

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA - VITERBO

TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE

Fabbricato tecnologico FA03 al km 38+400

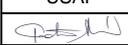
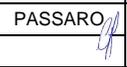
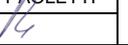
Relazione di calcolo basamento cabina di consegna FA03

SCALA:

-

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

NR1J 01 D 29 CL FA0300 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	USAI 	11.2019	PASSARO 	11.2019	PAOLETTI 	11.2019	ARDUINI 11.2019 ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Edoardo Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 15302/17 

File: NR1J01D29CLFA0300002A.docx

n. Elab.: 477.02

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	PARAMETRI GEOTECNICI	6
3.1	CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO	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
9	VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE	22
9.1	SLU – VERIFICA A FLESSIONE	22
9.2	SLU - VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA FONDAZIONE	23
9.3	SLE - VERIFICA A FESSURAZIONE.....	25
9.4	VERIFICA A CARICO LIMITE – VERIFICA GEO.....	26
9.5	VERIFICA SLE – CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	28
10	INCIDENZE	30

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE RADDOPPIO CESANO – VIGNA DI VALLE STAZIONE DI ANGUILLARA SABAZIA										
Fabbricato tecnologico FA03 al km 38+400 Relazione di calcolo basamento cabina di consegna	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NR1J</td> <td>01</td> <td>D 29 CL FA0300 002</td> <td>A</td> <td>3 DI 30</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NR1J	01	D 29 CL FA0300 002	A	3 DI 30
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO							
NR1J	01	D 29 CL FA0300 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 G2	17
Figura 6: Modello SAP2000 Carichi applicati Qk1 (variabili cat.H1)	17
Figura 7: Modello SAP2000 Carichi applicati Qk2 (vento)	17
Figura 8: Modello SAP2000 Carichi applicati Qk3 (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 FA03, sito alla progressiva chilometrica 38.400

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.

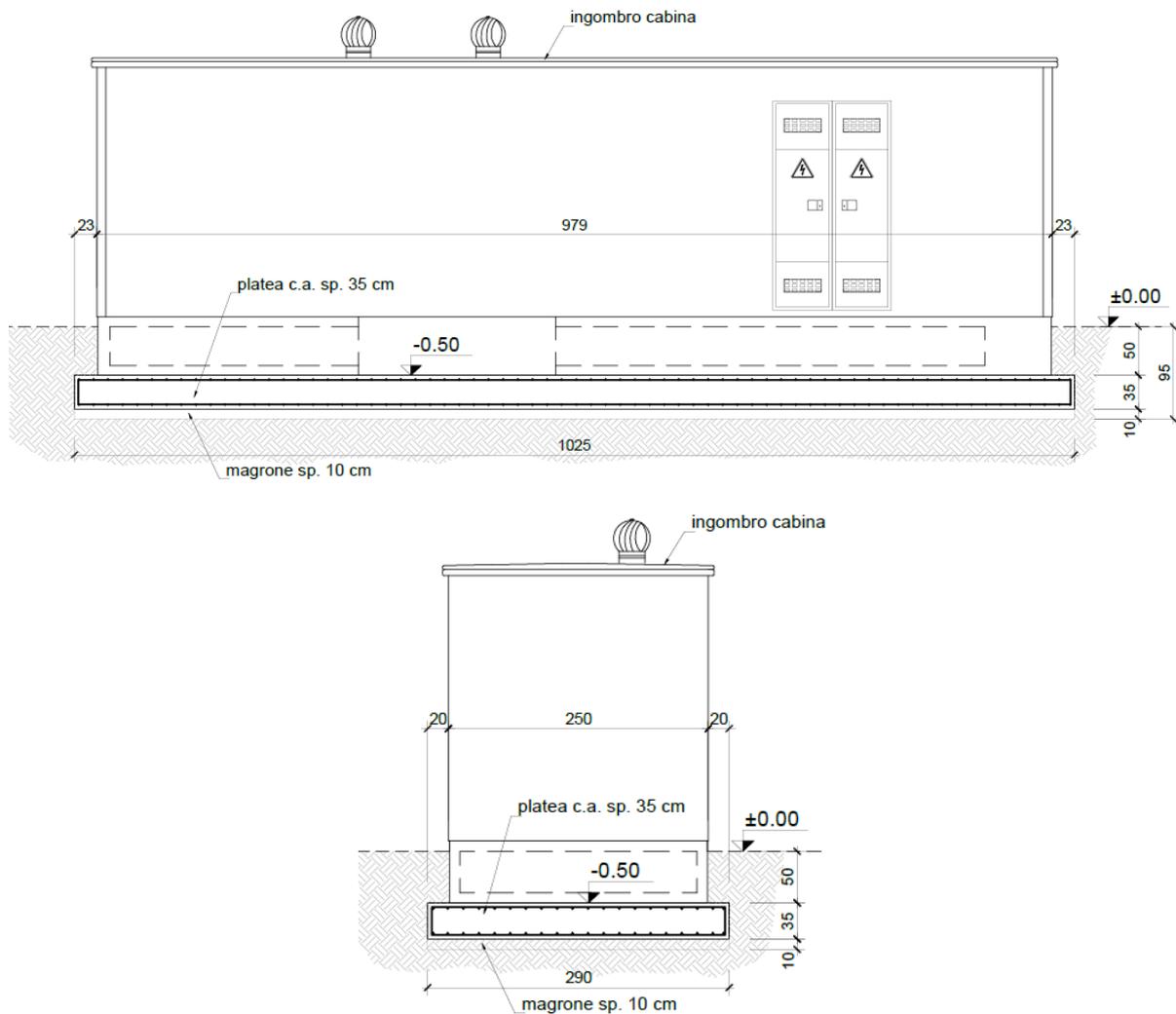


Figura 1: Sezioni basamento cabina consegna

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE RADDOPPIO CESANO – VIGNA DI VALLE STAZIONE DI ANGUILLARA SABAZIA				
Fabbricato tecnologico FA03 al km 38+400 Relazione di calcolo basamento cabina di consegna	PROGETTO NR1J	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 29 CL FA0300 002	REV. A	FOGLIO 5 DI 30

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. 9 nella relazione geotecnica generale del presente progetto.

Dalla pk 38+000 alla pk 39+497					
Descrizione	z iniz (m)	z fin (m)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m ³)	Tipo di terreno
Terreno vegetale sabbioso limoso con frammenti antropici	0	1	1	-	-
Limo sabbioso debolmente argilloso	1	3	2	17	GF
Sabbia limosa mediamneta addensata con presenza di ghiaia	3	19	16	17	GG
Sabbia debolmnete limosa con rarai clasti di litici vulcanici	19	30	11	17	GG

Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	C' (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)	K media (m/s)
-	-	-	-
26	5	20	-
32	0	50	-
30	0	50	1,71*10-2

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

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

Coesione $c' = 5 \text{ kPa}$

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 > 30m).

3.1 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

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}	20	MPa	modulo elastico del terreno
ν	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	4962	kN/m ³	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 4900 kN/m³.

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:

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

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

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

$$\text{N scarico piedino di bordo} \quad N = M/e = \pm 11.025 \text{ kNm} / 2.5 \text{ m} = \pm \mathbf{4.41 \text{ kN}}$$

5.5 Carichi Neve (Qk3)

A favore di sicurezza si sceglie di adottare un valore di carico da neve pari a $a = 100 \text{ kg/mq}$ 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 **B** – *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.*
- Localizzazione: Longitudine 12.21772 E, Latitudine 42.07273 N (presso Stazione Vigna di Valle)
- 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: $V_N = 75 \text{ anni}$
- Periodo di riferimento per le azioni variabili (sisma, vento): $V_R = V_N * C_u = 75 \text{ anni}$
- 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 PVR e periodo di ritorno TR) sono i seguenti:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita: $PVR = 10\%$ $TR = 712 \text{ anni};$

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.041 g
F_o	2.674
T_C	0.274 s
S_S	1.200
C_C	1.425
S_T	1.000
q	1.000

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.071 g
F_o	2.931
T_C	0.349 s
S_S	1.200
C_C	1.358
S_T	1.000
q	1.000

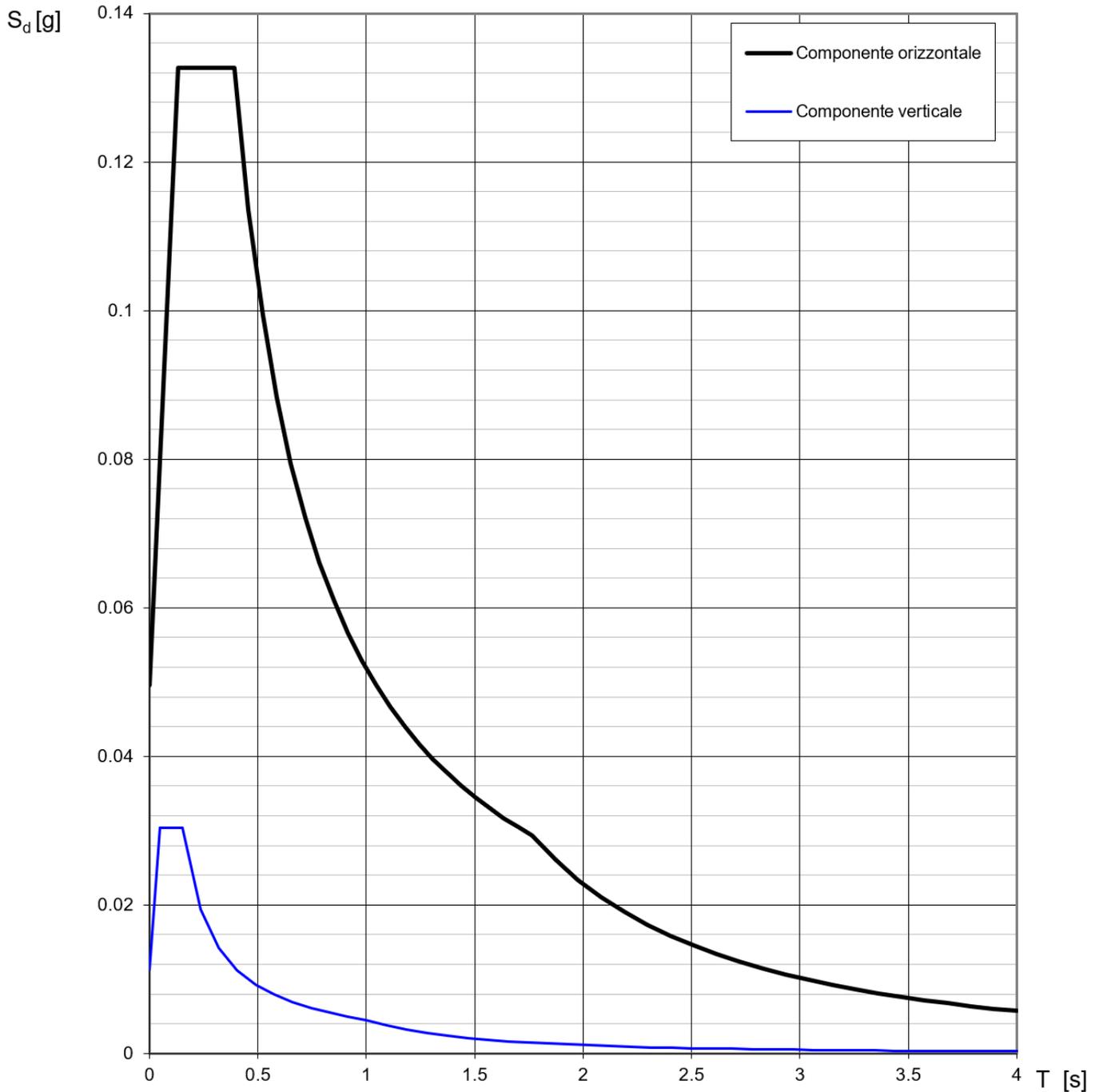
Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.130 s
T_C	0.391 s
T_D	1.765 s

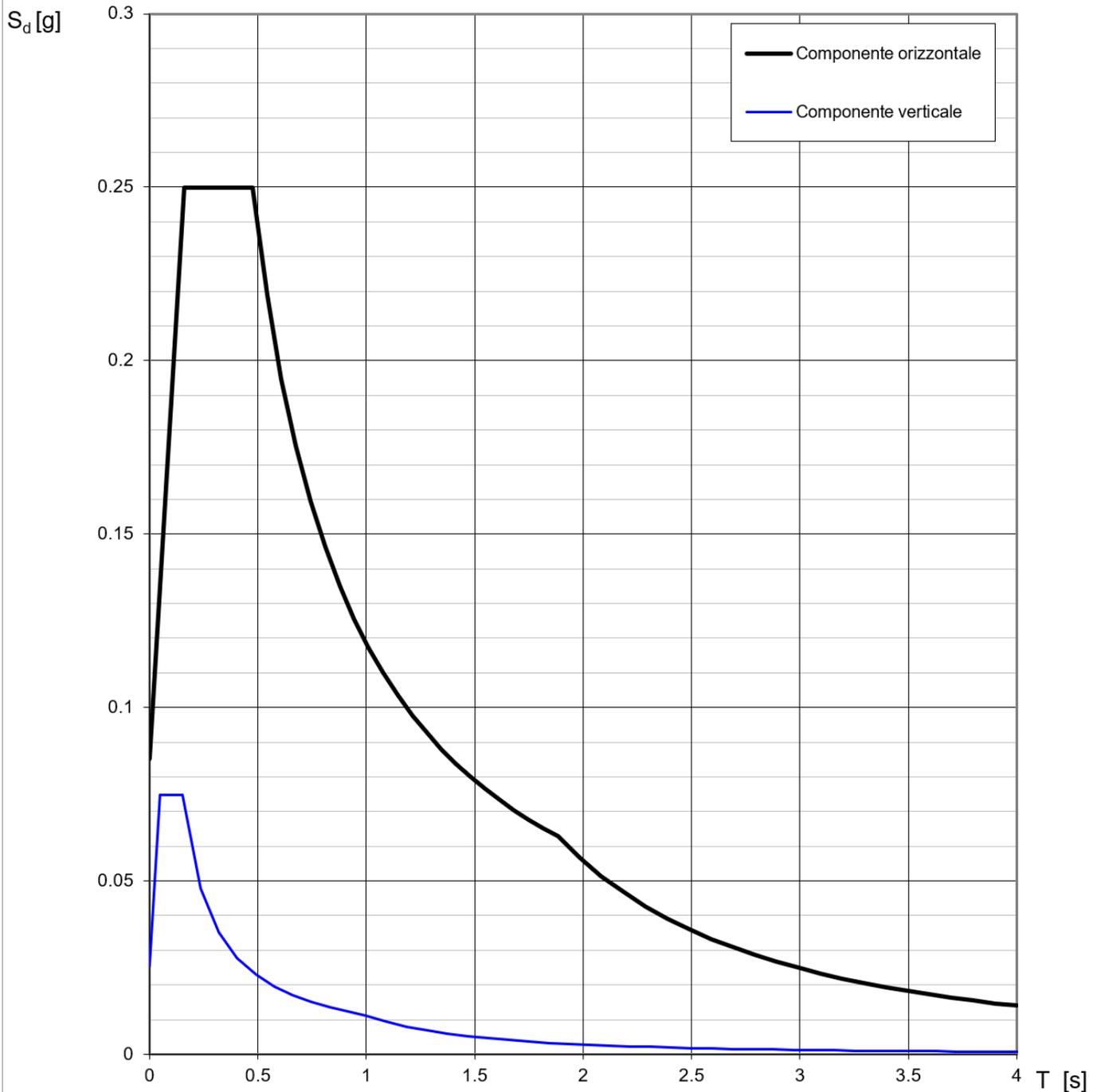
Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.158 s
T_C	0.474 s
T_D	1.884 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	ψ_0	ψ_1	ψ_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 ≤ 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 γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati dalla seguente tabella:

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

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

Parametro	Coefficiente parziale γ_m	
	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio $\tan \phi'_k$	1,00	1,25
Coazione efficace c'_k	1,00	1,25
Resistenza non drenata c_{uk}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume di terreno γ	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

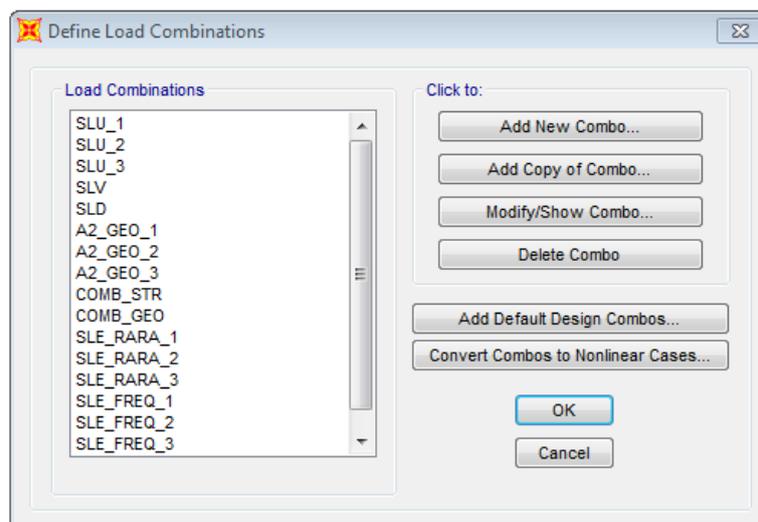


Figura 2: Modello SAP2000 - Combinazioni Carichi

7 MODELLO DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI

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

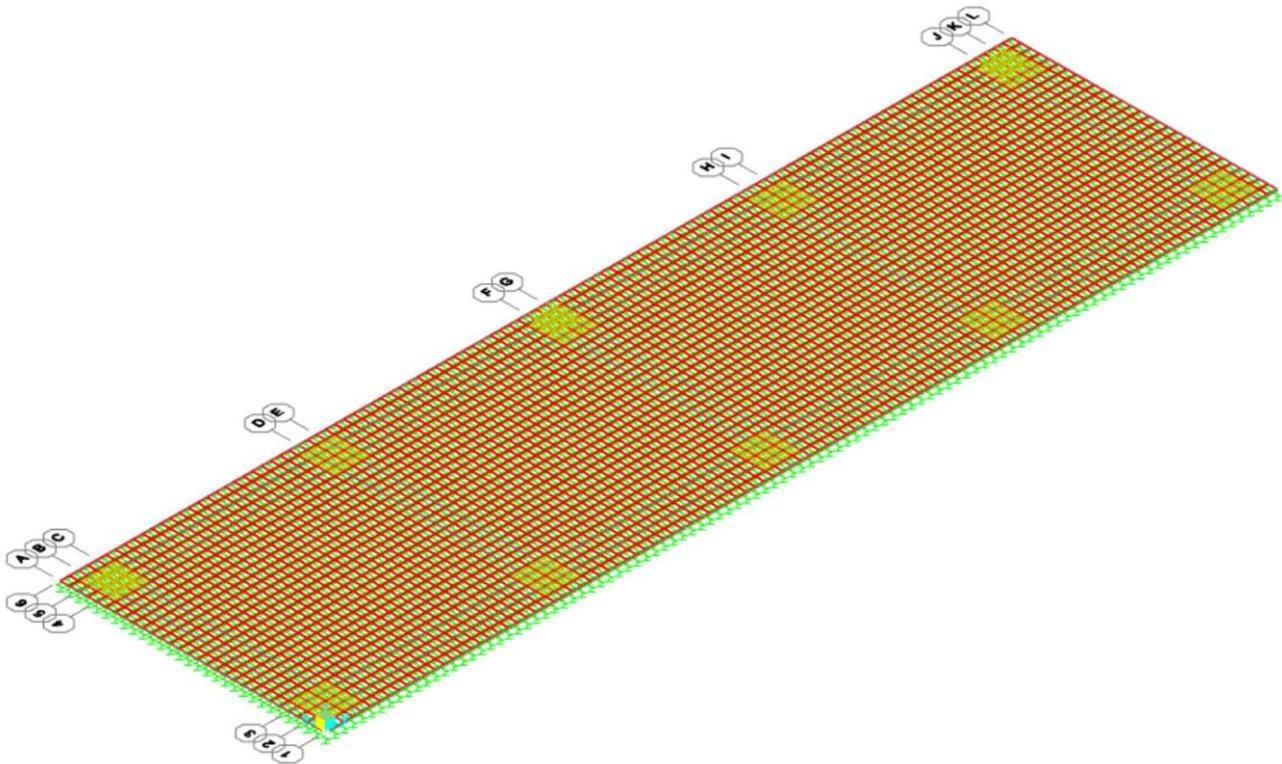


Figura 3: Modello SAP2000 - Piastra di Fondazione – Basamento (vista 3D)

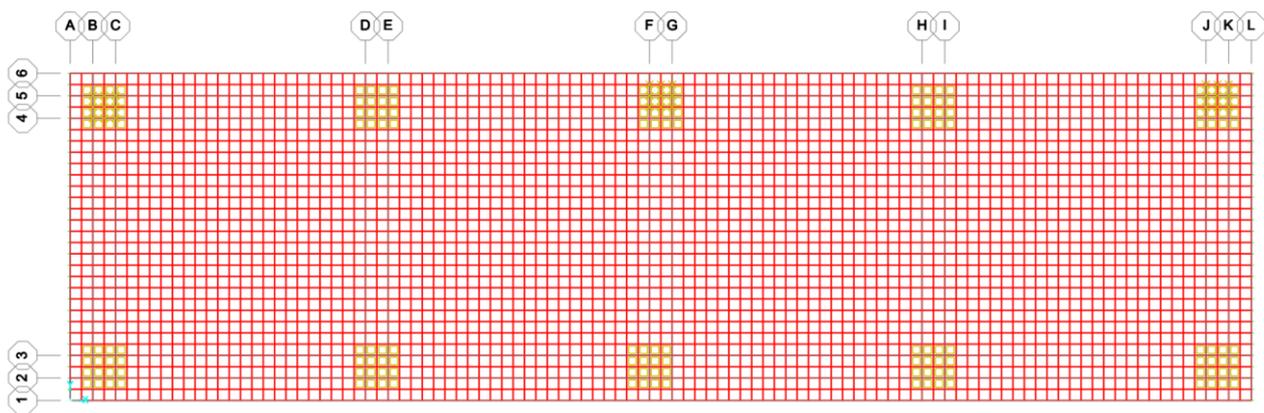


Figura 4: Modello SAP2000 - Piastra di Fondazione – Basamento (vista in pianta)

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 kN/m^2 ed applicati su un'area di 0.16m^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.

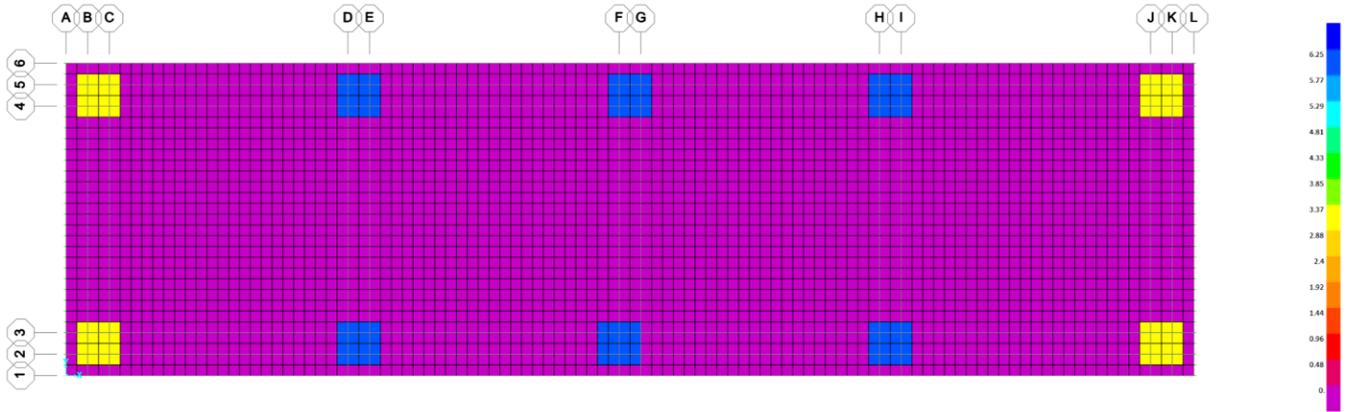


Figura 5: Modello SAP2000 Carichi applicati G2

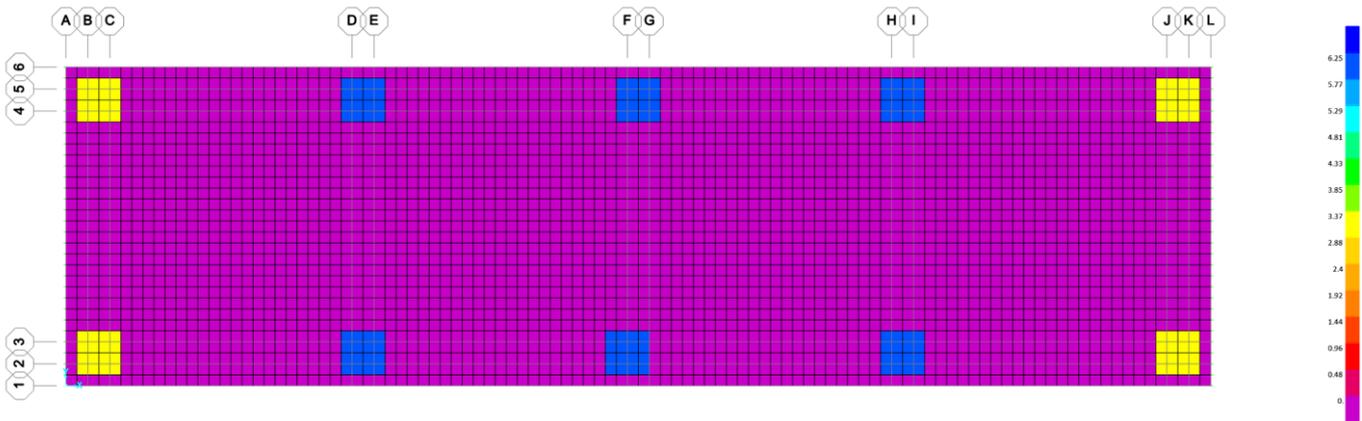


Figura 6: Modello SAP2000 Carichi applicati Qk1 (variabili cat.H1)

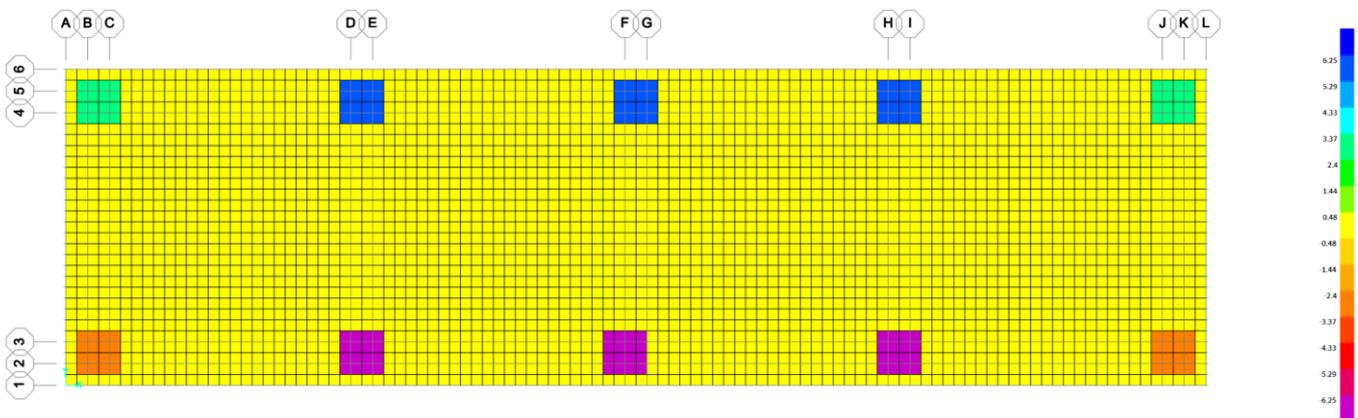


Figura 7: Modello SAP2000 Carichi applicati Qk2 (vento)

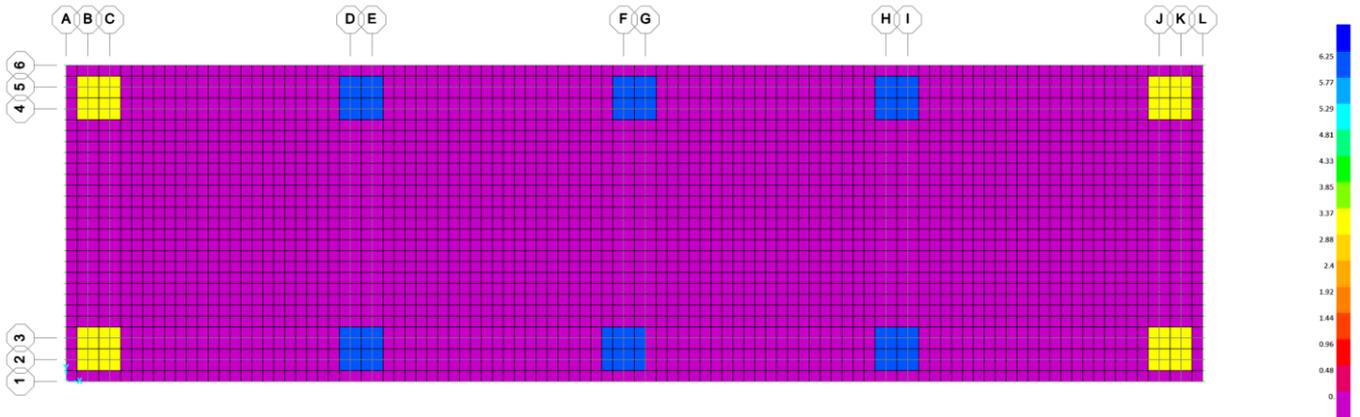


Figura 8: Modello SAP2000 Carichi applicati Qk3 (neve)

8 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

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

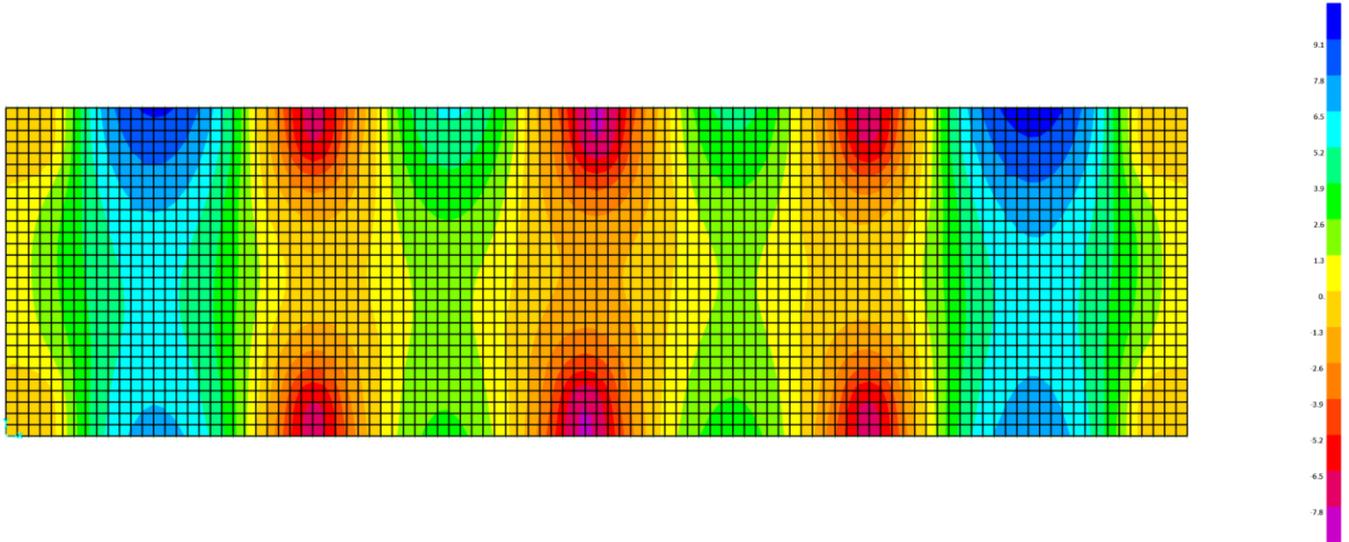


Figura 9: Sollecitazioni M11 per la combinazione STR (range -7.8 kNm/m ; 9.1 kNm/m)

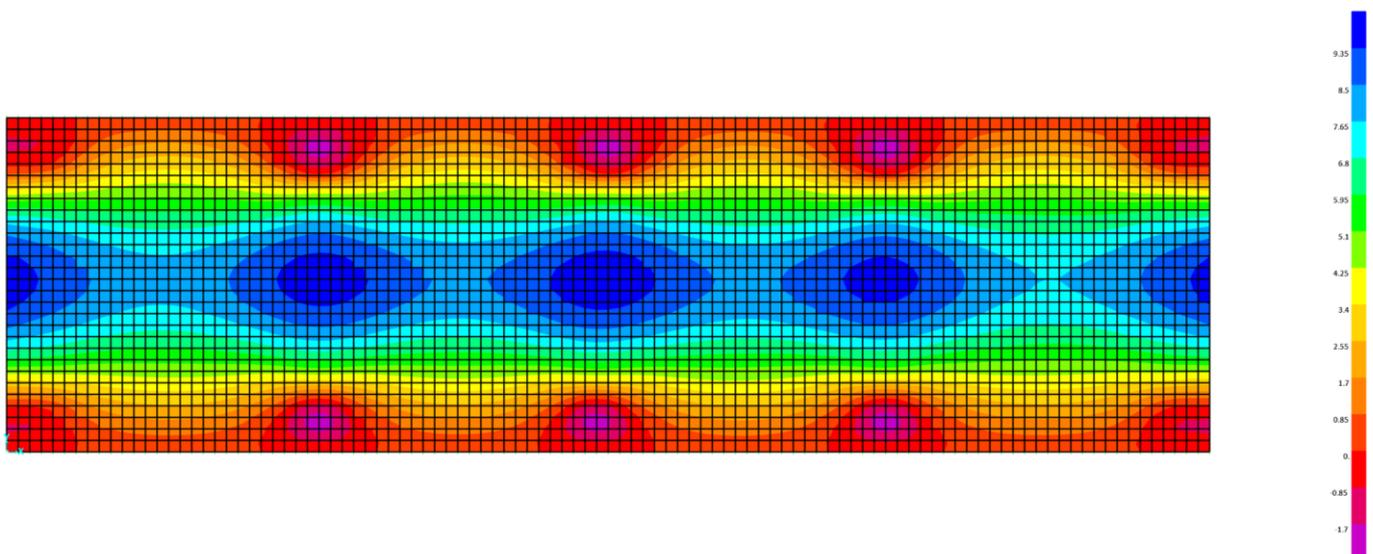


Figura 10: Sollecitazioni M22 per la combinazione STR (range -1.7 kNm/m ; 9.35 kNm/m)

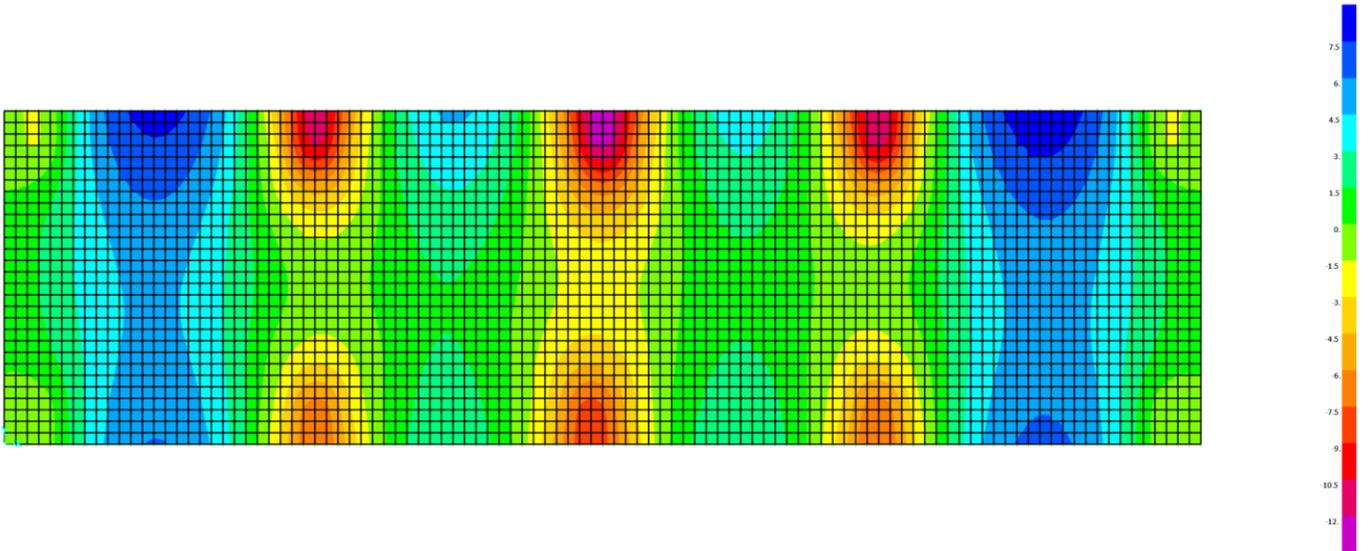


Figura 11: Sollecitazioni M11 per la combinazione GEO (range -12 kNm/m ; 7.5 kNm/m)

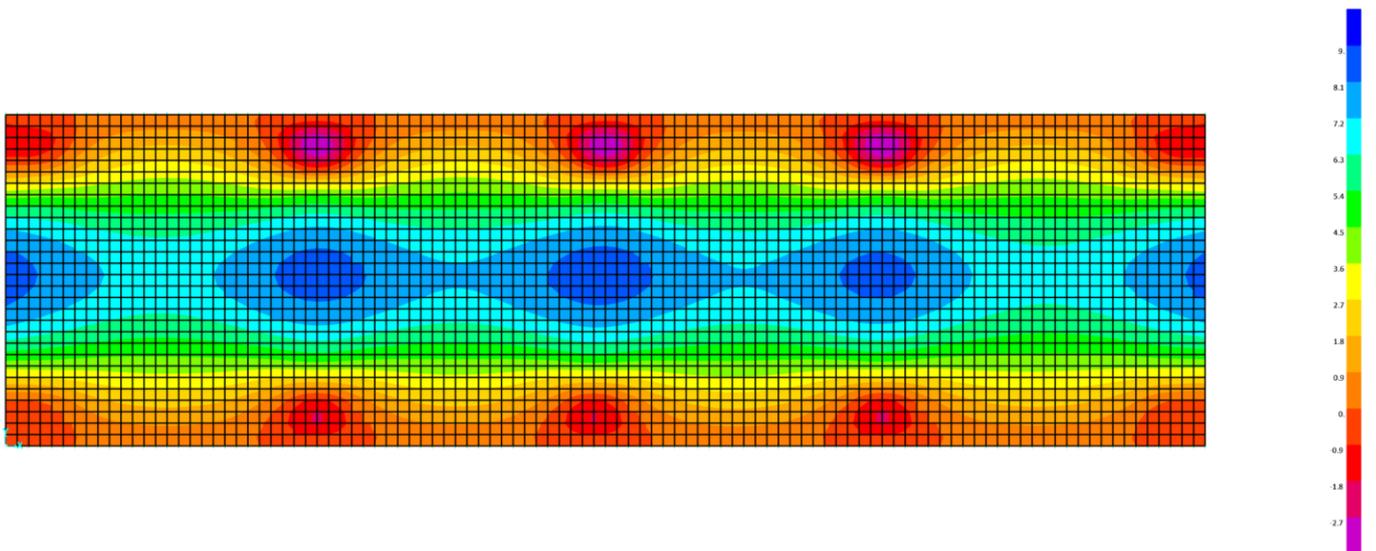


Figura 12: Sollecitazioni M22 per la combinazione GEO (range -2.7 kNm/m ; 9.0 kNm/m)

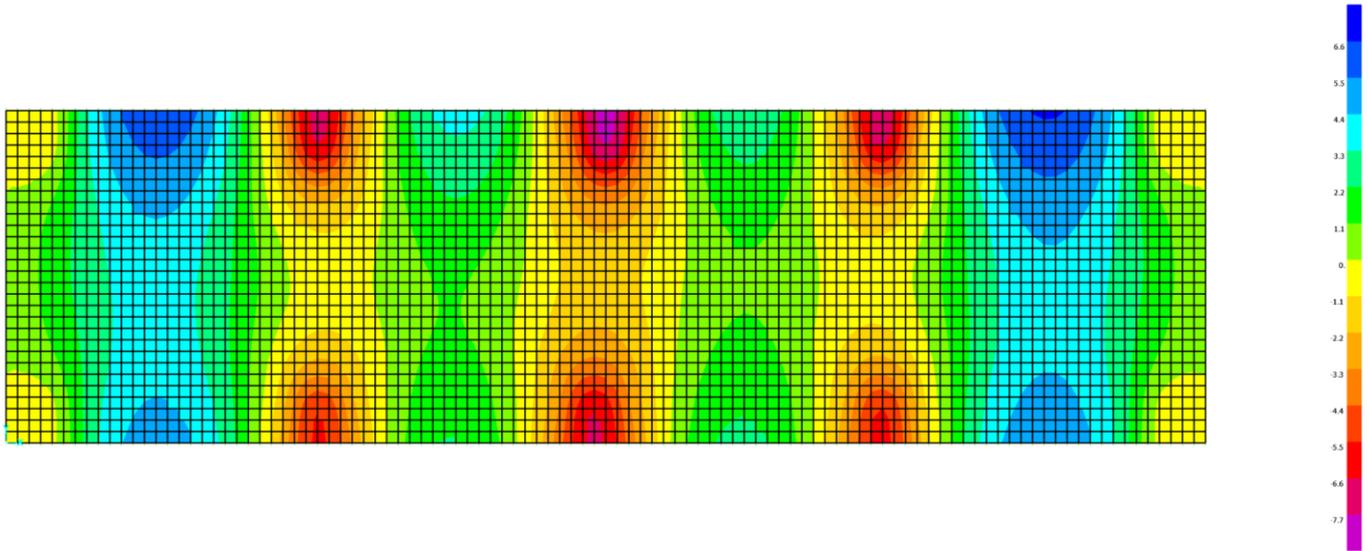


Figura 13: Sollecitazioni M11 per la combinazione SLE (range -7.7 kNm/m ; 6.6 kNm/m)

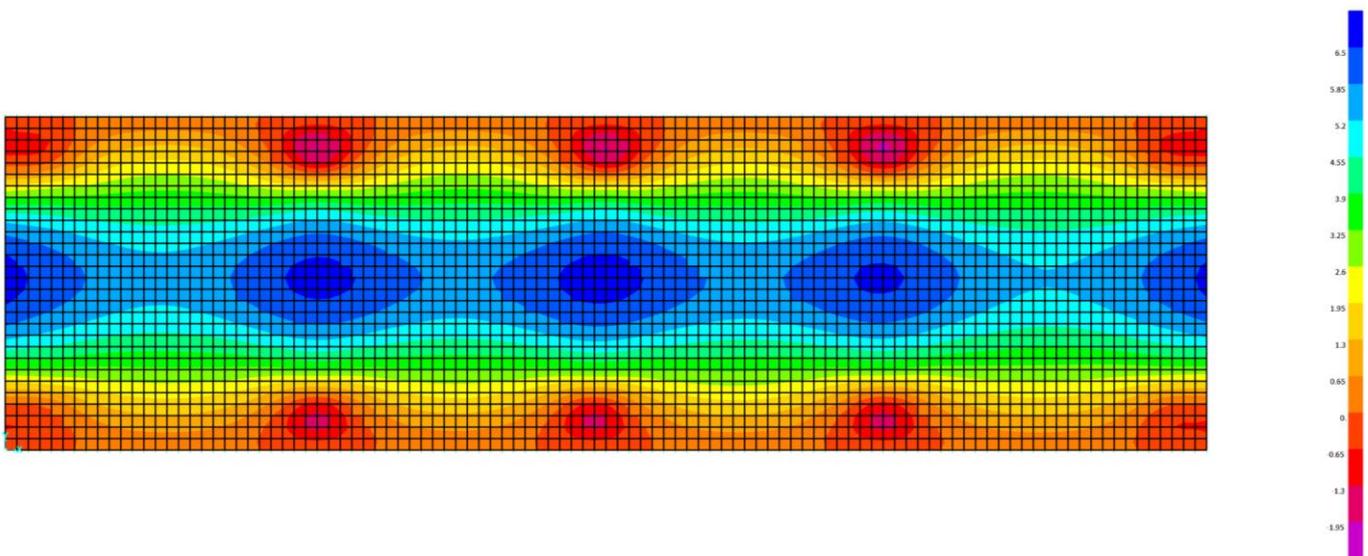


Figura 14: Sollecitazioni M22 per la combinazione SLE (range -1.95 kNm/m ; 6.5 kNm/m)

9 VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE

9.1 SLU – Verifica a flessione

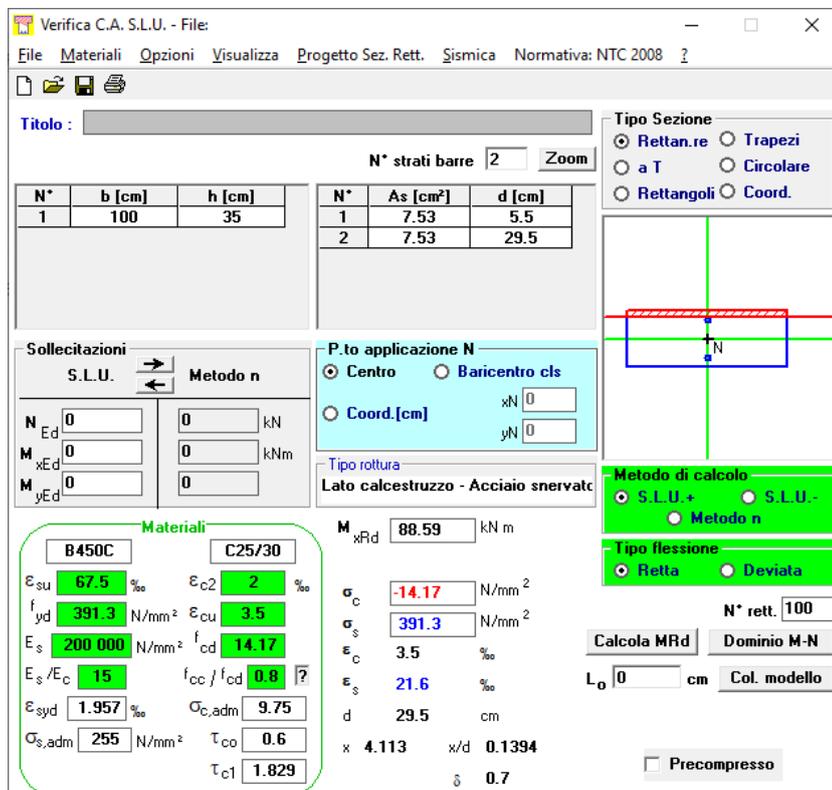
Per il calcolo dell'armatura minima da predisporre nel basamento di fondazione, si utilizzano le prescrizioni presenti nel paragrafo 7.2.5 del NTC18 che riguardano i "requisiti strutturali degli elementi di fondazione".

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 inferiore/m	7	cmq

Si è prevista l'adozione delle seguenti armature diffuse:

- longitudinale inferiore e superiore ϕ 12/150 (0.22%)
- trasversale inferiore e superiore ϕ 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_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 ϵ_s / E_c 15 ‰ f_{cc} / f_{cd} 0.8 ‰
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 88.59 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 21.6 ‰
d 29.5 cm
x 4.113 x/d 0.1394
 δ 0.7

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 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.

9.2 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 cm².

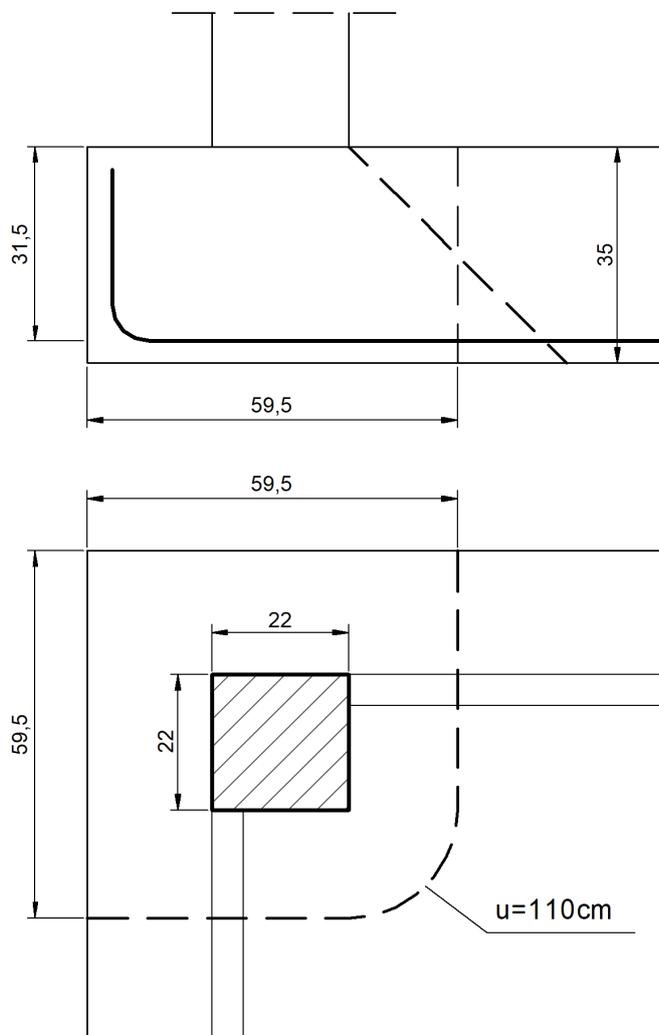


Figura 15: Definizione del perimetro critico u ai fini della verifica a punzonamento [cm]

Verifica a punzonamento per sezioni rettangolari SENZA armatura a taglio (NTC18)			
classe cls	C	30	Mpa
coeff. parziale	γ_c	1.5	
perimetro di verifica	u1	1110	mm
altezza soletta	H	350	mm
altezza utile	d	315	mm
diametro ferro longitudinale teso	ϕ_{lon}	12	mm
	strati	1	
	passo	150	mm
percentuale di armatura trasversale teso	ρ_{lx}	0.24%	
diametro ferro trasversale	ϕ_{tra}	12	mm
	strati	1	
	passo	150	mm
percentuale di armatura trasv	ρ_{tx}	0.24%	
percentuale di armatura totale	ρ_l	0.24%	
Eventuale compressione long	σ_{c_lon}	0	Mpa
Eventuale compressione trasv	σ_{c_tra}	0	Mpa
	σ_c	0.00	N/mm ²
	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 ²
taglio sollecitante	Ved	65.22	kN
	V_{ed}	0.187	Mpa
verifica soddisfatta!	V_{rd_c}	>	V_{ed}

La verifica risulta soddisfatta.

9.3 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											
H	35	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:				
b	100	cm	A_s	7.54	cm^2	A_s'	7.54	cm^2			
R_{ck}	30	MPa	$y_{G A_s} (*)$	5.50	cm	(*) da lembo teso	$y_{G A_s'} (*)$	29.50	cm		
f_{ctm}	2.61	MPa	$x \text{ (cm) (*)}$	5.5		n_{ferri}	6.67		$\Phi \text{ (mm)}$	12	
f_{cfm}	3.13	MPa									
f_{cfk}	2.19	MPa									
N	0	kN									
M	7.70	kN m									
Sezione interam. reagente			Altezza area di cls efficace:				$h_{A \text{ cls eff}}$	13.75 cm			
y_G	17.50	cm^3	Tensione CLS teso:				$\sigma_c = -\frac{N}{A_{ideale}} + \frac{M}{W_{ideale}} = \mathbf{0.346 \text{ MPa}} < \mathbf{f_{cfk}}$				
A_{ideale}	3726	cm^2								Non si formano fessure	
I_{ideale}	389863.7	cm^4									
W_{ideale}	22278	cm^3									

La verifica è soddisfatta.

9.4 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

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

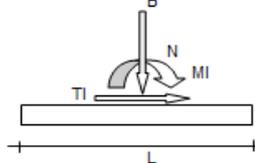
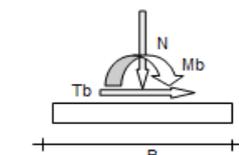
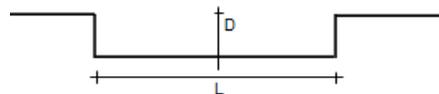
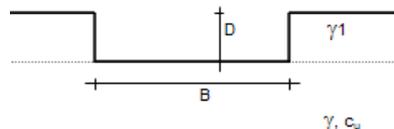
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$)

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

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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



DATI DI INPUT

Lato minore fondazione

B = 2.90 (m)

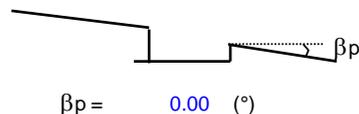
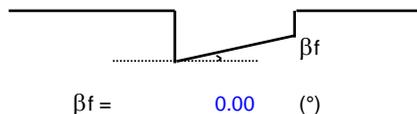
Lato maggiore fondazione

L = 10.25 (m)

(Per fondazioni nastriformi L=100 m)

Profondità piano di posa

D = 0.50 (m)



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	
γ_1	= 17.00 (kN/m ³)
γ	= 17.00 (kN/m ³)
Valori caratteristici di resistenza del terreno	
c'	= 5.00 (kN/mq)
ϕ'	= 26.00 (°)
Profondità della falda	
Z_w	= 31.00 (m)

DATI DI OUTPUT

		Verifica capacità portante			
		q_{lim}	q	$F_s = q_{lim}/q$	
		(kN/m ²)	(kN/m ²)		
A1+M1+R3	statica	219.92	41.78	5.26	ok
EQK+M1+R3	sismica	223.26	22.17	10.07	ok

Verifica scorrimento			
Td	Sd	Fscorr	
(kN)	(kN)		
0.00	621.25	--	ok
0.00	399.62	--	ok

La verifica risulta soddisfatta.

9.5 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.

$$\delta_{\text{permanenti}} = 0.23 \text{ cm}$$

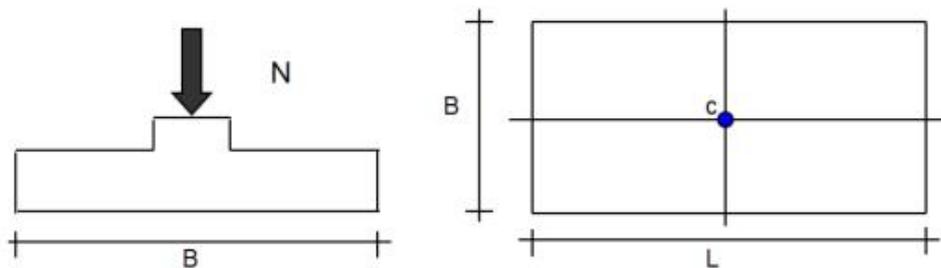
$$\delta_{\text{permanenti+accidentali}} = 0.24 \text{ cm}$$

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

$$\delta_{\text{accidentali}} = 0.01 \text{ cm}$$

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 = **3** (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Limo sabbioso debolmente argillos	2.00	0.0	2.0	0.5	20000	0.30	0.11
2	Sabbia limosa mediamente addensata con presenza di ghiaia	16.00	2.0	18.0	0.5	50000	0.30	0.09
3	Sabbia debolmente limosas con rari clasti di litici vulcanici	11.00	18.0	29.0	0.5	50000	0.30	0.02
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{\text{ctot}} = 0.23 \text{ (cm)}$$

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 = **3** (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Limo sabbioso debolmente argillos	2.00	0.0	2.0	0.5	20000	0.30	0.12
2	Sabbia limosa mediamente addensata con presenza di ghiaia	16.00	2.0	18.0	0.5	50000	0.30	0.10
3	Sabbia debolmente limosas con rari clasti di litici vulcanici	11.00	18.0	29.0	0.5	50000	0.30	0.02
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{\text{ctot}} = 0.24 \text{ (cm)}$$

10 INCIDENZE

L'incidenza dell'armatura del basamento è pari a 85 kg/m³.