

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**

**U.O INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA - VITERBO**

**TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE**

**Fabbricato tecnologico FA01 al km 30+380**

Relazione di calcolo basamento cabina di consegna FA01

SCALA:

-

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

N R 1 J 0 1 D 2 9 C L F A 0 1 0 0 0 0 2 A

| Rev. | Descrizione         | Redatto   | Data    | Verificato   | Data    | Approvato  | Data    | Autorizzato Data   |
|------|---------------------|---|---------|--|---------|--|---------|--|
| A    | Emissione esecutiva | USAI<br> | 11.2019 | PASSARO<br> | 11.2019 | PAOLETTI<br> | 11.2019 | ARDUINI<br>11.2019<br><br>ITALFERR S.p.A.<br>Direzione Tecnica<br>Infrastrutture Centro<br>Dott. Ing. Fabrizio Arduini<br>Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma<br>n. 15382/2019<br> |
|      |                     |   |         |  |         |  |         |  |
|      |                     |   |         |  |         |  |         |  |
|      |                     |   |         |  |         |  |         |  |

File: NR1J01D29CLFA0100002A.docx

n. Elab.: 477.01

## SOMMARIO

|       |  |    |
|-------|--|----|
| 1     | INTRODUZIONE .....                                   | 4  |
| 2     | NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....                       | 5  |
| 3     | PARAMETRI GEOTECNICI .....                           | 6  |
| 3.1   | CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO-SHELTER ..... | 7  |
| 4     | MATERIALI .....                                      | 8  |
| 4.1   | CALCESTRUZZO .....                                   | 8  |
| 4.2   | ACCIAIO DA ARMATURA ORDINARIA .....                  | 8  |
| 5     | ANALISI DEI CARICHI.....                             | 9  |
| 5.1   | PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1).....               | 9  |
| 5.2   | CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2).....                 | 9  |
| 5.3   | CARICHI VARIABILI (QK1).....                         | 9  |
| 5.4   | CARICHI VENTO (QK2) .....                            | 9  |
| 5.5   | CARICHI NEVE (QK3).....                              | 10 |
| 5.6   | AZIONE DEL SISMA VERTICALE (EZ).....                 | 10 |
| 5.6.1 | SPETTRI DI PROGETTO .....                            | 10 |
| 6     | COMBINAZIONI DI CALCOLO.....                         | 13 |
| 7     | MODELLO DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI .....            | 16 |
| 8     | SOLLECITAZIONI DI CALCOLO .....                      | 19 |
| 8.1   | VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE .....            | 22 |
| 8.2   | SLU – VERIFICA A FLESSIONE .....                     | 22 |
| 8.3   | SLU - VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA FONDAZIONE ..... | 23 |
| 8.4   | SLE - VERIFICA A FESSURAZIONE.....                   | 25 |
| 8.5   | VERIFICA A CARICO LIMITE – VERIFICA GEO.....         | 26 |
| 8.6   | VERIFICA SLE – CALCOLO DEI CEDIMENTI.....            | 28 |
| 9     | INCIDENZE .....                                      | 30 |

|   |  |                    |       |                    |      |        |      |    |                    |   |         |
|---|--|--------------------|-------|--------------------|------|--------|------|----|--------------------|---|---------|
|  <b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>PROGETTO DEFINITIVO</b><br><b>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE</b><br><b>RADDOPPIO CESANO – VIGNA DI VALLE</b><br><b>STAZIONE DI ANGUILLARA SABAZIA</b>   |                    |       |                    |      |        |      |    |                    |   |         |
| <b>Fabbricato tecnologico FA01 al km 30+380</b><br>Relazione di calcolo basamento cabina di consegna                                      | <table border="1"> <tr> <td>PROGETTO</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>NR1J</td> <td>01</td> <td>D 29 CL FA0100 002</td> <td>A</td> <td>3 DI 30</td> </tr> </table> | PROGETTO           | LOTTO | CODIFICA DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | NR1J | 01 | D 29 CL FA0100 002 | A | 3 DI 30 |
| PROGETTO  | LOTTO  | CODIFICA DOCUMENTO | REV.  | FOGLIO             |      |        |      |    |                    |   |         |
| NR1J  | 01   | D 29 CL FA0100 002 | A     | 3 DI 30            |      |        |      |    |                    |   |         |

## ELENCO DELLE FIGURE

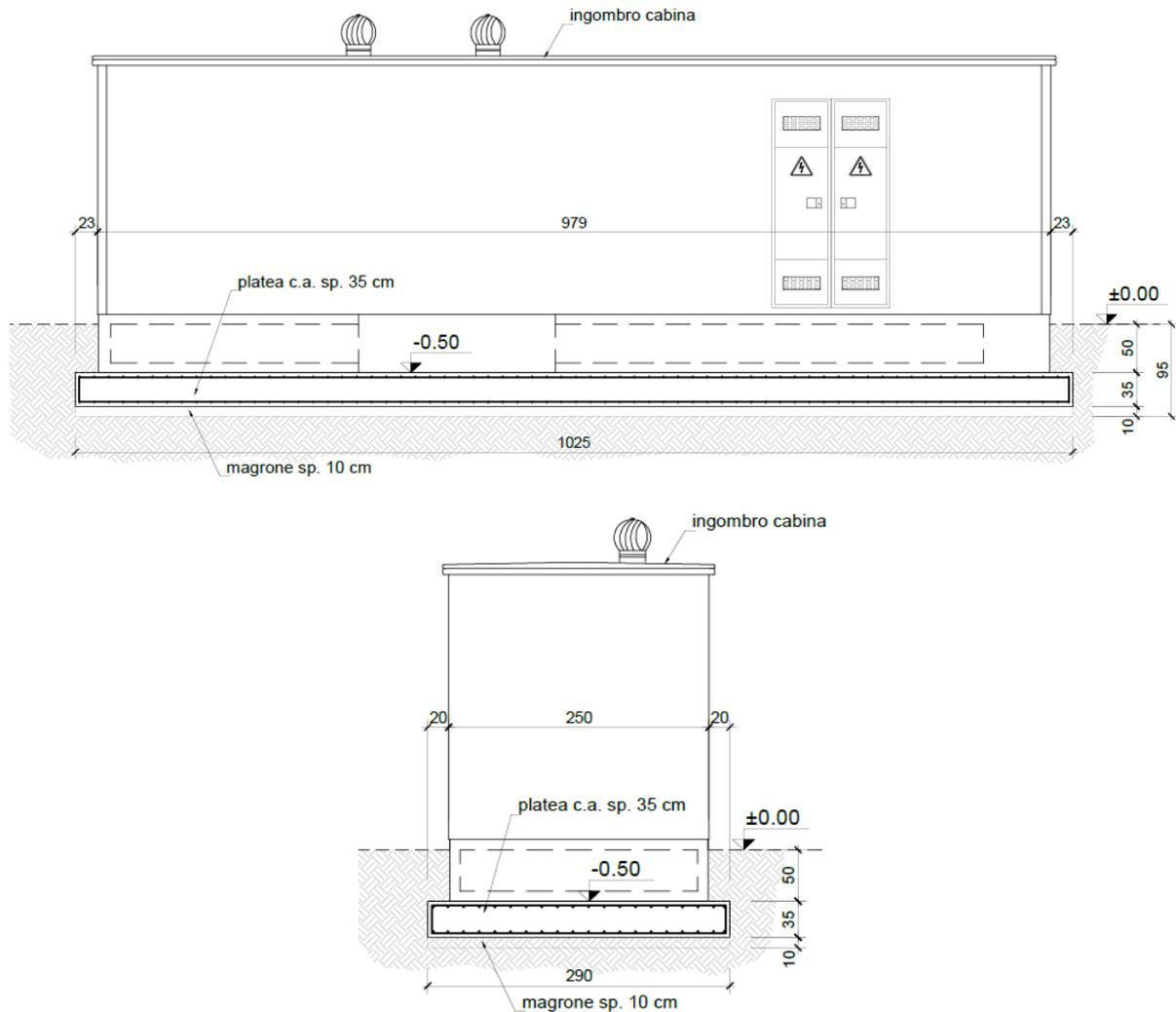
|   |    |
|---|----|
| Figura 1: Sezioni basamento cabina consegna .....   | 4  |
| Figura 2: Modello SAP2000 - Combinazioni Carichi .....  | 15 |
| Figura 3: Modello SAP2000 - Piastra di Fondazione – Basamento (vista 3D) .....                  | 16 |
| Figura 4: Modello SAP2000 - Piastra di Fondazione – Basamento (vista in pianta) .....           | 16 |
| Figura 5: Modello SAP2000 Carichi applicati $G_2$ .....   | 17 |
| Figura 6: Modello SAP2000 Carichi applicati $Q_{k1}$ (variabili cat.H1) .....                   | 17 |
| Figura 7: Modello SAP2000 Carichi applicati $Q_{k2}$ (vento) .....                              | 17 |
| Figura 8: Modello SAP2000 Carichi applicati $Q_{k3}$ (neve).....                                | 18 |
| Figura 9: Sollecitazioni M11 per la combinazione STR (range -7.8 kNm/m ; 9.1 kNm/m) .....       | 19 |
| Figura 10: Sollecitazioni M22 per la combinazione STR (range -1.7 kNm/m ; 9.35 kNm/m) .....     | 19 |
| Figura 11: Sollecitazioni M11 per la combinazione GEO (range -12 kNm/m ; 7.5 kNm/m) .....       | 20 |
| Figura 12: Sollecitazioni M22 per la combinazione GEO (range -2.7 kNm/m ; 9.0 kNm/m) .....      | 20 |
| Figura 13: Sollecitazioni M11 per la combinazione SLE (range -7.7 kNm/m ; 6.6 kNm/m).....       | 21 |
| Figura 14: Sollecitazioni M22 per la combinazione SLE (range -1.95 kNm/m ; 6.5 kNm/m).....      | 21 |
| Figura 15: Definizione del perimetro critico u ai fini della verifica a punzonamento [cm] ..... | 23 |

## 1 INTRODUZIONE

Nel presente elaborato sono riportati i dimensionamenti e le verifiche delle platee di fondazione della cabina di consegna del fabbricato tecnologico FA01, sito alla progressiva chilometrica 30+380.

Le fondazioni sono costituite da una platea in c.a. avente le seguenti dimensioni:

- platea della cabina di consegna: 2.9m x 10.25m, spessore 0.35m.



**Figura 1: Sezioni basamento cabina consegna**

L'impronta a terra della struttura shelter è pari a 9.80m x 2.5m.

|   |  |                            |                                    |  |                          |                                  |
|---|--|----------------------------|------------------------------------|--|--------------------------|----------------------------------|
|  <p><b>ITALFERR</b><br/>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p> | <p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b><br/><b>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE</b><br/><b>RADDOPPIO CESANO – VIGNA DI VALLE</b><br/><b>STAZIONE DI ANGUILLARA SABAZIA</b></p> |                            |                                    |  |                          |                                  |
| <p><b>Fabbricato tecnologico FA01 al km 30+380</b><br/>Relazione di calcolo basamento cabina di consegna</p>                                      | <p>PROGETTO<br/><b>NR1J</b></p>  | <p>LOTTO<br/><b>01</b></p> | <p>CODIFICA<br/><b>D 29 CL</b></p> | <p>DOCUMENTO<br/><b>FA0100 002</b></p> | <p>REV.<br/><b>A</b></p> | <p>FOGLIO<br/><b>5 DI 30</b></p> |

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni» [NTC18];
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”;
- UNI EN 206-1:2006. “Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 1992-1-1:2005. “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- D.G.R. Lazio 22 maggio 2009, n. 387 “Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio in applicazione dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 e della D.G.R. Lazio 766/03”;
- D.G.R. Lazio 17 ottobre 2012, n. 489 “Modifica dell’allegato 2 della D.G.R. Lazio n.387 del 22 maggio 2009”;
- D.G.R. Lazio 26 novembre 2010, n. 545 “Linee guida per l’utilizzo degli indirizzi e criteri generali per gli studi di micro zonazione sismica nel territorio della Regione Lazio di cui alla D.G.R: Lazio n.387 del 22 maggio 2009”;
- D.G.R. Lazio 13 gennaio 2012, n. 10 “Snellimento delle procedure per l’esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico”.

### 3 PARAMETRI GEOTECNICI

Si adotta il seguente modello geotecnico, definito mod. 3 nella relazione geotecnica generale del presente progetto.

| Dalla pk 29+900 alla pk 31+300   |            |           |              |                                     |                 |  |          |
|--|------------|-----------|--------------|-------------------------------------|-----------------|--|----------|
| Descrizione  | z iniz (m) | z fin (m) | spessore (m) | Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> ) | Tipo di terreno | Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ (°) | C' (kPa) |
| Terreno vegetale   | 0          | 1         | 1            | 15                                  | -               | -  | -        |
| Limo sabbioso  | 1          | 10        | 9            | 17                                  | GG              | 26   | 10       |
| Depositi vulcanici - Sabbia limosa argillosa addensata                       | 10         | 24        | 14           | 16                                  | GG              | 30   | 0        |
| Roccia debolmente alterata e fratturata con livelli di piroclastite alterata | 24         | 30        | 6            | 27                                  | R               | 40   | -        |

| Modulo elastico Eop (MPa) | RQD (%) | GSI | Resistenza a compressione sigma (Mpa) | K media (m/s)        |
|---------------------------|---------|-----|---------------------------------------|----------------------|
| -                         | -       | -   | -                                     | -                    |
| 15                        | -       | -   | -                                     | $1,5 \cdot 10^{-3}$  |
| 25                        | -       | -   | -                                     | $1,35 \cdot 10^{-2}$ |
| 5300                      | 70      | 60  | 160                                   | -                    |

Per la verifica delle platee di fondazione si assumono cautelativamente i seguenti parametri del terreno:

Angolo di attrito  $\phi' = 26^\circ$

Coesione  $c' = 10 \text{ kPa}$

Peso Unità di Volume  $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$

La falda si trova, ad una profondità tale da non interferire con l'opera nell'intera area interessata dalla seguente progettazione definitiva (zf = -10.7m).

|   |  |                    |       |                    |      |        |      |    |                    |   |         |
|---|--|--------------------|-------|--------------------|------|--------|------|----|--------------------|---|---------|
|  <b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>PROGETTO DEFINITIVO</b><br><b>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE</b><br><b>RADDOPPIO CESANO – VIGNA DI VALLE</b><br><b>STAZIONE DI ANGUILLARA SABAZIA</b>   |                    |       |                    |      |        |      |    |                    |   |         |
| <b>Fabbricato tecnologico FA01 al km 30+380</b><br>Relazione di calcolo basamento cabina di consegna                                      | <table border="1"> <tr> <td>PROGETTO</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>NR1J</td> <td>01</td> <td>D 29 CL FA0100 002</td> <td>A</td> <td>7 DI 30</td> </tr> </table> | PROGETTO           | LOTTO | CODIFICA DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | NR1J | 01 | D 29 CL FA0100 002 | A | 7 DI 30 |
| PROGETTO  | LOTTO  | CODIFICA DOCUMENTO | REV.  | FOGLIO             |      |        |      |    |                    |   |         |
| NR1J  | 01   | D 29 CL FA0100 002 | A     | 7 DI 30            |      |        |      |    |                    |   |         |

### 3.1 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO-SHELTER

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

$$k_w = \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

dove:

|          |       |                   |   |
|----------|-------|-------------------|---|
| $E_{op}$ | 15    | MPa               | modulo elastico del terreno             |
| $\nu$    | 0.3   | -                 | coefficiente di Poisson =0.3;           |
| $B$      | 2.9   | m                 | larghezza della fondazione.             |
| $L$      | 10.25 | m                 | lato maggiore della fondazione          |
| $c_t$    | 1.53  | -                 | fattore di forma (Bowles, 1960)         |
| $K_w$    | 3722  | kN/m <sup>3</sup> | coefficiente di sottofondo alla Winkler |

Fattore di forma per la stima del coefficiente di Winkler:

Fondazione Rigida

- rettangolare con  $L/B \leq 10$                        $c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$

- rettangolare con  $L/B > 10$                        $c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$

dove  $L$  è il lato maggiore della fondazione.

Cautelativamente si è assunto un valore del coefficiente di sottofondo pari a 3700 kN/m<sup>3</sup>.

## 4 MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo

- STRUTTURE IN FONDAZIONE:

Classe C25/30

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14$  Mpa

Modulo elastico  $E_{cm} = 31$  Gpa

Classe di esposizione = XC2

Classe di consistenza min = S4

Rapporto a/c max = 0.60

Copriferro minimo = 40 mm

- MAGRONE :

Classe C12/15

Classe di esposizione = X0

### 4.2 Acciaio da armatura ordinaria

Acciaio tipo B450 C

Resistenza di calcolo  $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391$  Mpa

Modulo elastico  $E_s = 200$  Gpa

## 5 ANALISI DEI CARICHI

### 5.1 Peso proprio della struttura (G1)

I pesi propri strutturali degli elementi sono stati calcolati, utilizzando per il cemento armato un peso specifico pari a:

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

$$\text{PP della platea} = 10.25\text{m} * 2.90\text{m} * 0.35\text{m} * 25 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{260.1 \text{ kN}}$$

### 5.2 Carichi permanenti portati (G2)

Peso delle apparecchiature = 1000 kg/mq

Tale valore andrà ripartito sui 10 piedini di appoggio dello shelter:

$$\text{N scarico piedino centrale: } 1000 \text{ kg/mq} * (2.45 \text{ m} * 1.25 \text{ m}) = 3062.5 \text{ kg} = \mathbf{30.63 \text{ kN}}$$

$$\text{N scarico piedino di bordo: } 1000 \text{ kg/mq} * ((2.45/2) \text{ m} * 1.25 \text{ m}) = 1531.25 \text{ kg} = \mathbf{15.32 \text{ kN}}$$

PP shelter a vuoto 2000 kg.

Tale valore andrà ripartito sui 10 piedini di appoggio dello shelter:

$$\text{N scarico piedino centrale: } 2000 \text{ kg} / (9.8\text{m} * 2.5\text{m}) * (2.45 \text{ m} * 1.25 \text{ m}) = 250 \text{ kg} = \mathbf{2.5 \text{ kN}}$$

$$\text{N scarico piedino di bordo: } 2000 \text{ kg} / (9.8\text{m} * 2.5\text{m}) * ((2.45/2) \text{ m} * 1.25 \text{ m}) = 125 \text{ kg} = \mathbf{1.25 \text{ kN}}$$

### 5.3 Carichi Variabili (Qk1)

Locale accessibile per sola manutenzione (cat.H1) = 50 kg/mq

Tale valore andrà ripartito sui 10 piedini di appoggio dello shelter:

$$\text{N scarico piedino centrale : } 50 \text{ kg/mq} * (2.45 \text{ m} * 1.25 \text{ m}) = 153.125 \text{ kg} = \mathbf{1.53 \text{ kN}}$$

$$\text{N scarico piedino di bordo : } 50 \text{ kg/mq} * ((2.45/2) \text{ m} * 1.25 \text{ m}) = 76.56 \text{ kg} = \mathbf{0.77 \text{ kN}}$$

### 5.4 Carichi Vento (Qk2)

A favore di sicurezza si sceglie di adottare un valore di carico da vento pari a = 200 kg/mq 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 metri (altezza dello shelter)

Tale valore andrà ripartito sui 10 piedini di appoggio dello shelter:

$$\text{M base del piedino centrale} = p * l^2 / 2 = [(200 \text{ kg/mq} * 2.45\text{m}) * (3.00\text{m})^2] / 2 = 2205 \text{ kgm} = \pm 22.05 \text{ kNm}$$

$$\text{M base del piedino di bordo} = p * l^2 / 2 = [(200 \text{ kg/mq} * (2.45\text{m} / 2)) * (3.00\text{m})^2] / 2 = 1102.5 \text{ kgm} = \pm 11.025 \text{ kNm}$$

$$\text{N scarico piedino centrale} \quad N = M/e = \pm 22.05 \text{ kNm} / 2.5 \text{ m} = \mathbf{\pm 8.82 \text{ kN}}$$

$$\text{N scarico piedino di bordo} \quad N = M/e = \pm 11.025 \text{ kNm} / 2.5 \text{ m} = \mathbf{\pm 4.411 \text{ kN}}$$

## 5.5 Carichi Neve (Qk3)

A favore di sicurezza si sceglie di adottare un valore di carico da neve pari a = 100 kg/mq maggiore di quello riferibile all'area in esame.

Tale valore andrà ripartito sui 10 piedini (scarichi) di appoggio dello shelter:

$$N \text{ scarico piedino centrale: } 100 \text{ kg/mq} * (2.45 \text{ m} * 1.25 \text{ m}) = 306.25 \text{ kg} = \mathbf{3.06 \text{ kN}}$$

$$N \text{ scarico piedino di bordo: } 100 \text{ kg/mq} * ((2.45/2) \text{ m} * 1.25 \text{ m}) = 153.125 \text{ kg} = \mathbf{1.53 \text{ kN}}$$

## 5.6 Azione del sisma verticale (Ez)

Segue la definizione dell'azione sismica attraverso l'approccio definito al §3.2.2 delle NTC18:

- Sottosuolo: categoria **C** – Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
- Localizzazione: Longitudine 12.29649 E, Latitudine 42.06803 N (presso Stazione di Anguillara)
- Zona sismica: 2b (ai sensi del D.G.R. Lazio 387 del 2 maggio 2009);
- Coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T = 1.0$
- Classe d'uso: II – Costruzioni con funzioni pubbliche strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di evento sismico:  $C_u = 1.0$
- Vita nominale:  $V_N = 75$  anni
- Periodo di riferimento per le azioni variabili (sisma, vento):  $V_R = V_N * C_u = 75$  anni
- Smorzamento viscoso:  $\eta = 5\%$
- Fattore di struttura  $q = 1$

### 5.6.1 Spettri di progetto

Nelle figure seguenti sono riportati gli spettri elastici utilizzati per la definizione dell'azione sismica di progetto. I valori di progetto caratteristici (probabilità di superamento  $P_{VR}$  e periodo di ritorno  $T_R$ ) sono i seguenti:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita:

 $P_{VR} = 10\%$ 
 $T_R = 712$  anni;

#### Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLD     |
|--------------|---------|
| $a_g$        | 0.044 g |
| $F_o$        | 2.669   |
| $T_C$        | 0.276 s |
| $S_S$        | 1.500   |
| $C_C$        | 1.606   |
| $S_T$        | 1.000   |
| $q$          | 1.000   |

#### Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV     |
|--------------|---------|
| $a_g$        | 0.074 g |
| $F_o$        | 2.941   |
| $T_C$        | 0.351 s |
| $S_S$        | 1.500   |
| $C_C$        | 1.483   |
| $S_T$        | 1.000   |
| $q$          | 1.500   |

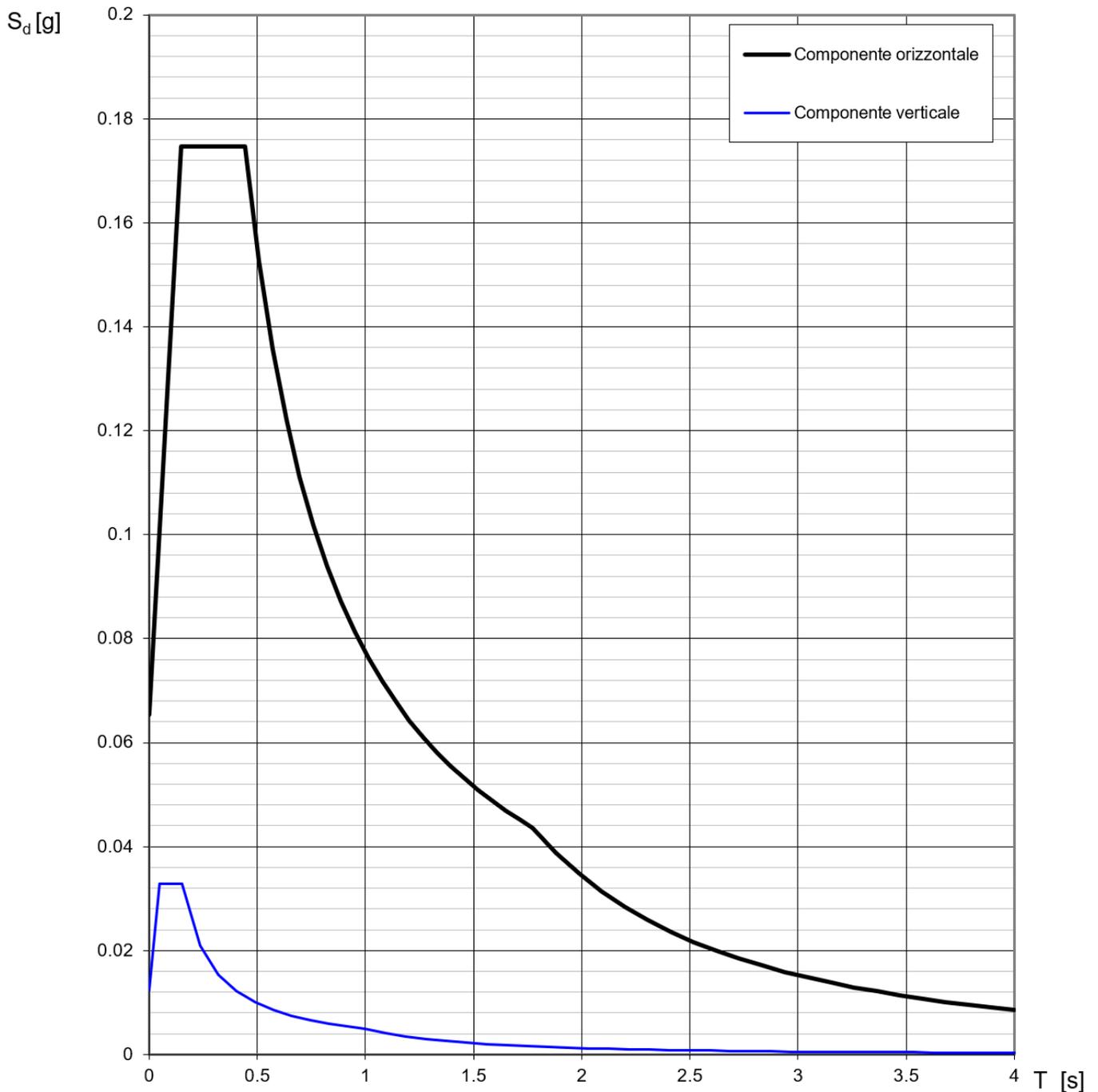
#### Parametri dipendenti

|        |         |
|--------|---------|
| $S$    | 1.500   |
| $\eta$ | 1.000   |
| $T_B$  | 0.148 s |
| $T_C$  | 0.443 s |
| $T_D$  | 1.774 s |

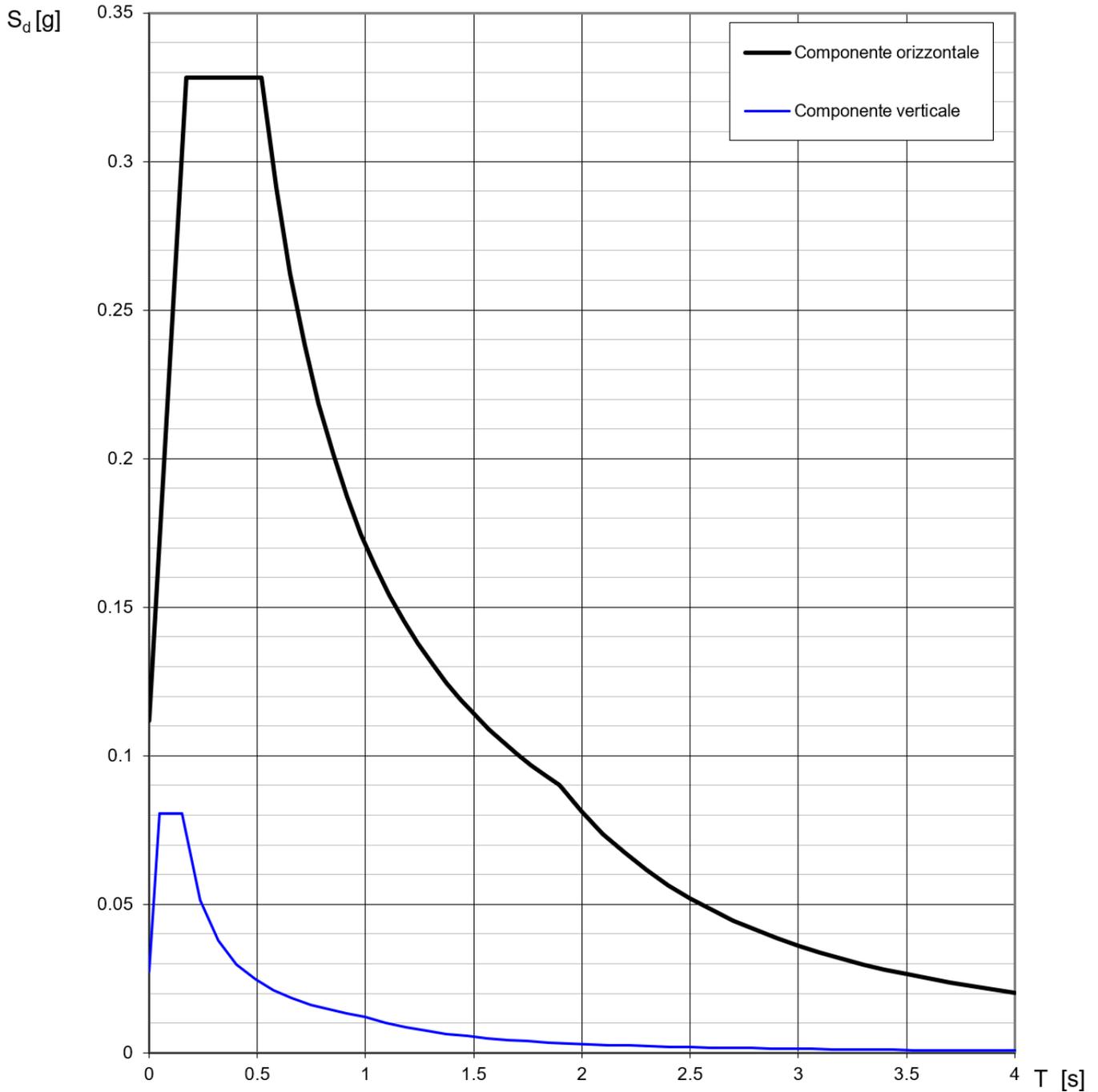
#### Parametri dipendenti

|        |         |
|--------|---------|
| $S$    | 1.500   |
| $\eta$ | 0.667   |
| $T_B$  | 0.174 s |
| $T_C$  | 0.521 s |
| $T_D$  | 1.898 s |

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD**



**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



## 6 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Il progetto e la verifica di tutti gli elementi strutturali verrà eseguito 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.

Le combinazioni di carico che verranno considerate nel calcolo delle sollecitazioni .

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 $\leq 30\text{kN}$ ) | 0,70     | 0,70     | 0,60     |
| Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30\text{kN}$ )    | 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 $\leq 1000$ 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 |
| 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 SAP 2000:

| 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  |
| SLE_RARA_1 | 1   | 1   | 1                 | 0.6         | 0.5        | 0  |
| SLE_RARA_2 | 1   | 1   | 0.6               | 1           | 0.5        | 0  |
| SLE_RARA_3 | 1   | 1   | 0.6               | 0.6         | 1          | 0  |
| SLE_FREQ.1 | 1   | 1   | 0                 | 0           | 0          | 0  |
| SLE_FREQ.2 | 1   | 1   | 0                 | 0.2         | 0          |    |
| SLE_FREQ.3 | 1   | 1   | 0                 | 0           | 0.2        |    |
| SLE_QP     | 1   | 1   | 0                 | 0           | 0          | 0  |
| SLD        | 1   | 1   | 0                 | 0           | 0          | 1  |
| A2_GEO_1   | 1   | 1.3 | 1.3               | 1.3*0.6     | 1.3*0.5    | 0  |
| A2_GEO_2   | 1   | 1.3 | 1.3*0             | 1.3         | 1.3*0.5    | 0  |
| A2_GEO_3   | 1   | 1.3 | 1.3*0             | 1.3*0.6     | 1.3        | 0  |

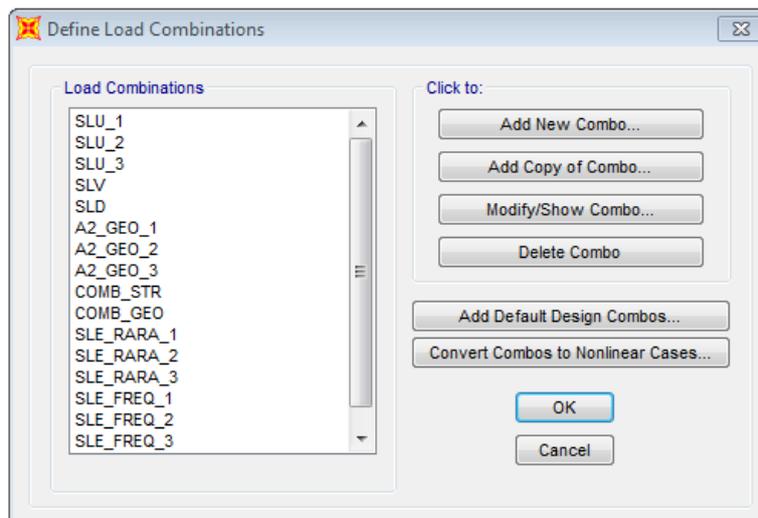


Figura 2: Modello SAP2000 - Combinazioni Carichi

## 7 MODELLO DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI

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

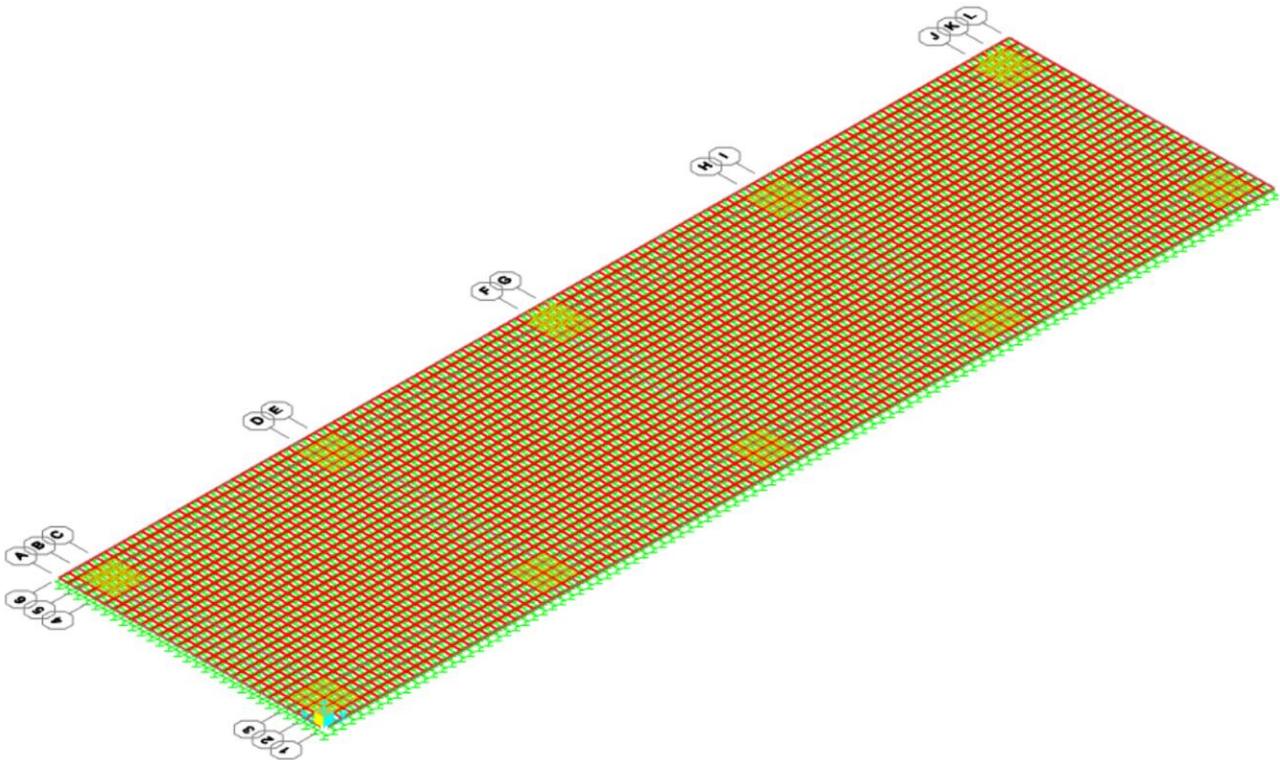


Figura 3: Modello SAP2000 - Piastra di Fondazione – Basamento (vista 3D)

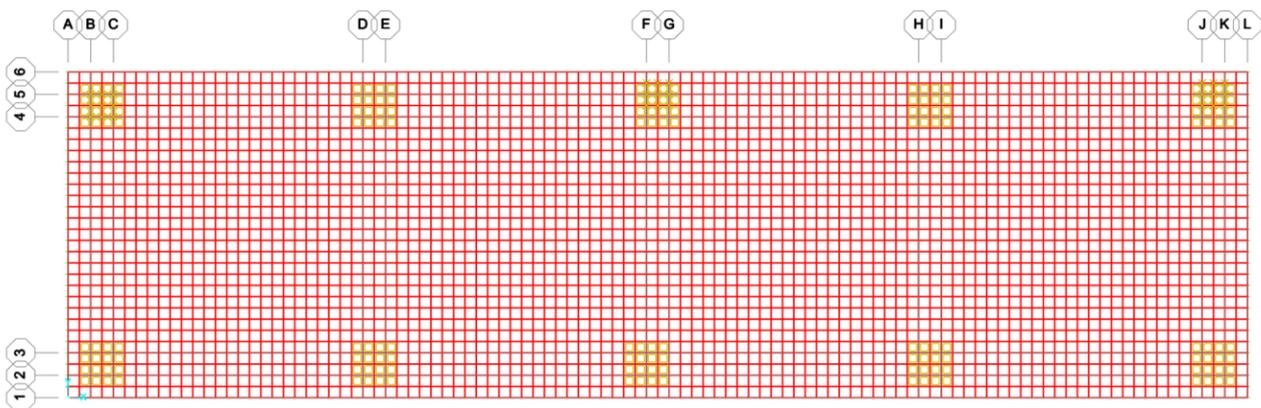


Figura 4: Modello SAP2000 - Piastra di Fondazione – Basamento (vista in pianta)

Si riportano a seguire delle immagini che illustrano i carichi applicati al basamento, in corrispondenza dei 10 appoggi dello shelter). I valori indicati, espressi in  $\text{kN/m}^2$  ed applicati su un'area di  $0.16\text{m}^2$  (superficie di diffusione di un singolo appoggio) sono moltiplicati internamente al software per un coefficiente pari al carico afferente ad uno dei pilastri centrali.

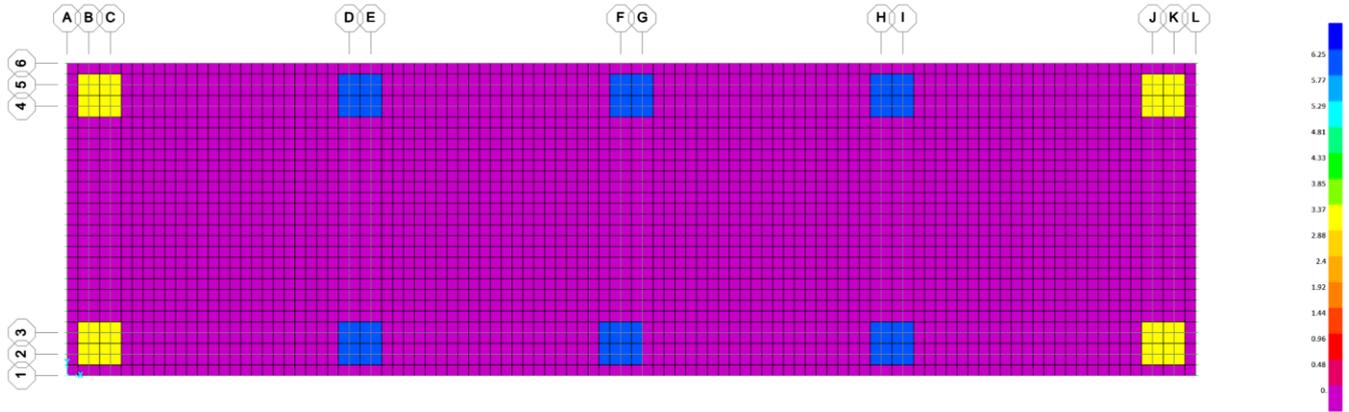


Figura 5: Modello SAP2000 Carichi applicati  $G_2$

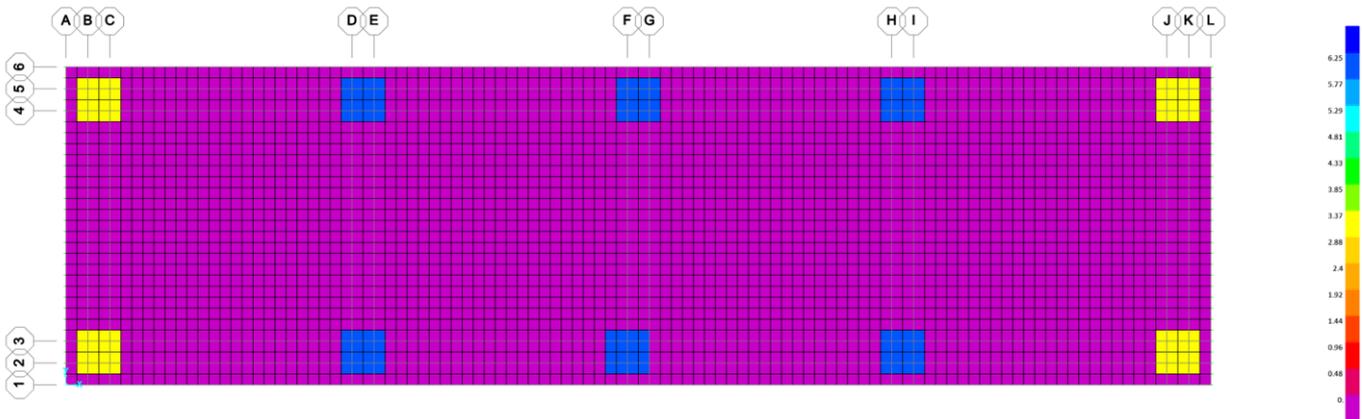


Figura 6: Modello SAP2000 Carichi applicati  $Q_{k1}$  (variabili cat.H1)

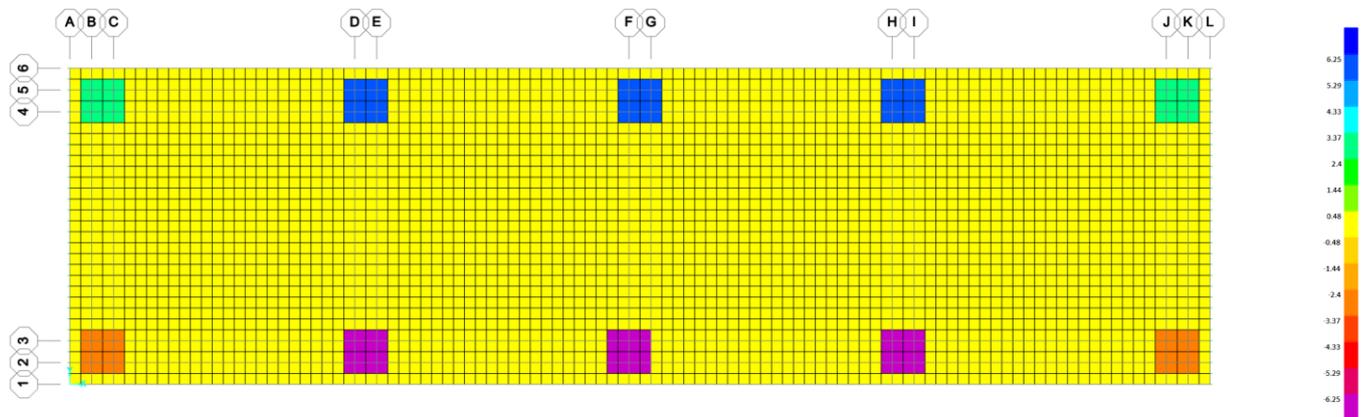


Figura 7: Modello SAP2000 Carichi applicati  $Q_{k2}$  (vento)

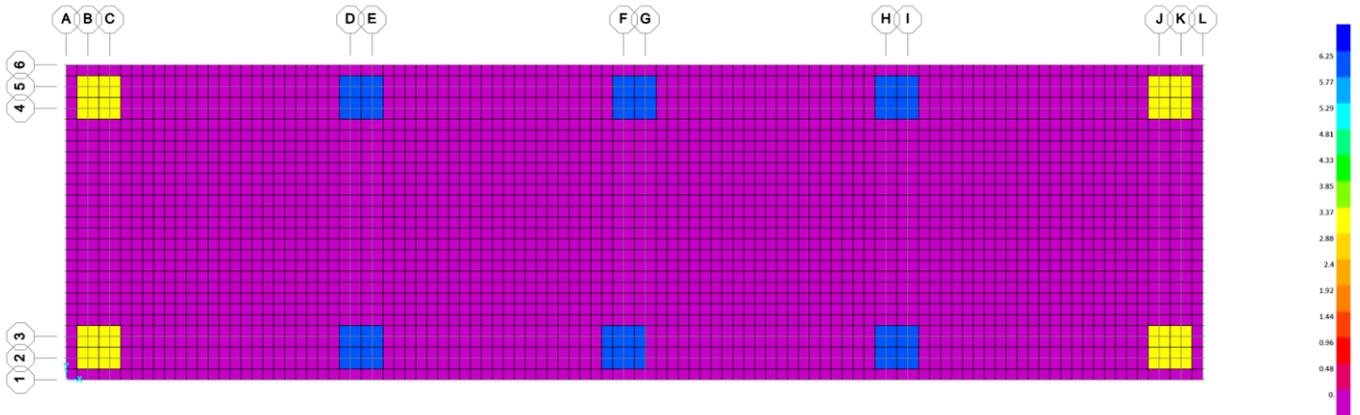


Figura 8: Modello SAP2000 Carichi applicati  $Q_{k3}$  (neve)

## 8 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Di seguito si riportano le sollecitazioni in X (M11) e Y (M22) delle combinazioni precedenti

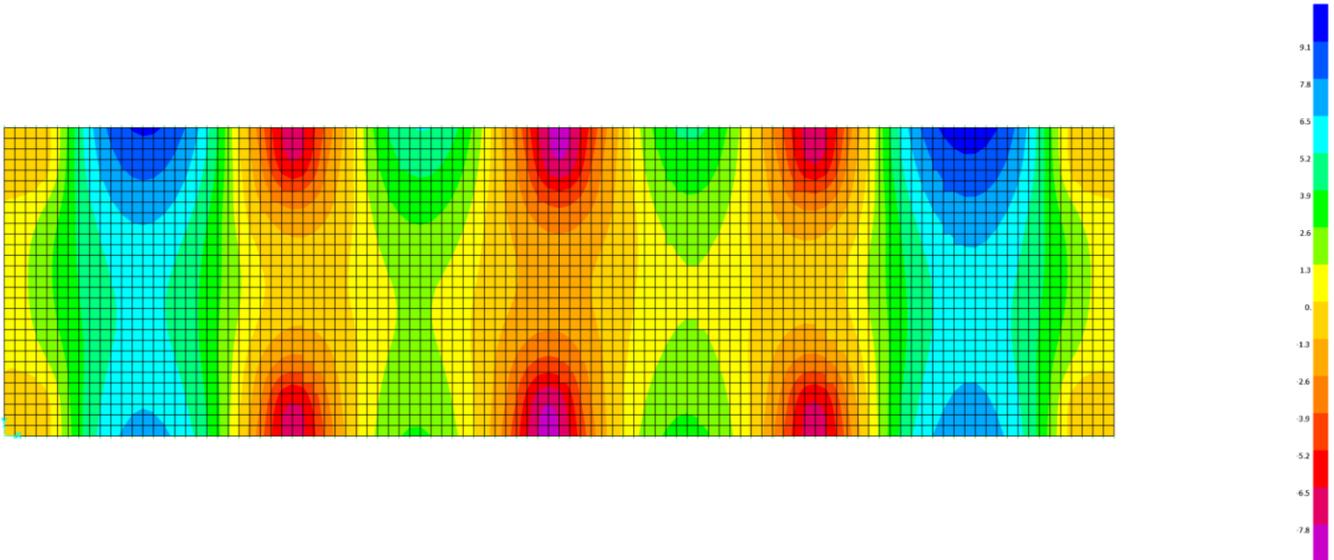


Figura 9: Sollecitazioni M11 per la combinazione STR (range -7.8 kNm/m ; 9.1 kNm/m)

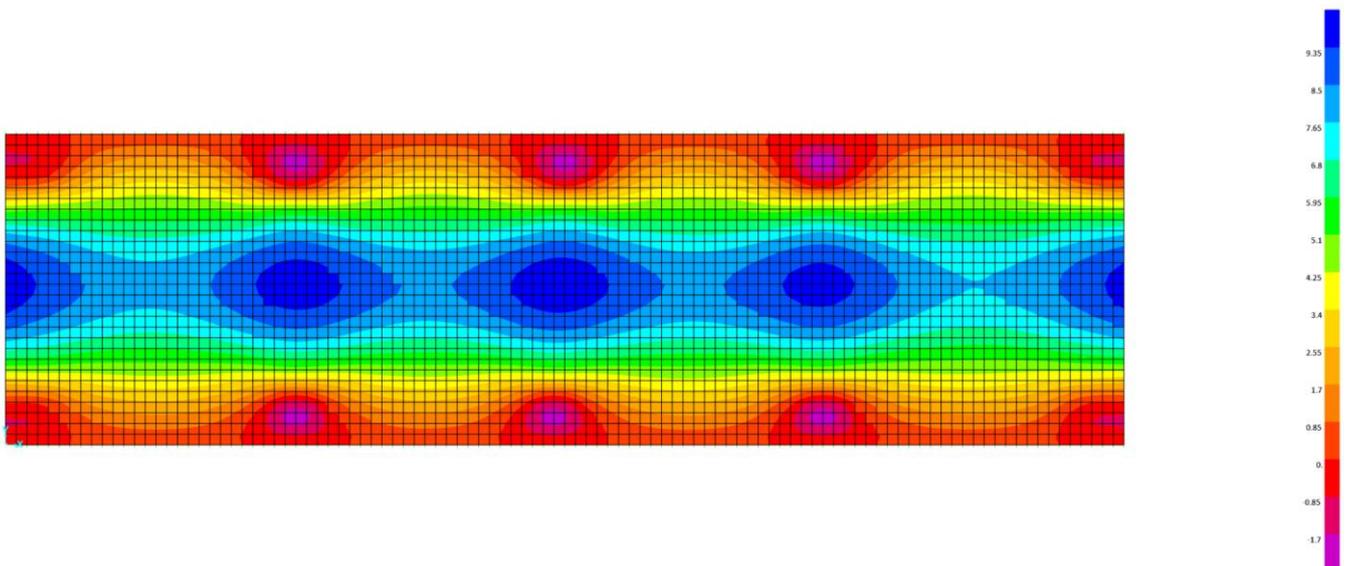


Figura 10: Sollecitazioni M22 per la combinazione STR (range -1.7 kNm/m ; 9.35 kNm/m)

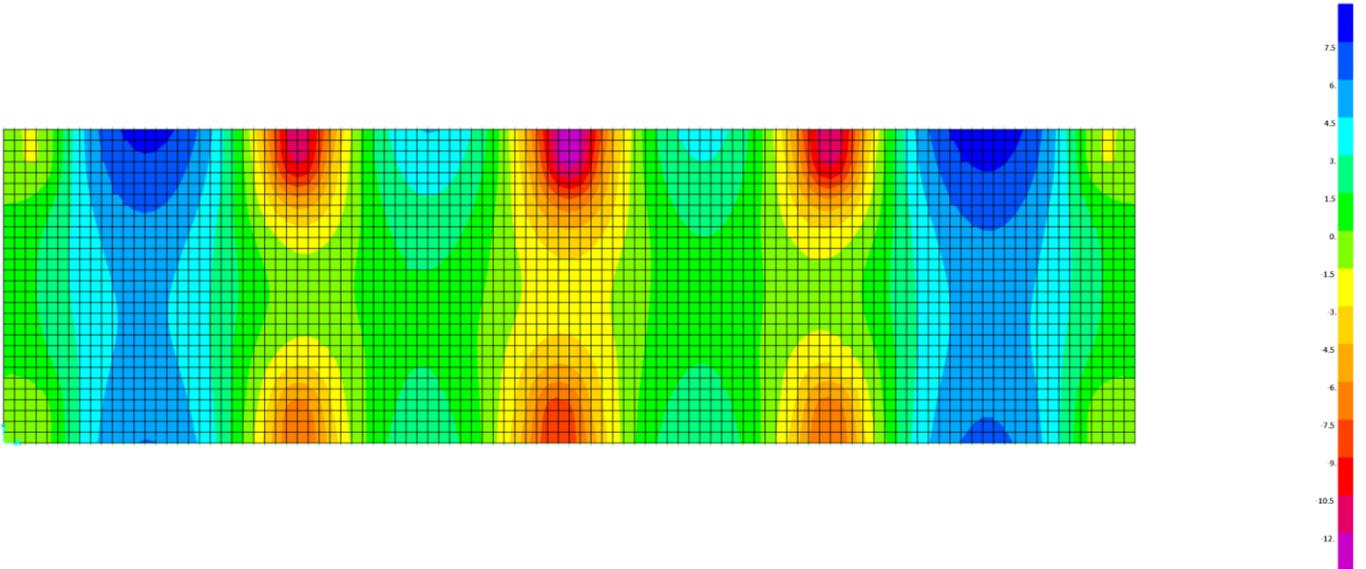


Figura 11: Sollecitazioni M11 per la combinazione GEO (range -12 kNm/m ; 7.5 kNm/m)

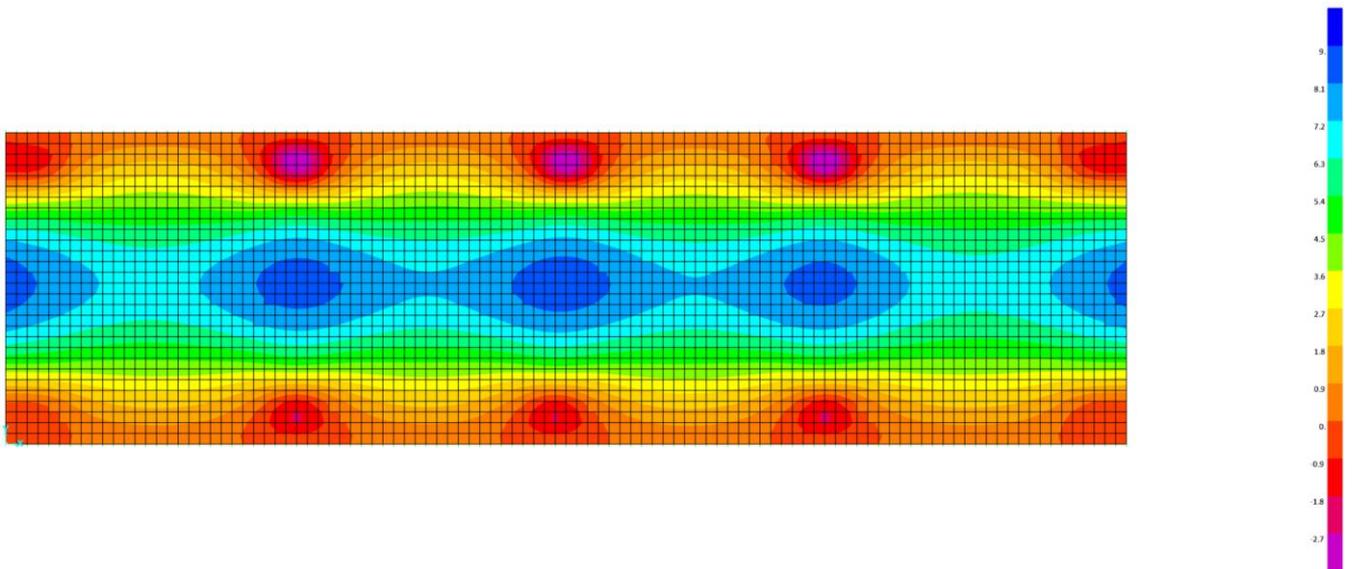


Figura 12: Sollecitazioni M22 per la combinazione GEO (range -2.7 kNm/m ; 9.0 kNm/m)

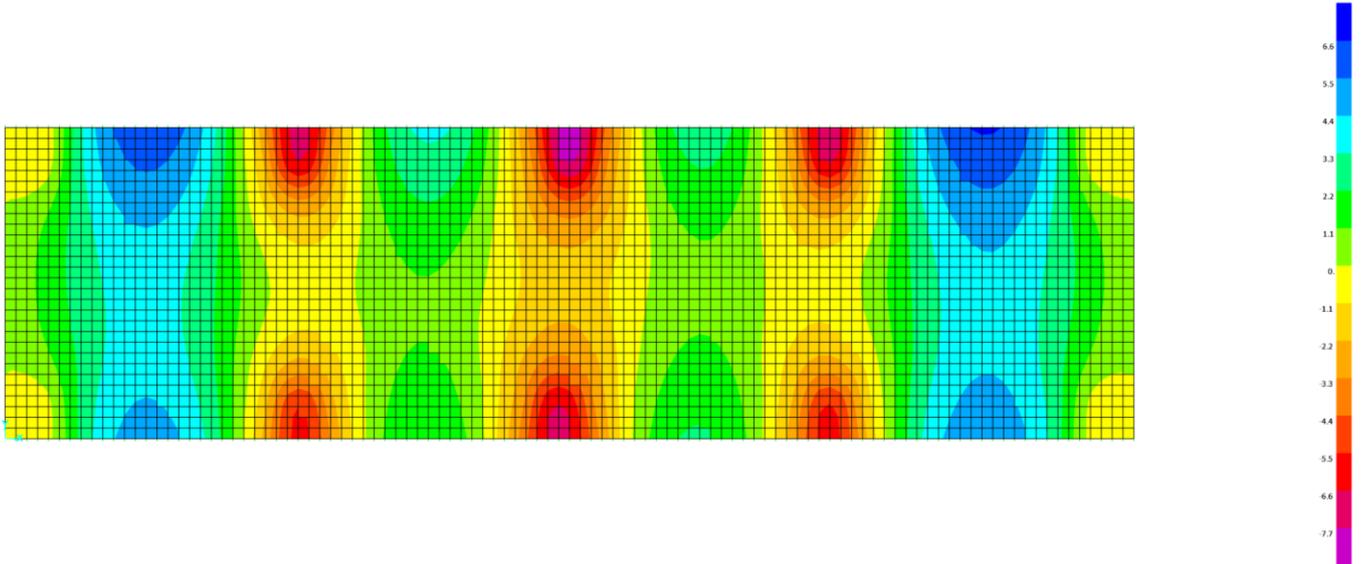


Figura 13: Sollecitazioni M11 per la combinazione SLE (range -7.7 kNm/m ; 6.6 kNm/m)

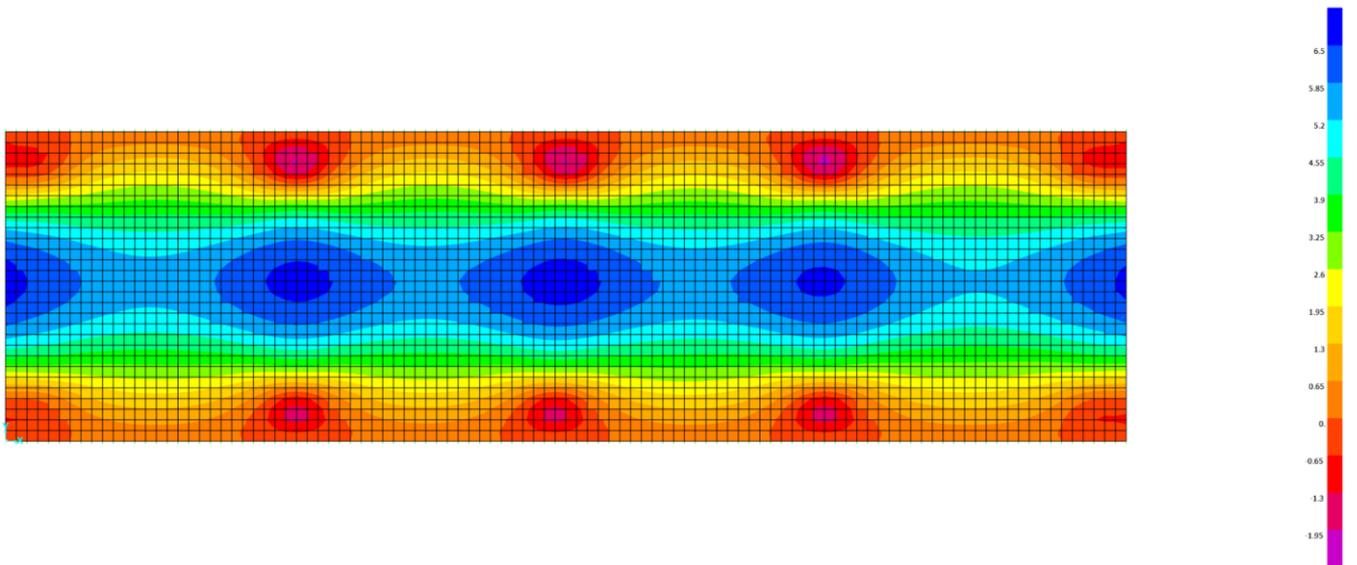


Figura 14: Sollecitazioni M22 per la combinazione SLE (range -1.95 kNm/m ; 6.5 kNm/m)

## 8.1 VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE

### 8.2 SLU – Verifica a flessione

Per il calcolo dell'armatura minima da predisporre nel basamento di fondazione, si utilizzano le prescrizioni presenti nel paragrafo 7.2.5 del NTC18 che riguardano i "requisiti strutturali degli elementi di fondazione".

#### Armatura minima Basamento

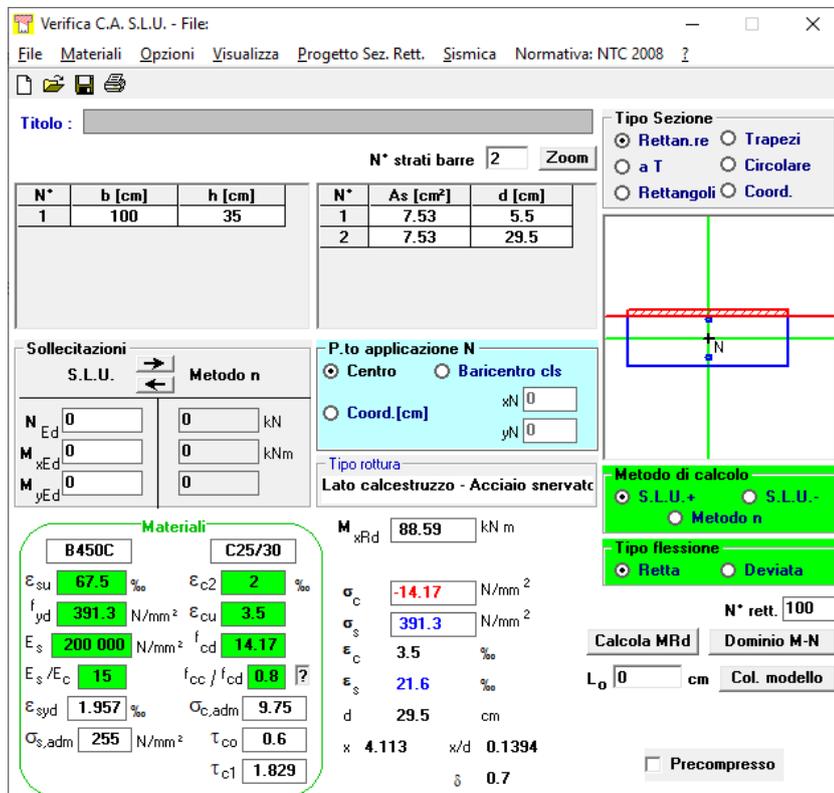
Si prevedono armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

|                                  |      |     |
|----------------------------------|------|-----|
| Altezza utile basamento          | 0.35 | m   |
| Area minima armatura inferiore/m | 7    | cmq |
| Area minima armatura superiore/m | 7    | cmq |

Si è prevista l'adozione delle seguenti armature diffuse:

- longitudinale inferiore e superiore  $\phi$  12/150 (0.22%)
- trasversale inferiore e superiore  $\phi$  12/150 (0.22%)

Il momento resistente associato all'armatura longitudinale è pari a:  $M_{Rd} = \pm 88.6$  kNm/m



**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] | N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|--------|--------|----|----------|--------|
| 1  | 100    | 35     | 1  | 7.53     | 5.5    |
|    |        |        | 2  | 7.53     | 29.5   |

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C25/30  
E<sub>su</sub> 67.5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
E<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
τ<sub>c1</sub> 1.829

**Metodo di calcolo**  
S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

**Tipo flessione**  
Retta Deviata

M<sub>xRd</sub> 88.59 kNm  
σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 21.6 ‰  
d 29.5 cm  
x 4.113 x/d 0.1394  
δ 0.7

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
Precompresso

La verifica è soddisfatta, in quanto il valore di  $M_{Rd}$  è ampiamente superiore alle sollecitazioni flessionali più severe agenti.

### 8.3 SLU - Verifica a punzonamento della fondazione

Si esegue la verifica al punzonamento all'interfaccia tra la soletta di fondazione e i piedini di appoggio della cabina.

Scarico su ogni piedino in combinazione SLU\_2:

$$V_{Ed} = 1.5 * (30.63 + 2.5) \text{ kN} + 0 * 1.53 \text{ kN} + 1.5 * 8.82 \text{ kN} + 1.5 * 0.5 * 3.06 \text{ kN} = 65.22 \text{ kN}.$$

Si ipotizza che l'impronta a terra del pilastro della cabina abbia dimensioni 22 x 22 cm<sup>2</sup>.

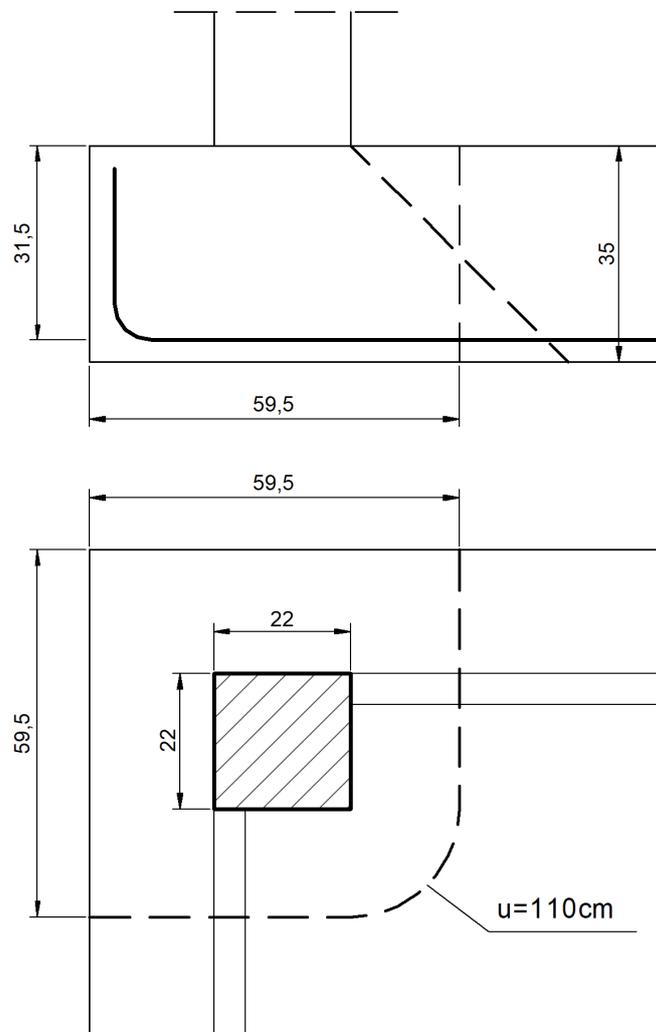


Figura 15: Definizione del perimetro critico u ai fini della verifica a punzonamento [cm]

| Verifica a punzonamento per sezioni rettangolari<br>SENZA armatura a taglio (NTC18) |                         |       |                   |
|---|-------------------------|-------|-------------------|
| classe cls  | C                       | 30    | Mpa               |
| coeff. parziale   | $\gamma_c$              | 1.5   |                   |
| perimetro di verifica   | u1                      | 1110  | mm                |
| altezza soletta   | H                       | 350   | mm                |
| altezza utile   | d                       | 315   | mm                |
| diametro ferro longitudinale teso   | $\phi_{lon}$            | 12    | mm                |
|   | strati                  | 1     |                   |
|   | passo                   | 150   | mm                |
| percentuale di armatura trasversale teso  | $\rho_{lx}$             | 0.24% |                   |
| diametro ferro trasversale  | $\phi_{tra}$            | 12    | mm                |
|   | strati                  | 1     |                   |
|   | passo                   | 150   | mm                |
| percentuale di armatura trasv   | $\rho_{tx}$             | 0.24% |                   |
| percentuale di armatura totale  | $\rho_l$                | 0.24% |                   |
| Eventuale compressione long   | $\sigma_{c\_lon}$       | 0     | Mpa               |
| Eventuale compressione trasv  | $\sigma_{c\_tra}$       | 0     | Mpa               |
|   | $\sigma_c$              | 0.00  | N/mm <sup>2</sup> |
|   | k1                      | 0.10  |                   |
|   | $C_{r,dc}$              | 0.12  |                   |
|   | k                       | 1.80  |                   |
|   | v min                   | 0.46  | Mpa               |
|   | $V_{rd,c}$              | 0.416 | Mpa               |
|   | $V_{min+k1\sigma_{cp}}$ | 0.462 | Mpa               |
| Tensione resistente taglio-punzonamento   | $V_{rd,c}$              | 0.462 | N/mm <sup>2</sup> |
| taglio sollecitante   | Ved                     | 65.22 | kN                |
|   | $V_{ed}$                | 0.187 | Mpa               |
| <b>verifica soddisfatta!</b>  | $V_{rd,c}$              | >     | $V_{ed}$          |

La verifica risulta soddisfatta.

#### 8.4 SLE - Verifica a fessurazione

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

| VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE |             |               |  |             |               |                     |   |               |             |                     |
|--|-------------|---------------|--|-------------|---------------|---------------------|---|---------------|-------------|---------------------|
| <b>H</b>   | <b>35</b>   | <b>cm</b>     | Armatura tesa nell'area di cls efficace: |             |               |                     | Armatura compressa:   |               |             |                     |
| <b>b</b>   | <b>100</b>  | <b>cm</b>     | $A_s$                                    | 7.54        | $\text{cm}^2$ | $A_s'$              | 7.54  | $\text{cm}^2$ |             |                     |
| $R_{ck}$   | <b>30</b>   | <b>MPa</b>    | $y_{G A_s} (*)$                          | 5.50        | <b>cm</b>     | (*) da lembo teso   | $y_{G A_s'} (*)$  | 29.50         | <b>cm</b>   |                     |
| $f_{ctm}$  | 2.61        | <b>MPa</b>    | $x \text{ (cm) } (*)$                    | <b>5.5</b>  | $n_{ferri}$   | $\Phi \text{ (mm)}$ | $x \text{ (cm) } (*)$   | <b>29.5</b>   | $n_{ferri}$ | $\Phi \text{ (mm)}$ |
| $f_{cfm}$  | 3.13        | <b>MPa</b>    |  | <b>6.67</b> |               | <b>12</b>           |   | <b>6.67</b>   |             | <b>12</b>           |
| $f_{cfk}$  | 2.19        | <b>MPa</b>    |  |             |               |                     |   |               |             |                     |
| <b>N</b>   | <b>0</b>    | <b>kN</b>     |  |             |               |                     |   |               |             |                     |
| <b>M</b>   | <b>7.70</b> | <b>kN m</b>   |  |             |               |                     |   |               |             |                     |
| <b>Sezione interam. reagente</b>                       |             |               |  |             |               |                     |   |               |             |                     |
| $y_G$  | 17.50       | $\text{cm}^3$ |  |             |               |                     |   |               |             |                     |
| $A_{ideale}$   | 3726        | $\text{cm}^2$ |  |             |               |                     |   |               |             |                     |
| $I_{ideale}$   | 389863.7    | $\text{cm}^4$ |  |             |               |                     |   |               |             |                     |
| $W_{ideale}$   | 22278       | $\text{cm}^3$ |  |             |               |                     |   |               |             |                     |
|  |             |               | Altezza area di cls efficace:            |             |               |                     | $h_{A_{cls\ eff}}$ 13.75 cm   |               |             |                     |
|  |             |               | Tensione CLS teso:                       |             |               |                     | $\sigma_c = -\frac{N}{A_{ideale}} + \frac{M}{W_{ideale}} = 0.346 \text{ MPa} < f_{cfk}$ <b>Non si formano fessure</b> |               |             |                     |

La verifica è soddisfatta.

## 8.5 Verifica a carico limite – Verifica GEO

Di seguito si riporta la verifica geotecnica a carico limite.

Sono stati utilizzati i seguenti valori di carico:

### SOLLECITAZIONI STATICHE

$$N_{\text{Perm-SLU}} = \text{Peso Basamento } (G_1) * 1.3 + \text{Peso shelter } (G_2) * 1.5 + \text{Peso apparecchiature } (G_2) * 1.5 =$$

$$= 260.1 \text{ kN} * 1.3 + 20 \text{ kN} * 1.5 + 10 \text{ kN/m}^2 * (10.25\text{m} * 2.9\text{m}) * 1.5 = 814 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Acc-SLU}} = \text{Carico accidentale su basamento } (Q_{k1}) * 1.5 + \text{Carico vento } (Q_{k2}) * 1.5 * 0.6 + \text{Carico neve } (Q_{k3}) * 1.5 * 0.5 =$$

$$= 0.5 \text{ kN/m}^2 * (10.25\text{m} * 2.9\text{m}) * 1.5 + 1 \text{ kN/m}^2 * (10.25\text{m} * 2.9\text{m}) * 1.5 * 0.5 = 44.6 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Acc-SLU}} = \text{Momento vento } (Q_{k2}) * 1.5 * 0.6 = 2 \text{ kN/m}^2 * (10.25\text{m} * 3 \text{ m}) * (1.5 \text{ m} + 0.35 \text{ m}) * 1.5 * 0.6 = 102.4 \text{ kNm}$$

### SOLLECITAZIONI SISMICHE

$$N_{\text{Perm-E}} = \text{Peso Basamento } (G_1) + \text{Peso shelter } (G_2) + \text{Peso apparecchiature } (G_2) =$$

$$= 260.1 \text{ kN} + 20 \text{ kN} + 10 \text{ kN/m}^2 * (10.25\text{m} * 2.9\text{m}) = 577.4 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Acc-E}} = 0.5 \text{ kN/m}^2 * (10.25\text{m} * 2.9\text{m}) = 14.9 \text{ kN}$$

$$\Delta N_{\text{Ez}} = (N_{\text{Perm-E}} + N_{\text{Acc-E}}) * a_{gv} / g * S_s = (577.4 \text{ kN} + 14.9 \text{ kN}) * 0.027g * 1.5 = 24.0 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Acc-tot}} = 14.9 \text{ kN} + 24.0 \text{ kN} = 38.9 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Perm-E}} = \text{Peso basamento} * a_{go} / g * S_s * H_1 / 2 + \text{Peso shelter e apparecchiature} * a_{go} / g * S_s * H_2 / 2$$

$$= 260.1 \text{ kN} * 0.074 \text{ g} * 1.5 * 0.35 \text{ m} / 2 + (20 \text{ kN} + 10 \text{ kN/m}^2 * (10.25\text{m} * 2.9\text{m})) * 0.074 \text{ g} * 1.5 * 3 \text{ m} / 2 =$$

$$= 5.1 \text{ kNm} + 52.8 \text{ kNm} = 57.9 \text{ kNm}$$

**Fondazioni Dirette Rettangolari**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^*N_c^* s_c^* d_c^* i_c^* b_c^* g_c + q^* N_q^* s_q^* d_q^* i_q^* b_q^* g_q + 0,5^* \gamma^* B^* N_{\gamma}^* s_{\gamma}^* d_{\gamma}^* i_{\gamma}^* b_{\gamma}^* g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

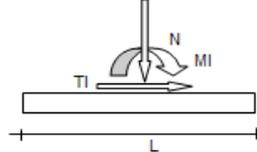
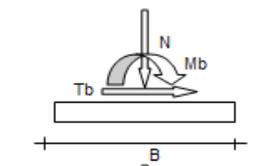
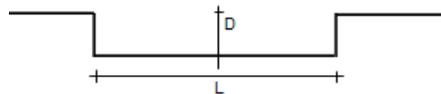
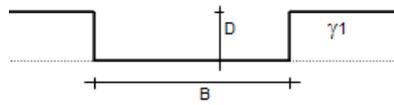
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ )

(per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = 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)



**DATI DI INPUT**

Lato minore fondazione

B = 2.90 (m)

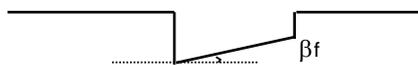
Lato maggiore fondazione

L = 10.25 (m)

(Per fondazioni nastriformi L=100 m)

Profondità piano di posa

D = 0.50 (m)



$\beta_f = 0.00$  (°)



$\beta_p = 0.00$  (°)

| Statica  | AZIONI     |            |
|----------|------------|------------|
|          | permanenti | temporanee |
| N (kN)   | 814.00     | 44.60      |
| Mb (kNm) |            | 102.40     |
| MI (kNm) |            |            |
| Tb (kN)  |            |            |
| TI (kN)  |            |            |
| Sismica  | permanenti | temporanee |
| N (kN)   | 577.40     | 38.90      |
| Mb (kNm) |            | 57.90      |
| MI (kNm) |            |            |
| Tb (kN)  |            |            |
| TI (kN)  |            |            |

| TERRENO   |                              |
|---|------------------------------|
| Peso unità di volume del terreno                |                              |
| $\gamma_1$                                      | = 17.00 (kN/m <sup>3</sup> ) |
| $\gamma$  | = 17.00 (kN/m <sup>3</sup> ) |
| Valori caratteristici di resistenza del terreno |                              |
| $c'$  | = 10.00 (kN/mq)              |
| $\phi'$   | = 26.00 (°)                  |
| Profondità della falda                          |                              |
| $Z_w$   | = 10.70 (m)                  |

**DATI DI OUTPUT**

|           |         | Verifica capacità portante |                      |                     |    |
|-----------|---------|----------------------------|----------------------|---------------------|----|
|           |         | $q_{lim}$                  | q                    | $F_s = q_{lim} / q$ |    |
|           |         | (kN/m <sup>2</sup> )       | (kN/m <sup>2</sup> ) |                     |    |
| A1+M1+R3  | statica | 278.42                     | 41.78                | 6.66                | ok |
| EQK+M1+R3 | sismica | 281.88                     | 22.17                | 12.71               | ok |

| Verifica scorrimento |        |        |    |
|----------------------|--------|--------|----|
| Td                   | Sd     | Fscorr |    |
| (kN)                 | (kN)   |        |    |
| 0.00                 | 743.65 | --     | ok |
| 0.00                 | 525.98 | --     | ok |

La verifica risulta soddisfatta.

## 8.6 Verifica SLE – Calcolo dei cedimenti

Sono stati differenziati i cedimenti dovuti ai soli carichi permanenti, rispetto a quelli causati dalla somma di permanenti e accidentali: si considera che il cedimento dovuto ai permanenti si esaurisca in fase di costruzione della struttura, perciò gli effettivi cedimenti che interessano la struttura in fase di esercizio sono la quota parte dovuta alle sole azioni accidentali.

$$\delta_{\text{permanenti}} = 0.48 \text{ cm}$$

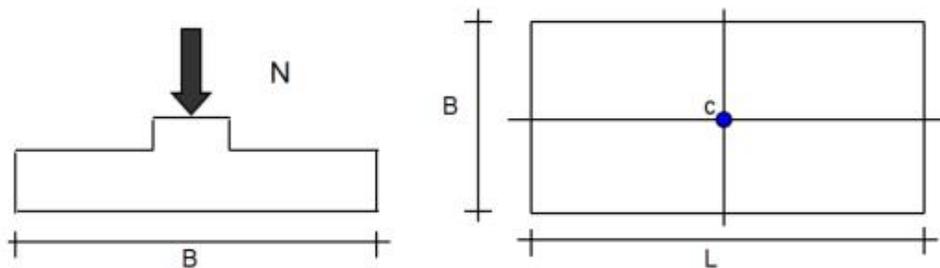
$$\delta_{\text{permanenti+accidentali}} = 0.51 \text{ cm}$$

Dalla differenza si ottiene il cedimento che subirà la fondazione in fase di esercizio, questo risulta compatibile con la struttura:

$$\delta_{\text{accidentali}} = 0.03 \text{ cm}$$

### CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

OPERA:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3 * (1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3 * R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3 * R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{\text{tot}} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i)/E_i)$$

### Cedimenti dovuti ai soli carichi permanenti

$$N_{\text{Perm-SLE}} = \text{Peso Basamento } (G_1) + \text{Peso shelter } (G_2) + \text{Peso apparecchiature } (G_2) =$$

$$= 260.1 \text{ kN} + 20 \text{ kN} + 10 \text{ kN/m}^2 * (10.25\text{m} * 2.9\text{m}) = 577.4 \text{ kN}$$

#### **DATI DI INPUT:**

B = **2.90** (m) (Larghezza della Fondazione)  
L = **10.20** (m) (Lunghezza della Fondazione)  
N = **577** (kN) (Carico Verticale Agente)  
q = 19.52 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B\*L)))  
ns = **2** (-) (numero strati) (massimo 6)

| Strato | Litologia   | Spessore     | da z <sub>i</sub> | a z <sub>i+1</sub> | Δz <sub>i</sub> | E                    | v           | δ <sub>ci</sub> |
|--------|---|--------------|-------------------|--------------------|-----------------|----------------------|-------------|-----------------|
| (-)    | (-)   | (m)          | (m)               | (m)                | (m)             | (kN/m <sup>2</sup> ) | (-)         | (cm)            |
| 1      | Limo sabbioso                                     | <b>9.00</b>  | 0.0               | 9.0                | <b>0.5</b>      | <b>15000</b>         | <b>0.30</b> | <b>0.38</b>     |
| 2      | Dep. Vulcanici - Sabbia limosa- Argilla addensata | <b>14.00</b> | 9.0               | 23.0               | <b>0.5</b>      | <b>25000</b>         | <b>0.30</b> | <b>0.10</b>     |
| -      |   |              | 0.0               | 0.0                |                 |                      |             | -               |
| -      |   |              | 0.0               | 0.0                |                 |                      |             | -               |
| -      |   |              | 0.0               | 0.0                |                 |                      |             | -               |
| -      |   |              | 0.0               | 0.0                |                 |                      |             | -               |

$$\delta_{\text{ctot}} = 0.48 \text{ (cm)}$$

### Cedimenti dovuti ai carichi permanenti e ai carichi accidentali

$$N_{\text{Perm-SLE}} = \text{Peso Basamento } (G_1) + \text{Peso shelter } (G_2) + \text{Peso apparecchiature } (G_2) =$$

$$= 260.1 \text{ kN} + 20 \text{ kN} + 10 \text{ kN/m}^2 * (10.25\text{m} * 2.9\text{m}) = 577.4 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Acc-SLE}} = \text{Carico accidentale su basamento } (Q_{k1}) + \text{Carico neve } (Q_{k3}) * 0.5 =$$

$$= 0.5 \text{ kN/m}^2 * (10.25\text{m} * 2.9\text{m}) + 1 \text{ kN/m}^2 * (10.25\text{m} * 2.9\text{m}) * 0.5 = 29.7 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Perm-SLE}} + N_{\text{Acc-SLE}} = 607.1 \text{ kN}$$

#### **DATI DI INPUT:**

B = **2.90** (m) (Larghezza della Fondazione)  
L = **10.20** (m) (Lunghezza della Fondazione)  
N = **607** (kN) (Carico Verticale Agente)  
q = 20.52 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B\*L)))  
ns = **2** (-) (numero strati) (massimo 6)

| Strato | Litologia   | Spessore     | da z <sub>i</sub> | a z <sub>i+1</sub> | Δz <sub>i</sub> | E                    | v           | δ <sub>ci</sub> |
|--------|---|--------------|-------------------|--------------------|-----------------|----------------------|-------------|-----------------|
| (-)    | (-)   | (m)          | (m)               | (m)                | (m)             | (kN/m <sup>2</sup> ) | (-)         | (cm)            |
| 1      | Limo sabbioso                                     | <b>9.00</b>  | 0.0               | 9.0                | <b>0.5</b>      | <b>15000</b>         | <b>0.30</b> | <b>0.40</b>     |
| 2      | Dep. Vulcanici - Sabbia limosa- Argilla addensata | <b>14.00</b> | 9.0               | 23.0               | <b>0.5</b>      | <b>25000</b>         | <b>0.30</b> | <b>0.11</b>     |
| -      |   |              | 0.0               | 0.0                |                 |                      |             | -               |
| -      |   |              | 0.0               | 0.0                |                 |                      |             | -               |
| -      |   |              | 0.0               | 0.0                |                 |                      |             | -               |
| -      |   |              | 0.0               | 0.0                |                 |                      |             | -               |

$$\delta_{\text{ctot}} = 0.51 \text{ (cm)}$$

## 9 INCIDENZE

L'incidenza dell'armatura del basamento è pari a 85 kg/m<sup>3</sup>.