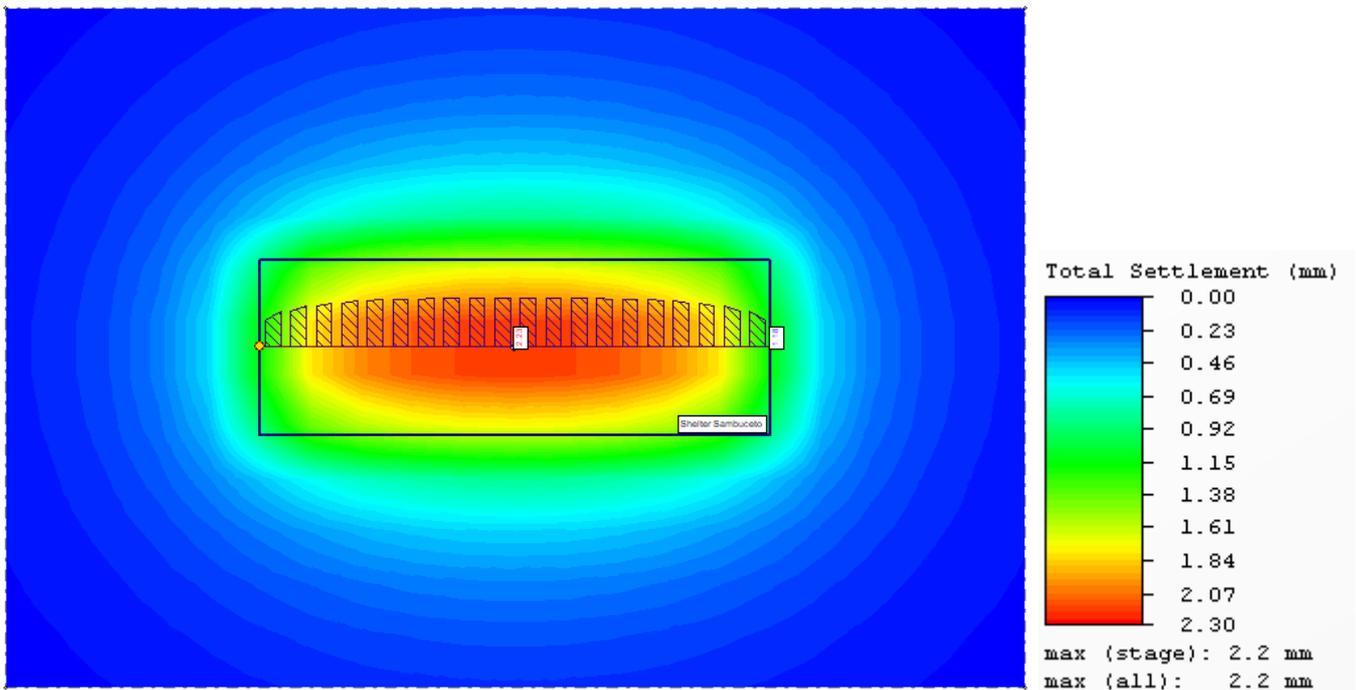


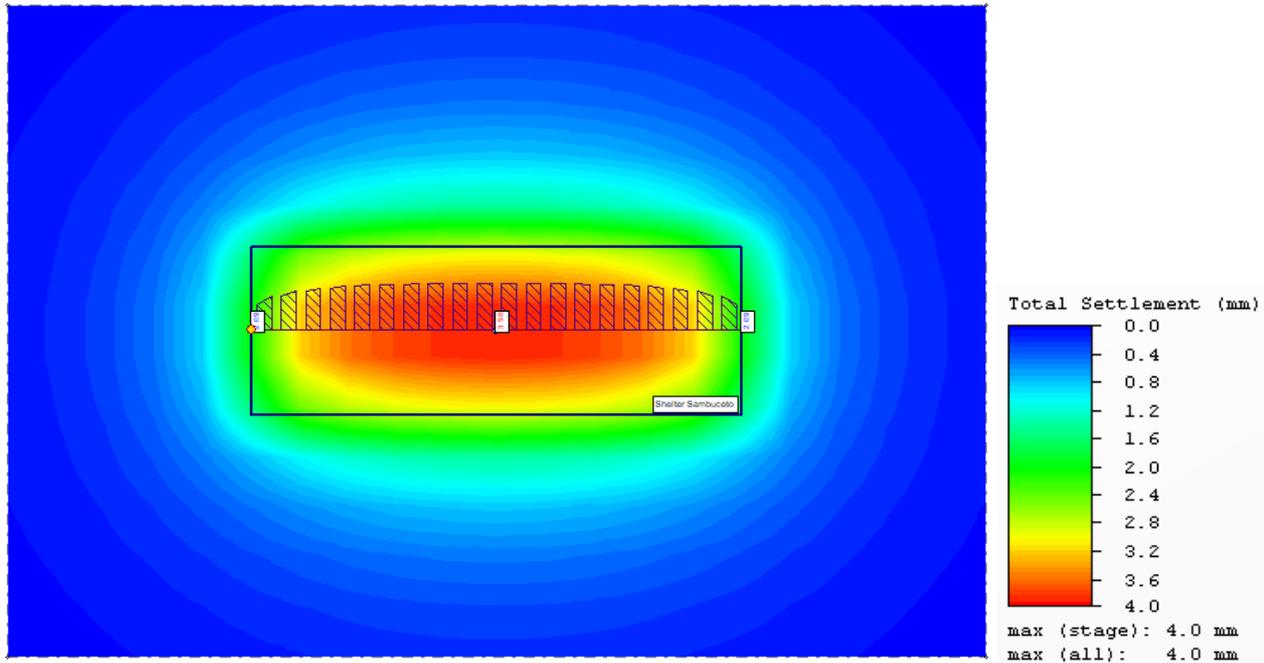
Figura 8-2: Cedimenti totali Shelter Chieti

### *Valutazioni sui cedimenti*

Il cedimento massimo in corrispondenza dell'edificio è di circa **2.2mm** e quindi accettabile, ovvero tale da non avere alcun effetto sulle strutture primarie e secondarie.

## Shelter Sambuceto

### Cedimenti di compressione totale



**Figura 8-3: Cedimenti totali Shelter Sambuceto**

### Valutazioni sui cedimenti

Il cedimento massimo in corrispondenza dell'edificio è di circa **4 mm** e quindi accettabile, ovvero tale da non avere alcun effetto sulle strutture primarie e secondarie.