



REGIONE SICILIA
CITTA' DI SORTINO
PROVINCIA DI SIRACUSA

VIALE M. GIARDINO S.N.C. - 96010



REGIONE SICILIANA
PRESIDENZA



Dipartimento Regionale della Protezione Civile
Servizio per la Provincia di Siracusa

LAVORI PER LA REALIZZAZIONE
DELL'AREA ATTENDAMENTI E
CONTAINERS DI C.DA PIANO LARDO

PROGETTO ESECUTIVO

D.P.R. 207/2010

Progettisti:	Geom. Fabio Barbagallo Geom. Massimo Caruso Geom. Antonio Privitera
Progettista impianti:	Ing. Paolo Impelluso
Coordinatore Sicurezza in fase di Progettazione:	Arch. Gaetano Gulino
Responsabile Unico del Procedimento:	Arch. Luigi Raffa
Progettista strutture in c.a.	Ing. Fabio Giuliano
	Titolo: - FABBRICATO - RELAZIONE DI CALCOLO
Data:	Scala:
Aggiornamenti - Annotazioni:	

Comune di Sortino (Provincia di Siracusa)

Progetto delle strutture in cemento armato nell'ambito dei lavori di sistemazione di un area per attendamenti e containers in c/da Piano Lardo.

Relazione di calcolo

Ing. Fabio Giuliano

Il documento è composto da n.30 pagine + annesso alla relazione di calcolo n. 114 pagine

INDICE

1. Generalità - Descrizione della struttura.....	3
2. Normativa di riferimento.....	3
3. Classificazione della struttura in oggetto e analisi dei carichi.....	3
4. Combinazione delle azioni e verifiche.....	8
5. Progetto dei solai.....	12
6. Progetto delle strutture portanti in elevazione: Tabulati di calcolo.....	18
7. Progetto del pozzetto stardale	18

1. Generalità - Descrizione della struttura

Il presente documento contiene i calcoli strutturali del progetto dei manufatti in cemento armato previsti nell'ambito dei lavori di sistemazione di un area per attendamenti e containers in c/da Piano Lardo, e in particolare del fabbricato e dei pozzetti di servizio dell'area.

La struttura in oggetto è realizzata con un telaio spaziale in cemento armato con calcestruzzo di classe C25/30, a pianta circolare di raggio 6.85 m, composto di un piano controterra, a destinazione ingresso, uffici e servizi igienici, ed un piano di copertura non praticabile a terrazza. Il fabbricato è sormontato da una struttura parallelepipedica a funzione di lucernario, con copertura piramidale a struttura anch'essa in cemento armato.

I solai sono del tipo laterocementizio appoggiato sulle travi principali, e hanno massima luce di 4.45 m, ad una singola campata.

Le fondazioni sono di tipo nastriforme, ovvero realizzate con un grigliato di travi a sezione a T rovescia, di altezza 75 cm e intestate a profondità 120 cm rispetto al piano campagna.

Al di sotto del piano delle fondazioni si dispone un magrone di calcestruzzo di spessore 10 cm, classe C12/15, su terreno precedentemente compattato.

2. Normativa di riferimento

Il progetto e i calcoli strutturali sono redatti in ottemperanza alle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14 gennaio 2008) e successiva Circolare 2 febbraio 2009 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008.

3. Classificazione della struttura in oggetto e analisi dei carichi

Vita nominale: 50 anni

Classe d'uso: IV - coefficiente d'uso $C_u=2,0$

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 2,0 = 100$ anni

Strutture in elevazione: Pesi propri strutturali G1 (Par. 3.1.2 NTC08) e Carichi permanenti G2 (Par. 3.1.3 NTC08)

I pesi propri strutturali delle strutture pilastri e travi sono calcolati automaticamente dal software sulla base del peso specifico del c.a. (2500 kg/cm^3) e delle dimensioni degli elementi strutturali.

Solai - Peso proprio dei solai piano di copertura (G1)

Solaio laterocementizio $h_{tot}=25 \text{ cm}$ ($20+5 \text{ cm}$), $b=10\text{cm}$, interasse: 33 cm

Peso c.a.: $2500 \cdot 1 \cdot 0.05 + 2500 \cdot 3 \cdot 0.1 \cdot 0.20 =$ 275 kg/mq

Peso alleggerimenti (pignatte laterizie): $750 \cdot 0.7 \cdot 0.20 =$ 105 kg/mq

Intonaco int.(s=2cm):2000*0.02= 40 kg/mq

Totale: 443 kg/mq

Altezza massima delle tamponature: 3.00 m da cui segue che il carico per metro lineare è pari a:

$$G_{2,TAMP} = 443 \cdot 3.00 = 1329 \text{ kg/ml} \rightarrow 1330 \text{ kg/m}$$

Carichi variabili (destinazione d'uso - Par. 3.1.4 NTC08)

Locali per uffici aperti al pubblico (Cat. B2: $Q_1=3,00 \text{ kN/m}^2$

Copertura categoria ufficio aperto al pubblico: $Q_1=3,0 \text{ kN/m}^2$

Sbali di solaio di copertura: $Q_1=4,0 \text{ kN/m}^2$

Azione della neve (Par. 3.4 NTC)

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

Sortino ricade in zona III $\rightarrow q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] = 0,93 \text{ kN/m}^2$ ($a_s = 438 \text{ m s.l.m.}$)

$$\mu_i = 0.8; C_E = 1.0; C_t = 1.0$$

da cui si evince $q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 0,74 \text{ kN/m}^2$

Azione sismica (Par. 3.2 NTC08)

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4.

Le forme spettrali sono definite, 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 di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alle NTC, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T^*_C necessari per la determinazione delle azioni sismiche nel sito e per la costruzione in esame.

Categorie di sottosuolo

Il suolo, come indicato nella relazione geologica, può essere classificato come appartenente alla Categoria B.

Condizioni topografiche

Il sito di costruzione può essere considerato appartenente alla Categoria T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella, in funzione delle categorie topografiche.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Per il sito in questione, la categoria topografica è la T1, e di conseguenza il coefficiente di amplificazione topografica S_T vale 1.0

Valutazione dell'azione sismica

Spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali T ed Se sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo SS il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e ST il coefficiente di amplificazione topografica.

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

η : fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = (10/(5 + \xi))^{0,5} \geq 0,55$$

dove

ξ (%) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione, qui posto pari a 2% per opere in cemento armato;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove

T_C^* : definito al § 3.2 delle NTC;

C_C : coefficiente funzione della categoria di sottosuolo.

$T_B = T_C/3$: periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

T_D : periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ utilizzato, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Le capacità dissipative della struttura è messa in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ utilizzato, 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} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule dello spettro elastico η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura e assumendo comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

4. Combinazione delle azioni e Verifiche

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

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

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

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

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 . Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

Verifiche

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Le seguenti Tabelle forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU)

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Come consentito dalle NTC in vigore, si utilizza l'*Approccio 2*, ovvero si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Nel Cap. 4 delle NTC, per le condizioni non sismiche, e nel Cap. 7, per le condizioni sismiche, sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione, con riferimento ai diversi materiali strutturali.

Verifiche per combinazioni sismiche

Gli **Stati Limite di Esercizio** sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli **Stati Limite Ultimi** sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed

impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate di seguito.

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

5. Progetto dei solai

I solai da realizzare sono del tipo latero-cementizio gettati in opera.

L'altezza del solaio è di 25 cm, con interasse 50 cm. Ogni travetto ha larghezza 10 cm. Lo spessore della caldana è di 5 cm, mentre l'altezza dell'anima del travetto è di 20 cm. Gli alleggerimenti sono realizzati con pignatte laterizie di altezza 20 cm.

Si fa riferimento al solaio avente luce maggiore, armando gli altri in maniera analoga essendo le luci poco dissimili.

Analisi dei carichi – Piano di copertura

Luce massima di calcolo: 6.00 m

Peso proprio strutturale $G1=380 \text{ kg/mq}=3,73 \text{ kN/mq} \rightarrow 1,24 \text{ kN/m}$

Carico permanente $G2=135 \text{ kg/mq}=1,32 \text{ kN/mq} \rightarrow 0,44 \text{ kN/m}$

Carico variabile da destinazione d'uso: $Q1=3,00 \text{ kN/mq} \rightarrow 1,00 \text{ kN/m}$

Carico variabile neve: $Q2: 0,74 \text{ kN/mq} \rightarrow 0,25 \text{ kN/m}$

Proprietà meccaniche

Come per le altre opere in elevazione, e come riferito nella relazione dei materiali, si utilizza calcestruzzo C25/30 ($R_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$) e acciaio di armatura B450 C. a tensione di snervamento di calcolo $f_{yd}=4400/1.15=3826 \text{ kg/cm}^2$.

Resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$;

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$: resistenza a trazione caratteristica;

$f_{ctm} = 0.27 \sqrt[3]{R_{ck}^2}$: resistenza a trazione media (con R_{ck} espresso in N/mm^2);

Di conseguenza $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 11.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$.

Armatura longitudinale minima: $A_a = 0.07H = 1.4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow$ almeno $2\Phi 10$ per metro di lunghezza.

Armatura trasversale

In tutti i solai si dispone, in corrispondenza dell'estradosso della soletta, rete elettrosaldata di maglia quadrata $\phi 8 \text{ } 20 \times 20$, con opportuni distanziatori per separarla dai blocchi di alleggerimento.

Travetti rompitratta

Nei campi di solaio a luce maggiore di 4.0 m vengono realizzati travetti rompitratta, in corrispondenza della mezzeria, di larghezza 30 cm e armati almeno con armatura doppia e simmetrica $2+2\phi 12$, e staffe $\phi 8/10$.

Verifiche agli SLU

Di seguito si riporta il calcolo del solaio di maggiore luce, avendo stabilito di armare gli altri in maniera analoga per somiglianza delle luci di calcolo.

I calcoli sono condotti nel rispetto delle verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite di Esercizio, sulla base dell'analisi dei carichi riportata in precedenza.

Le sollecitazioni (o i carichi) di calcolo sono determinate assumendo per i coefficienti di sicurezza:

- $\gamma_{G1} = 1.3$ (per schemi a singola campata si hanno solo effetti sfavorevoli);
- $\gamma_{G2} = 1.5$ (per schemi a singola campata si hanno solo effetti sfavorevoli);
- $\gamma_Q = 1.5$ (per schemi a singola campata si hanno solo effetti sfavorevoli).

Trattandosi di solaio a singola campata, si considerano solo i coefficienti corrispondenti agli effetti sfavorevoli dei carichi.

Carico di calcolo agli SLU: $F_d = 1,3 \cdot 1,24 + 1,5 \cdot 0,44 + 1,5 \cdot 1,00 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,25 = 3,96 \text{ kN/m}$

Momento di calcolo in mezzzeria: $M_{L/2} = 1/8 \cdot F_d \cdot L^2 = 1/8 \cdot 3,96 \cdot 6,00^2 = 17,82 \text{ kNm} = 181651 \text{ kgcm}$

Momento negativo agli appoggi (si assume pari a $-1/20 \cdot F_d \cdot L^2$):

$$M_{0,L} = -1/20 \cdot F_d \cdot L^2 = -1/20 \cdot 3,96 \cdot 6,00^2 = -7,13 \text{ kNm} = -72660 \text{ kgcm}$$

Taglio agli appoggi: $T_d = 1/2 \cdot F_d \cdot L = 1/2 \cdot 3,96 \cdot 6,00 = 11,88 \text{ kN} = 1211 \text{ kg}$

La disposizione di armatura inferiore almeno 1f12 fino agli appoggi fa sì che sia soddisfatta la condizione di assorbimento dello sforzo di taglio sugli appoggi:

Taglio in grado di essere assorbito: $T = f_{yd} \cdot A_s = 3826 \cdot 1 \cdot 1.13 = 4323 \text{ kg}$

Verifica a flessione in mezzzeria

Armatura inferiore adottata in mezzzeria

$$A_a = \frac{M}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{181651}{0.9 \cdot 22 \cdot 3826} = 2.40 \text{ cm}^2$$

Adottando 2 ϕ 12 inferiori: Momento resistente in mezzzeria: $M_r = 18,7 \text{ kNm} > M_{L/2} = 17,82 \text{ kNm}$

verifica soddisfatta

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	33	5
2	10	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	22
2	1,13	3

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

N **kN**
M **kNm**
M **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M **kN m**
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x cm x/d
 δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Verifica a flessione agli appoggi

Armatura superiore adottata agli appoggi

$$A_a = \frac{M}{0,9 * d * f_{yd}} = \frac{72660}{0,9 * 22 * 3826} = 0,96 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\Phi 12 \text{ superiore per travetto}$$

Momento resistente agli appoggi: $M_r = -9,01 \text{ kNm}$; $|M_r| > |M_d| = 7,13 \text{ kNm}$

verifica soddisfatta

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	33	5
2	10	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	22
2	1,13	3

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

N kN
M kNm
M

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu}
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Calcolo delle fasce piene

Taglio resistente sezione a T ($A_s=1\Phi 12$): $V_{Rd1} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 1087kg$

con $r=1.6-d=1.6-0.22=1.38$

$$\rho = A_a / (b_w \cdot d) = 1 \cdot 1.13 / (10 \cdot 22) = 0.005136$$

Ascissa di intercettazione Taglio di calcolo: 31 cm.

Si realizza una zona piena di larghezza fino a 50 cm dall'estradosso della trave di appoggi per il solaio di massima luce pari a 6.0 m.

Per gli altri campi di solaio, si adotta una fascia piena di larghezza 30 cm, in ragione della relazione: Larghezza fascia piena $> L/2 - 2 \cdot V_{Rd1} / F_d - B/2$

con L=luce massima del solaio in oggetto.

Verifica agli Stati limite di esercizio

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si utilizza il coefficiente unitario per i carichi permanenti e accidentali sfavorevoli.

Carico di calcolo agli SLE (stati limite di esercizio irreversibili):

$$F_d = 1.0 \cdot 1,24 + 1.0 \cdot 0,44 + 0,5 \cdot 0,25 + 1,00 = 2,805 \text{ kN/m}$$

$$E = 2,48 \text{E}+07 \text{ kN/m}^2 ; I = 2,114 \text{ E-4 m}^4$$

Freccia campata (si trascurano gli effetti della fessurazione):

$$f = 5/384 \cdot F_d \cdot L^4 / E \cdot I = 0.0090 < L/500 = 0.01 \text{ m}$$

verifica soddisfatta

6. Progetto degli sbalzi in copertura

Gli sbalzi in copertura sono realizzati con soletta piena di spessore 20 cm, coperiferro superiore e inferiore di 3 cm.

Si assume ai fini del calcolo una striscia rettangolare di larghezza pari un metro.

Analisi dei carichi – Piano di copertura

Luce massima di calcolo: 1.85 m

Peso proprio strutturale $G_1 = 500 \text{ kg/mq} \rightarrow 500 \text{ kg/m} = 4,91 \text{ kN/m}$

Carico permanente $G_2 = 135 \text{ kg/mq} \rightarrow 135 \text{ kg/m} = 1,32 \text{ kN/m}$

Carico variabile da destinazione d'uso: $Q_1 = 4,00 \text{ kN/mq} \rightarrow 4,00 \text{ kN/m}$

Carico variabile neve: $Q_2: 0,74 \text{ kN/mq} \rightarrow 0,74 \text{ kN/m}$

Carico di calcolo agli SLU: $F_d = 1,3 \cdot 4,91 + 1,5 \cdot 1,32 + 1,5 \cdot 4,00 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,74 = 10,92 \text{ kN/m}$

Momento negativo all'attacco trave: $M_0 = -1/2 \cdot F_d \cdot L^2 = -1/2 \cdot 10,92 \cdot 1,85^2 = -18,69 \text{ kNm} = -190487 \text{ kgcm}$

Taglio agli appoggi: $T_d = F_d \cdot L = 10,92 \cdot 1,85 = 20,20 \text{ kN} = 2059 \text{ kg}$

La disposizione di armatura inferiore almeno 1f12 fino agli appoggi fa sì che sia soddisfatta la condizione di assorbimento dello sforzo di taglio sugli appoggi:

Taglio in grado di essere assorbito: $T = f_{yd} \cdot A_s = 3826 \cdot 1 \cdot 1.13 = 4323 \text{ kg}$

Verifica a flessione all'incastro

Armatura superiore adottata agli appoggi

$$A_a = \frac{M}{0.9 * d * f_{yd}} = \frac{190487}{0.9 * 17 * 3826} = 3.25 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 4\Phi 12 \text{ superiore per metro: Arm. superiore } \phi 12/25$$

Momento resistente agli appoggi: $M_r = -33,6 \text{ kNm}$; $|M_r| > |M_d| = 18,69 \text{ kNm}$

Si dispone medesima armatura anche inferiormente.

verifica soddisfatta

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,52	22
2	4,52	3

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

N_{Ed} **kN**
M_{xEd} **kNm**
M_{yEd} **kNm**

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

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C25/30**
ε_{su} ‰ **ε_{c2}** ‰
f_{yd} N/mm² **ε_{cu}** ‰
E_s N/mm² **f_{cd}** ‰
E_s/E_c **f_{cc}/f_{cd}**
ε_{s,yd} ‰ **σ_{c,adm}** ‰
σ_{s,adm} N/mm² **τ_{co}** ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x **x/d**
δ

Tipo Sezione
☒ **Rettan.re** ☐ **Trapezi**
☐ **a T** ☐ **Circolare**
☐ **Rettangoli** ☐ **Coord.**

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

Tipo flessione
☒ **Retta** ☐ **Devata**

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

☐ **Precompresso**

6. Progetto delle strutture portanti in elevazione: Tabulati di calcolo

I calcoli strutturali sono stati effettuati utilizzando un codice di calcolo commerciale agli elementi finiti (SISMICAD). Per maggiori dettagli sul software si rimanda alla sezione "Tabulati di calcolo".

Le verifiche sono effettuate utilizzando il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo NTC 2008.

Le analisi sismiche sono condotte con l'analisi dinamica lineare (modale) secondo NTC2008.

In allegato si riportano i dati del modello e i tabulati di calcolo completi di verifiche.

7. Progetto dei pozzetti stradali

Il dimensionamento è inerente alla realizzazione dei pozzetti in C.A. relativi ai tombini stradali. Il calcolo è realizzato per pozzetti di profondità massima pari a 3 m. I pozzetti che si andranno a realizzare hanno altezze minori di 3m, ma per semplicità, vista la ridotta importanza delle opere si procederà a predisporre la medesima armatura in tutti i pozzetti, a vantaggio di sicurezza.

Le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali sono:

- Dimensioni interne dei pozzetti 1.00 m x 1.00 m;
- Spessore delle pareti perimetrali 0.20 m;
- Altezza delle pareti perimetrali variabile da un minimo di 1.60 m ad un massimo di 3.0 m;
- Spessore della soletta di fondazione 0.20 m;
- Dimensioni in pianta della soletta di fondazione: 1.40 m x 1.40 m;
- Spessore della soletta di copertura 0.30 m.

Si dispone il getto di un magrone di classe C12/15 al di sotto della soletta di base, armato con rete elettrosaldata $\phi 12/20$ B450C bidirezionale.

MATERIALI

Calcestruzzo

Dovrà essere realizzato con inerti a granulometria assortita e dimensioni commisurate alla geometria della carpenteria e all'ingombro delle armature. Gli inerti, naturali o di frantumazione, saranno costituiti da elementi resistenti al gelo, non friabili e privi di sostanze organiche, limose, argillose o elementi tali da produrre reazioni nocive per il cemento o per l'armatura.

La ghiaia o il pietrisco devono avere dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature.

L'acqua per l'impasto dovrà essere limpida, priva di grassi o sostanze organiche e priva di sali

(particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non essere aggressiva per il conglomerato risultante.

Caratteristiche meccaniche del conglomerato cementizio per gli elementi a diretto contatto con il terreno per le verifiche allo stato limite ultimo

Classe conglomerato: C25/30

Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$

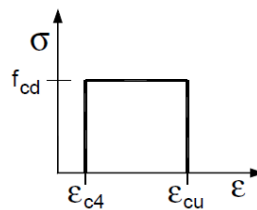
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo: $\gamma_c=1.5$

Coefficiente riduttivo per la resistenza di lunga durata: $\alpha_{cc}=0.85$

Resistenza di progetto: $f_{cd}=14.17 \text{ N/mm}^2$

Copriferro minimo: 3 cm

Per il diagramma tensione- deformazione del calcestruzzo è stato adottato un modello rappresentativo del tipo rettangolo:



Dove ϵ_{cu} è pari a 0.35% e ϵ_{c4} è pari a 0.07%.

Acciaio per getti in cemento armato

Le barre non dovranno presentare eccessive corrosioni, ossidazioni o difetti superficiali, ne dovranno essere ricoperte da sostanze che possano ridurre l'aderenza al conglomerato (grassi, oli, terra e fango) e pertanto i fasci dei vari diametri verranno scaricati in un luogo reso asciutto da un letto di magro e di ghiaia.

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio per cemento armato

Tipo di acciaio: B450C controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$

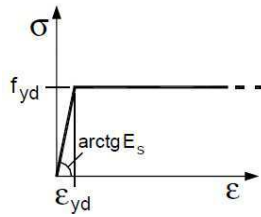
Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_s=1.15$

Resistenza di progetto: $f_{yd}=391.3 \text{ N/mm}^2$

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

Per il diagramma tensione- deformazione dell'acciaio ai fini delle verifiche agli SLU è

stato adottato un modello rappresentativo del tipo elastico perfettamente plastico:



PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

In base alle evidenze riscontrate, i parametri geotecnici adottati nei calcoli hanno i seguenti valori cautelativi:

Peso specifico del terreno al contenuto naturale di acqua	19 kN/mc
Angolo d'attrito	35 °
Coesione	0° kPa

Coefficiente di sottofondo adottato: $k=3 \text{ kg/cm}^3$

CARICHI DI PROGETTO

I carichi agenti sulla struttura sono:

- il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- il peso proprio del terreno, quando pertinente;
- la spinta statica dal terreno;
- Azioni derivanti dal traffico, posti pari a 240 kN (II categoria).

Combinazione agli SLU: $F_d = \gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} = 1.3 \cdot G_1 + 1.3 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q_{k1}$

I carichi considerati ai fini del progetto variano in funzione dell'elemento strutturale analizzato, in favore di sicurezza. L'analisi statica degli elementi strutturali è stata eseguita per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura.

VERIFICHE STRUTTURALI

In questo paragrafo si procede con le verifiche strutturali dell'opera, esaminando il pozzetto che presenta l'approfondimento maggiore.

Software di calcolo impiegati e modelli

Le analisi e le verifiche strutturali sono effettuate mediante codice di calcolo agli elementi finiti, software VCASLU e foglio di calcolo elettronico implementato con formule di letteratura dalla scienza delle costruzioni.

Verifica stabilità globale

$I = 0,2368 \text{ m}^4$

$A = 0,96 \text{ m}^2$

$i = 0,497 \text{ m}$

$l = 6,0 < 25$

Colonna tozza. Effetti della snellezza trascurabili.

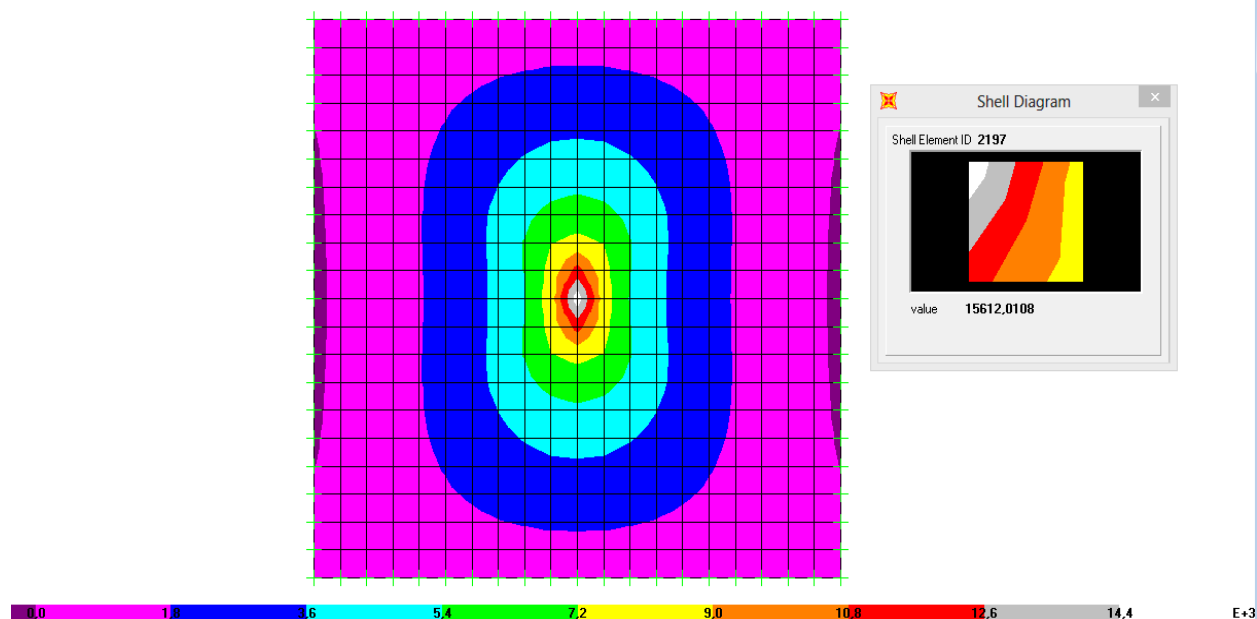
Soletta di copertura

La soletta di copertura è sollecitata dal peso proprio e dal carico trasmessogli dal traffico veicolare: ai fini delle verifiche si considera una piastra appoggiata sui quattro lati e soggetta al peso proprio e al carico accidentale concentrato sul punto mediano, amplificati dei coefficienti di combinazione agli SLU come precedente riportato.

Spessore soletta: 30 cm

Armatura bidirezionale superiore e inferiore $\phi 16/10$

Collecitazioni di calcolo massima $M_{11\max} = M_{22\max} = 15612 \text{ kgm/m}$



Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,11	3
2	20,11	27

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

N Ed kN
M xEd kNm
M yEd

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M xRd kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 20,51 ‰
 d 27 cm
 x 3,937 x/d 0,1458
 δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L_o cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Momento massimo di calcolo Md= 15612 kgm/m= 153 kNm/m
 Armatura: f16/10 Mrd= 19878 kgm/m= 195 kNm/m >Md

Verificato

Pareti perimetrali

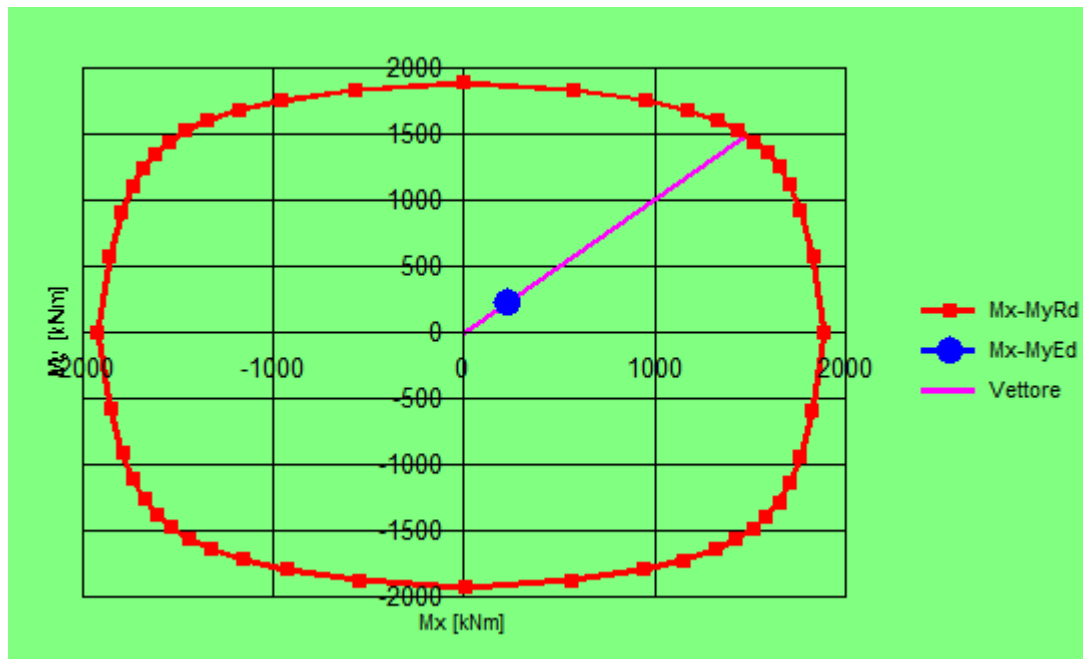
Le pareti perimetrali sono sollecitate dalla spinta del terreno a tergo dell'opera, dall'azione del sovraccarico accidentale ($Q = 240$ kN) che rappresenta il traffico veicolare (ogni pozzetto è situato sotto strada) e dal peso proprio.

A livello globale, il pozzetto è una trave appoggiata a terra con le spinte nelle quattro pareti che si bilanciano: la sezione cava viene verificata per carico eccentrico pari a 240 kN, ad un vertice del pozzetto e tale da generare uno stato di pressoflessione deviata.

Armatura esterna ed interna: $\phi 12/20$

Staffatura chiusa: $\phi 12/20$ doppia (esterna + interna), copriferro esterno e interno 3 cm.

Larghezza impronta $l = 0,4$ m
 Diffusione: 45°
 Eccentricità di calcolo: $e = B/2 - l/2 = 0,5$ m
 Sforzo normale di calcolo $N_d = 240 \cdot 1,5 = 360$ kN
 Momento x di calcolo $M_x = N_d \cdot e = 180$ kNm
 Momento y di calcolo $M_y = N_d \cdot e = 180$ kNm Verifica soddisfatta.



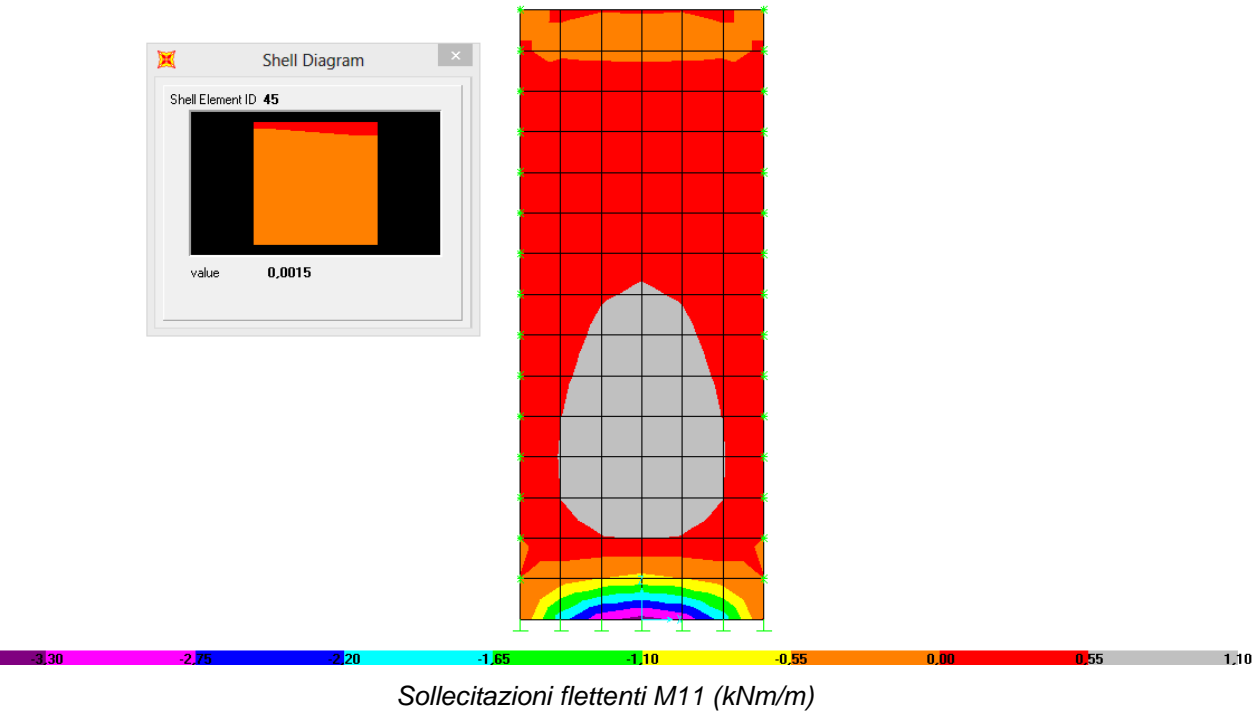
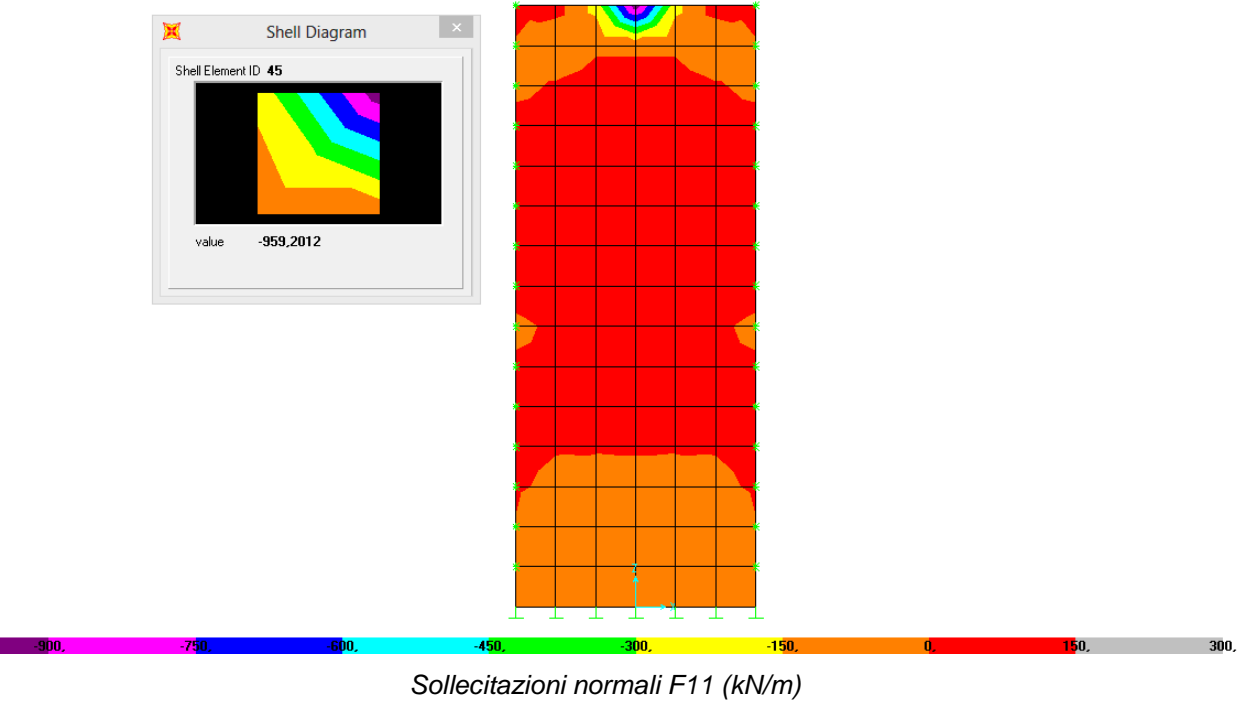
A livello locale, si esamina una piastra incastrata su tre lati, dove gli incastri rappresentano la continuità strutturale tra la parete esaminata, le pareti ortogonali ad essa e la piastra di fondazione. La piastra è soggetta alla spinta statica del terreno e al carico accidentale di progetto.

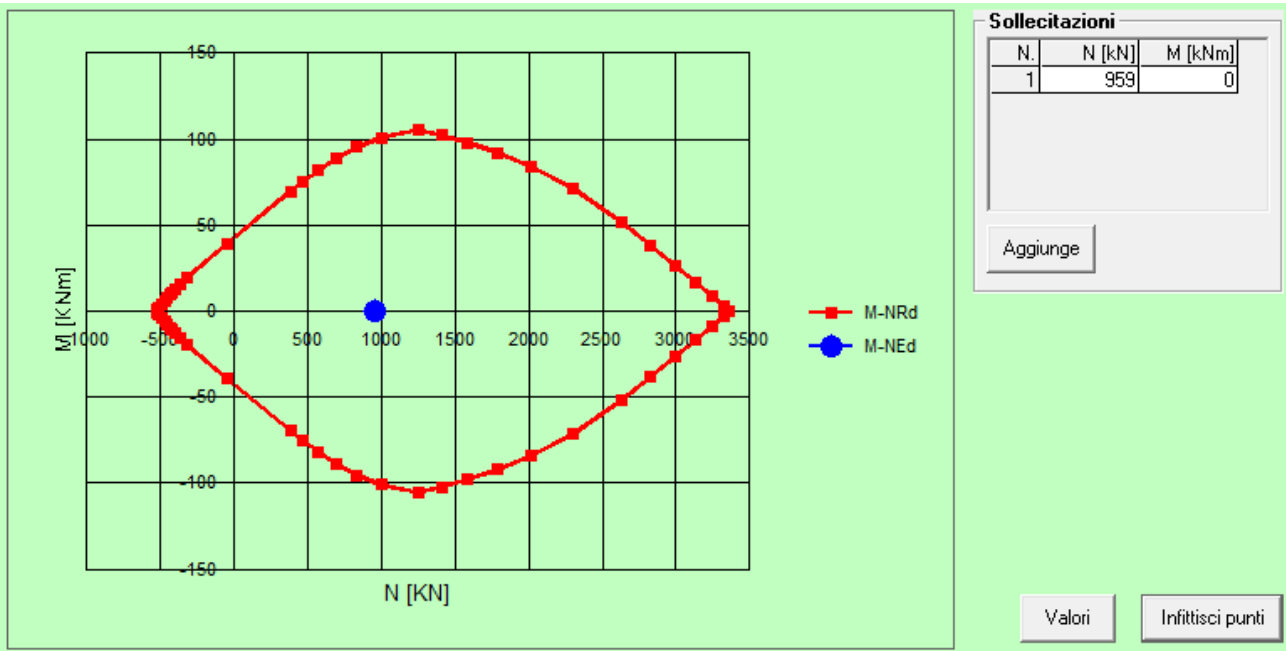
γ (kN/m ³)	f (°)	f (rad)	K	Qd (kN)	b (m)	h (m)
19	27	0,471239	0,375525	360	0,4	3

Verifica in sommità

$F11 = -959 \text{ kN/m}$

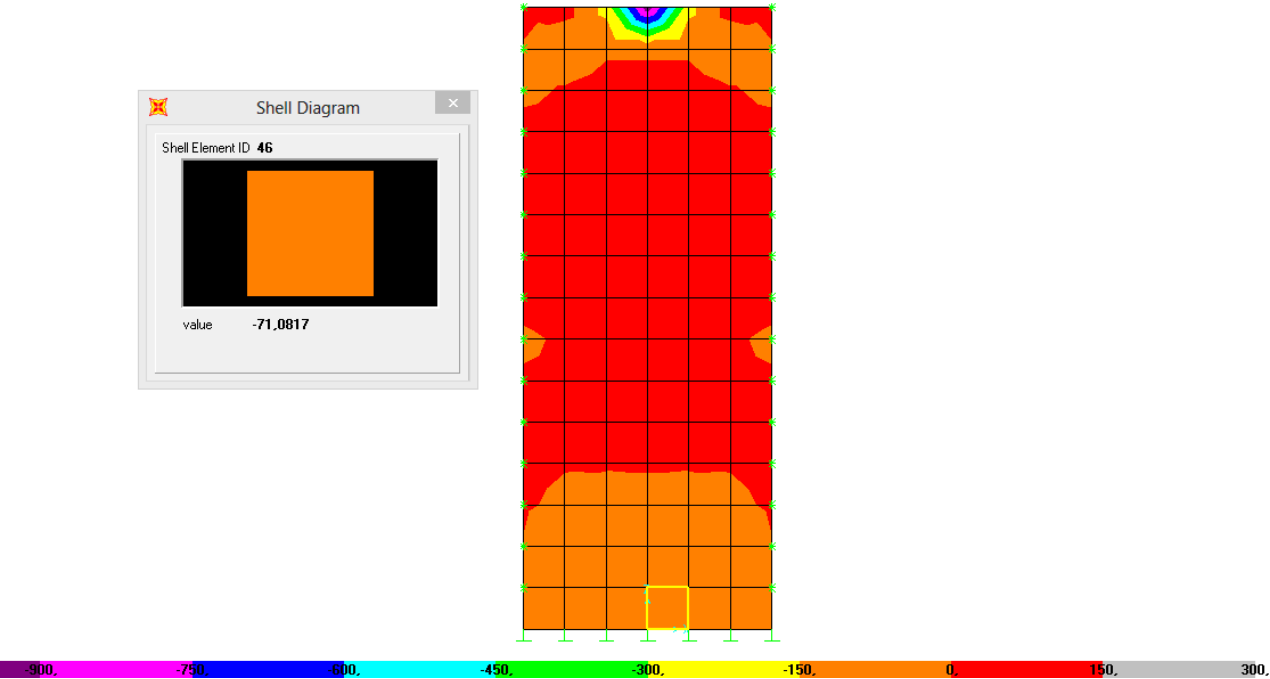
$M11 = 0 \text{ kNm/m}$

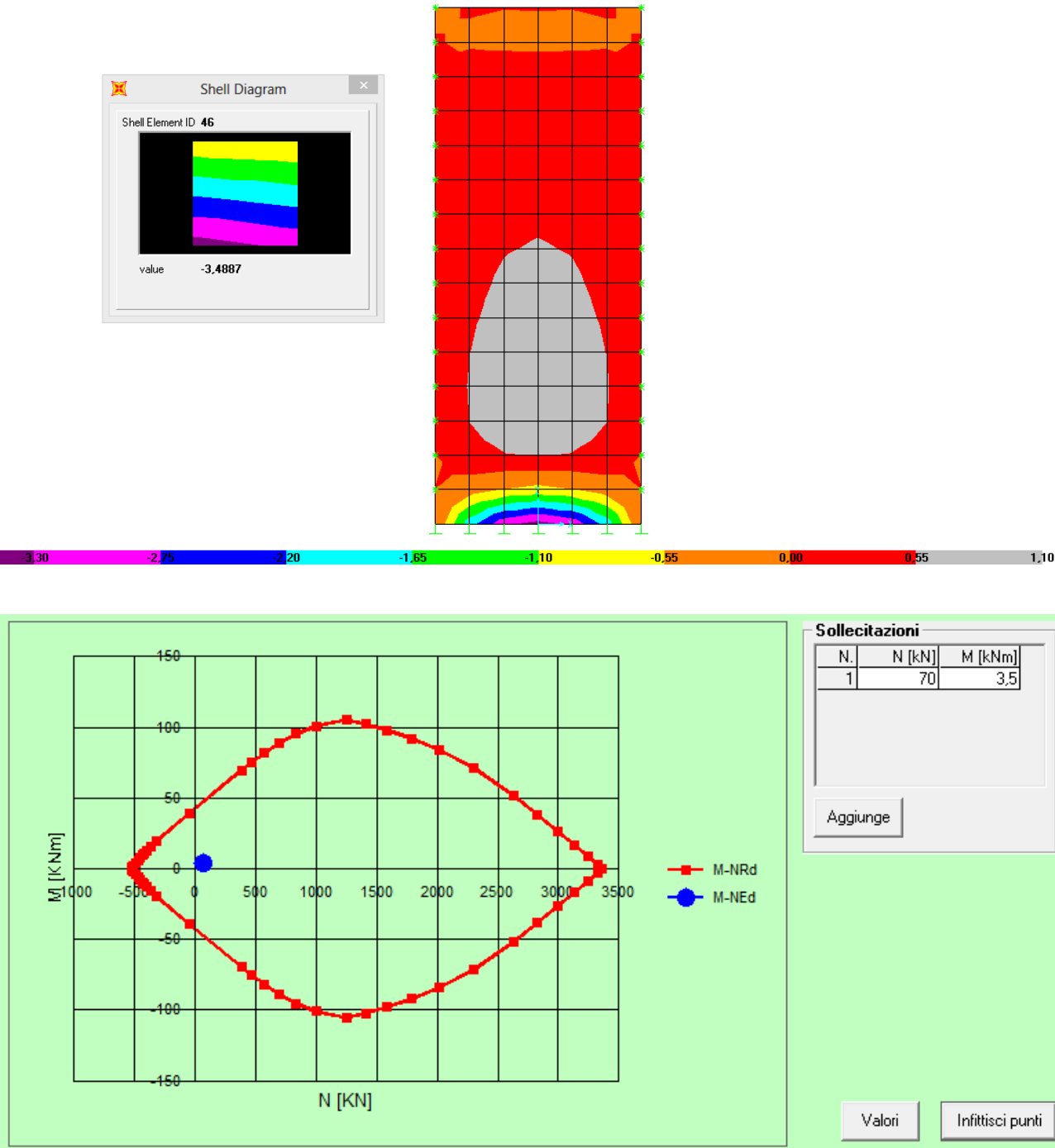




Verifica alla base

$F_{11} = -70$ kN/m
 $M_{11} = 3,5$ kNm/m







Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	70	3,5

Aggiunge

Valori

Infillisci punti

Piastra di fondazione

La piastra di fondazione è caricata dalle sollecitazioni che le pareti strutturali trasmettono per continuità al nodo.

Ai fini del progetto, si considera una piastra su suolo elastico caricata lungo il perimetro con carico uniformemente distribuito pari a

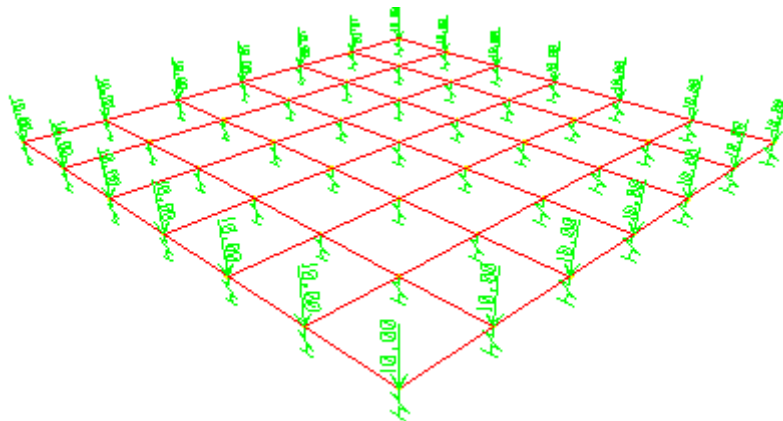
$$F_d = 1.5 \cdot Q/p = 1.5 \cdot 240 \cdot (4 \cdot 1.2) = 75 \text{ kN/m}$$

Coefficiente di sottofondo: $k = 10 \text{ kg/cm}^3$

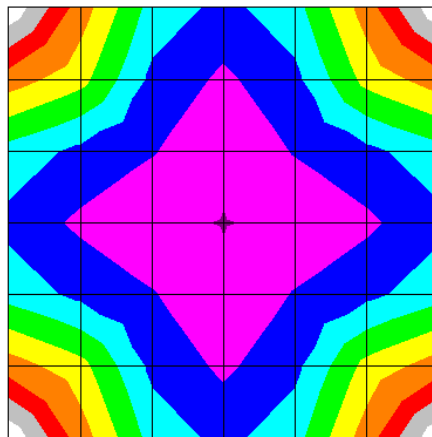
Spessore piastra: 20 cm

Armatura piastra: f12/15 bidirezionale superiore e inferiore

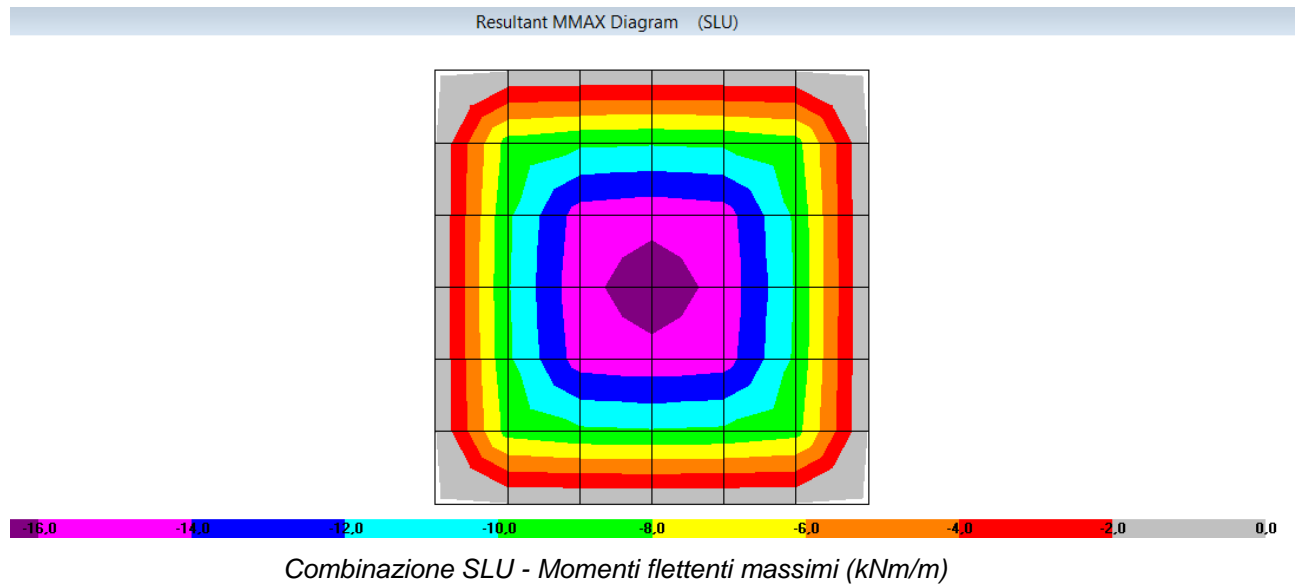
Copriferro: 3 cm



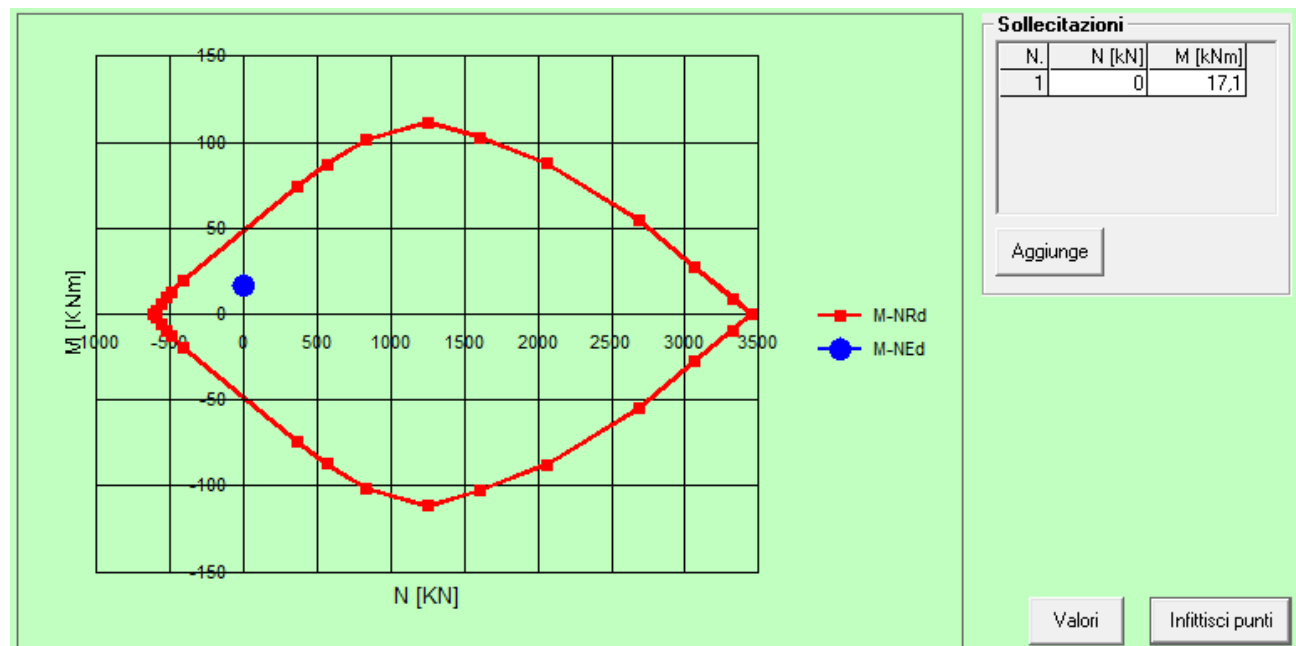
Resultant MMIN Diagram (SLU)



Combinazione SLU - Momenti flettenti minimi (kNm/m)



Momento flettente di calcolo: $M_d = 17.1$ kNm/m

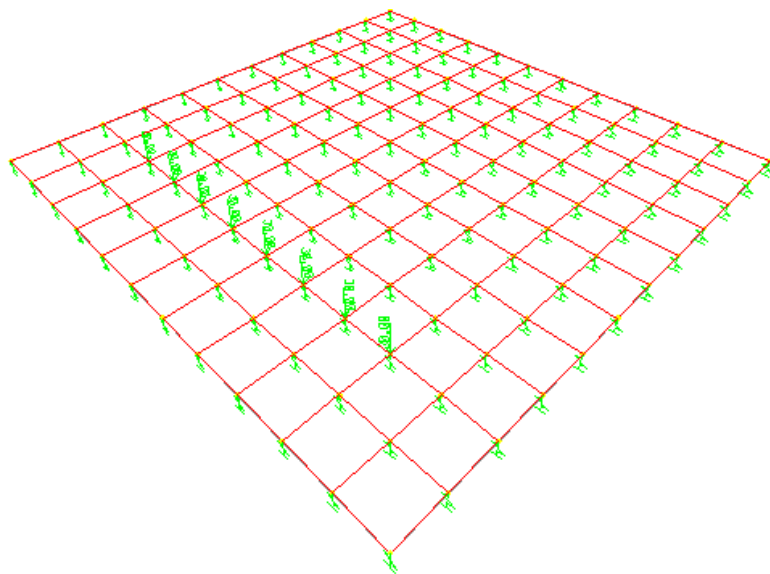


Verifiche di fondazione

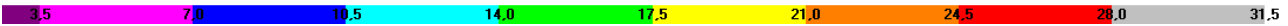
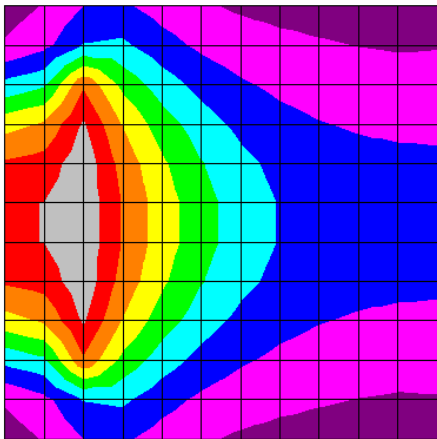
Ai fini della verifica del terreno di fondazione, si assume che il magrone armato con rete elettrosaldata f12/20 sia idoneo a ripartire il carico in modo efficace e compatibile con le capacità portanti del terreno.

A tal fine si verifica la piastra di magrone soggetta al carico trasmesso dalla parete del pozzetto caricato eccentricamente.

Carico trasmesso: $q_d = 1,5 \cdot Q/b = 1,5 \cdot 240/1,4 = 257$ kN/m

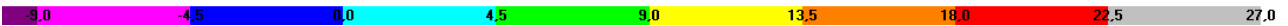
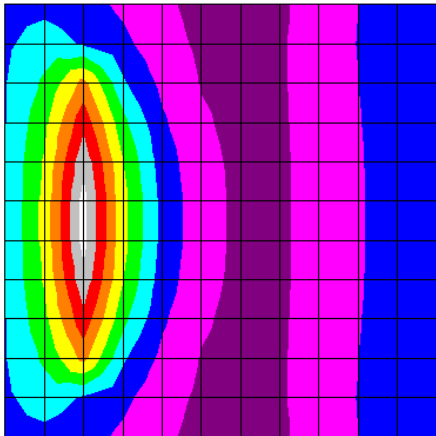


Resultant MMAX Diagram (SLU)



Combinazione SLU - Momenti flettenti massimi (kNm/m)

Resultant MMIN Diagram (SLU)



Combinazione SLU - Momenti flettenti minimi (kNm/m)

