

Calcolo di una platea di fondazione

Metodo di calcolo: Metodo delle Differenze Finite

$L_x =$	6.00	m	Lunghezza della piastra lungo X
$L_y =$	5.00	m	Lunghezza della piastra lungo Y
$s =$	40.00	cm	Spessore della piastra
$\Delta X = \Delta Y =$	0.300	m	Distanza fra i nodi lungo X e Y
$(M;N) =$	(21;18)		Numero di nodi del reticolo lungo X e Y
$E =$	31'500	N/mm ²	Modulo elastico del cls
$\nu =$	0.125		Coefficiente di Poisson del cls
$k =$	2.00	kg/cm ³	Costante elastica di Winkler del sottosuolo

Dati di calcolo

$M =$	21	Numero di nodi lungo X
$N =$	18	Numero di nodi Lungo Y
n. inc. =	538	Numero di incognite del problema
Matrice:	538 x 538	Dimensione della matrice dei coefficienti

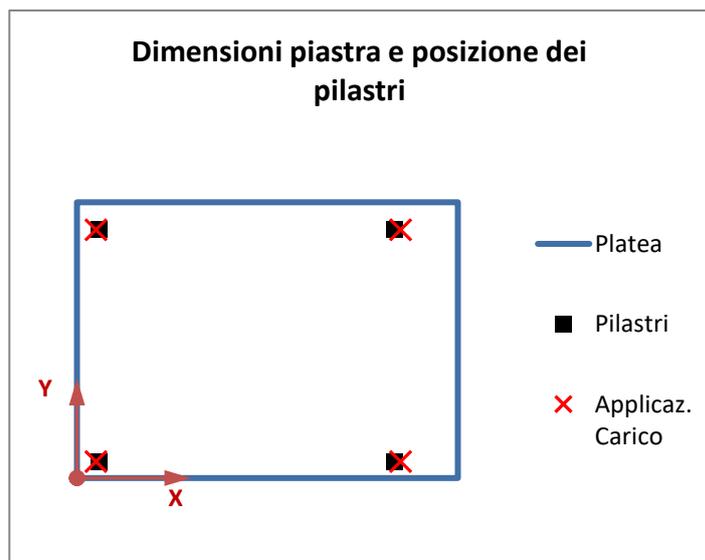
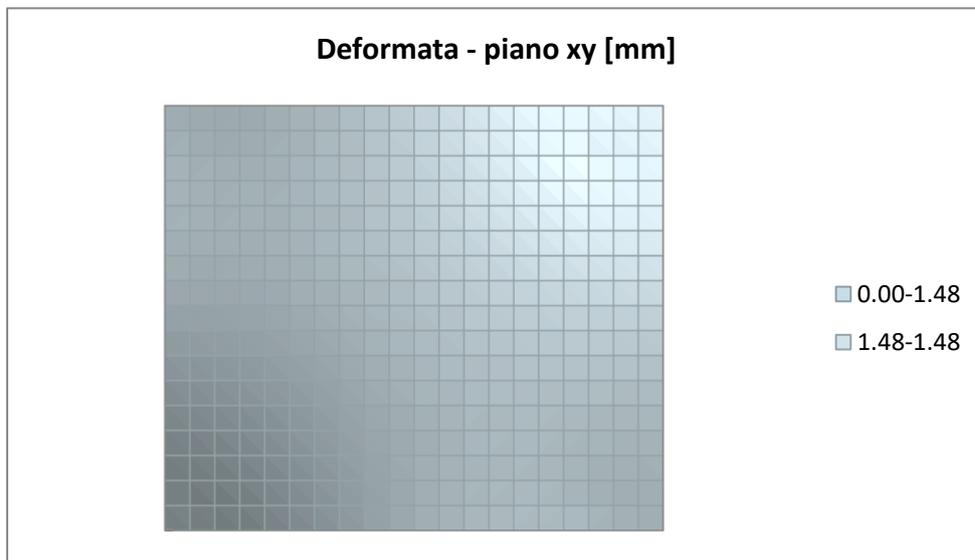
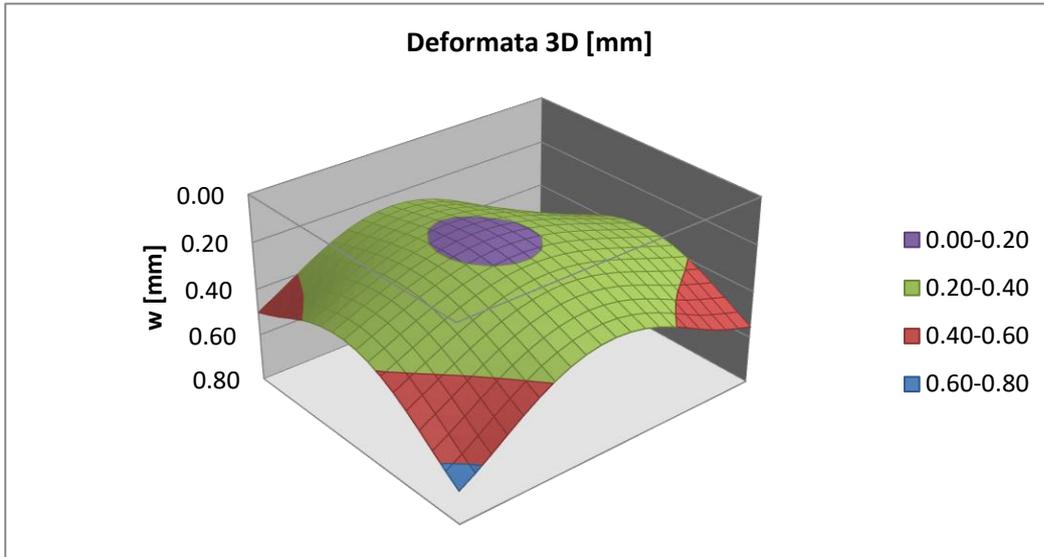


Tabella pilastri: coordinate e sollecitazioni

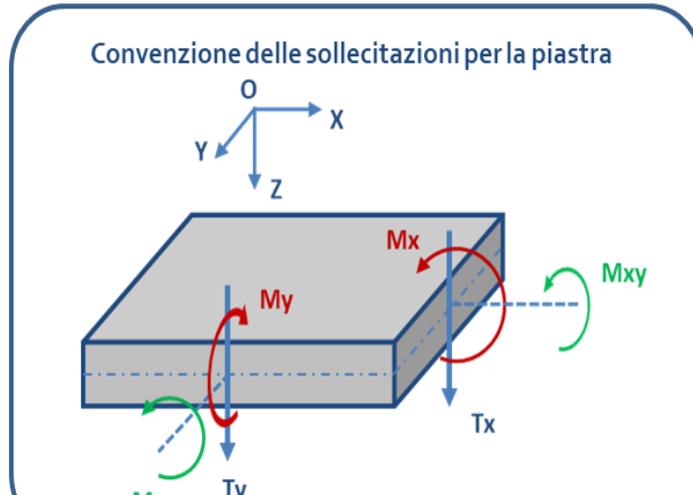
n. pil.	X	Y	N	Mx	My	Nodo ret.
	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	(M,N)
1	0.35	0.30	60.00	2.00	6.00	(2;2)
2	5.00	0.30	58.00	3.00	2.00	(18;2)
3	0.35	4.50	47.00	5.00	3.00	(2;16)
4	5.00	4.50	63.00	1.00	5.00	(18;16)
5						(0;0)
6						(0;0)
7						(0;0)
8						(0;0)
9						(0;0)
10						(0;0)
11						(0;0)
12						(0;0)
13						(0;0)
14						(0;0)
15						(0;0)
16						(0;0)
17						(0;0)
18						(0;0)
19						(0;0)
20						(0;0)
21						(0;0)
22						(0;0)
23						(0;0)
24						(0;0)
25						(0;0)
26						(0;0)
27						(0;0)
28						(0;0)
29						(0;0)
30						(0;0)
31						(0;0)
32						(0;0)
33						(0;0)
34						(0;0)
35						(0;0)
36						(0;0)

Spostamenti e sollecitazioni - Massimi e minimi			
$w_{\min} =$	0.18	mm	Spostamento minimo (positivo verso il basso)
$w_{\max} =$	0.66	mm	Spostamento massimo (positivo verso il basso)
$M_{x,\max} =$	15.05	kNm/m	Momento massimo su faccia di normale x
$M_{x,\min} =$	-16.36	kNm/m	Momento minimo su faccia di normale x
$M_{y,\max} =$	12.06	kNm/m	Momento massimo su faccia di normale y
$M_{y,\min} =$	-15.72	kNm/m	Momento minimo su faccia di normale y
$M_{xy,\max} =$	4.57	kNm/m	Momento torcente massimo
$M_{xy,\min} =$	-6.44	kNm/m	Momento torcente minimo
$T_{x,\max} =$	56.49	kN/m	Taglio massimo su faccia di normale x
$T_{x,\min} =$	-49.33	kN/m	Taglio minimo su faccia di normale x
$T_{y,\max} =$	56.72	kN/m	Taglio massimo su faccia di normale y
$T_{y,\min} =$	-55.69	kN/m	Taglio minimo su faccia di normale y

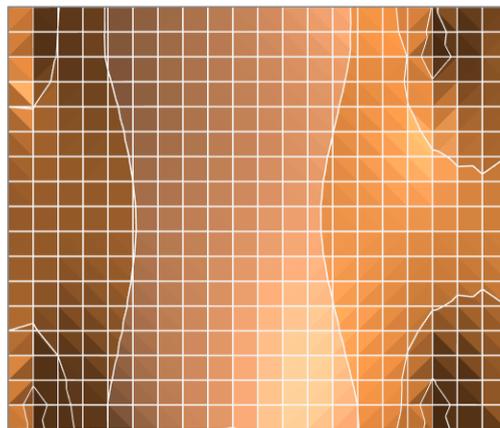
Diagrammi della deformatata



Diagrammi delle sollecitazioni

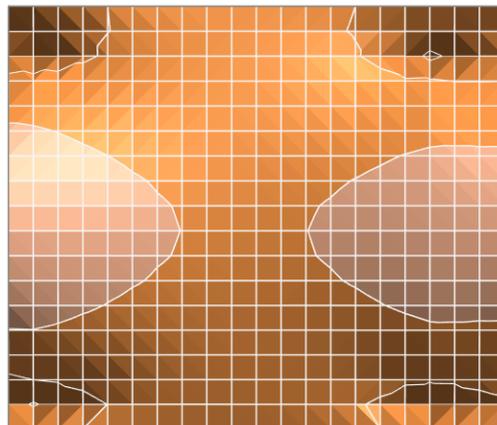


Momento flettente M_x [kNm/m]



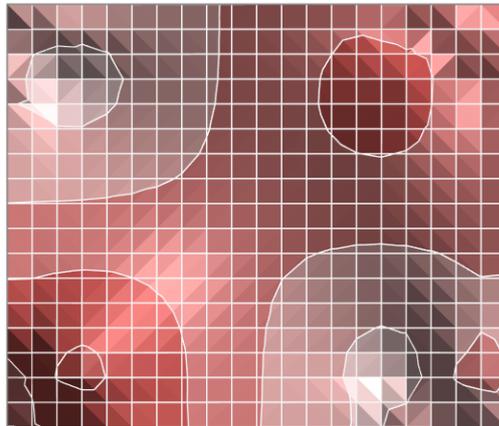
- -24.42--16.28
- -16.28--8.14
- -8.14-0.00
- 0.00-8.14
- 8.14-16.28

Momento flettente M_y [kNm/m]



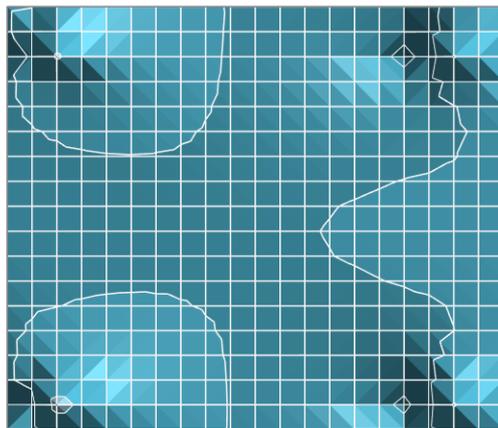
- -19.40--9.70
- -9.70-0.00
- 0.00-9.70
- 9.70-19.40

Momento torcente M_{xy} [kNm/m]



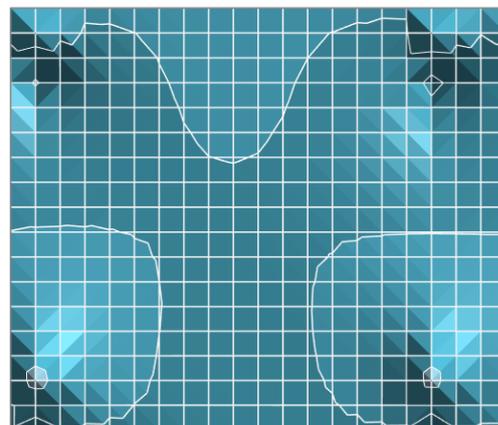
- -8.88--5.92
- -5.92--2.96
- -2.96-0.00
- 0.00-2.96
- 2.96-5.92

Taglio T_x [kN/m]



- -77.68--38.84
- -38.84-0.00
- 0.00-38.84
- 38.84-77.68

Taglio T_y [kN/m]



- -82.88--41.44
- -41.44-0.00
- 0.00-41.44
- 41.44-82.88

Metodo di calcolo

Il problema della piastra su suolo elastico viene risolto mediante il Metodo delle Differenze Finite.

Il Metodo delle Differenze Finite risulta essere particolarmente adatto per piastre rettangolari comunque caricate e vincolate. Con tale metodo l'incognita superficie elastica $w(x,y)$ viene approssimata con una superficie definita solo dai valori degli spostamenti in un numero discreto di punti e precisamente nei nodi di un reticolo rettangolare tracciato sulla piastra. Alle derivate puntuali si sostituiscono i corrispondenti rapporti incrementali, che possono essere espressi solo in funzione degli spostamenti dei nodi del reticolo; l'equazione risolutiva della piastra alle derivate parziali è nota come equazione di Germain-Lagrange:

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial^2 y} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = P(x, y)$$

Con il metodo delle differenze finite gli operatori differenziali dell'equazione precedente e le condizioni al contorno vengono sostituite da un'espressione algebrica lineare negli incogniti spostamenti nodali. Il problema viene così ricondotto, dalla soluzione di un'equazione differenziale con assegnate condizioni al contorno, alla soluzione di un sistema lineare che determina i valori approssimati degli spostamenti nei nodi del reticolo.

All'infittirsi del reticolo, la soluzione approssimata tende a quella effettiva.

Per le piastre si assume un reticolo costituito da due sistemi di rette distanziate rispettivamente Δx e Δy .

Verifica a flessione e taglio della platea

Verifica a flessione e taglio - Normativa:

Dati geometrici

b =	100.00	cm	Fascia di un metro di platea
s =	40.00	cm	Spessore della platea
d' =	5.00	cm	Copriferro

Coefficiente di omogeneizzazione

n =	15.00	(E_s/E_c)	Coefficiente di omogeneizzazione dell'acciaio
	0.00		

Armatura della platea di fondazione

$d_x =$	14	mm	Diametro ferri in direzione x
$p_x =$	30.00	cm	Passo dei ferri in direzione x
$d_y =$	14	mm	Diametro ferri in direzione y
$p_y =$	30.00	cm	Passo dei ferri in direzione y

Materiali

Calcestr.: C25/30

Acciaio: B450C

Strutture nuove o esistenti:

Nuova costruzione

Coefficienti parziali dei materiali

$\alpha_{cc} =$	0.85	Coeff. riduttivo cls per resistenze di lunga durata
$\gamma_c =$	1.50	Coefficiente parziale del calcestruzzo
$\gamma_s =$	1.15	Coefficiente parziale dell'acciaio

Sollecitazioni*Flessione*

$M_{x,max} =$	15.05	kNm/m	Momento massimo su faccia di normale x
$M_{x,min} =$	-16.36	kNm/m	Momento minimo su faccia di normale x
$M_{y,max} =$	12.06	kNm/m	Momento massimo su faccia di normale y
$M_{y,min} =$	-15.72	kNm/m	Momento minimo su faccia di normale y

Taglio

$T_{x,max} =$	56.49	kN/m	Taglio massimo su faccia di normale x
$T_{x,min} =$	-49.33	kN/m	Taglio minimo su faccia di normale x
$T_{y,max} =$	56.72	kN/m	Taglio massimo su faccia di normale y
$T_{y,min} =$	-55.69	kN/m	Taglio minimo su faccia di normale y

Verifica elastica a flessione - faccia di normale X				Ed/Rd	Esito		
Mom. massimo - normale x							
$M_{Edx,max} =$	15.05	\leq	$M_{Rd+,el,x} =$	78.30	kNm/m	✔ 0.19	Positivo
Mom. minimo - normale x							
$M_{Edx,min} =$	16.36	\leq	$M_{Rd-,el,x} =$	78.30	kNm/m	✔ 0.21	Positivo
Arm. minima sup.							
$A_{sy,sup} =$	615.75	$>$	$0.1\%A_c =$	400.00	mm ² /m	✔ 0.65	Positivo
Arm. minima inf.							
$A_{sy,inf} =$	615.75	$>$	$0.1\%A_c =$	400.00	mm ² /m	✔ 0.65	Positivo

Verifica elastica a flessione - Faccia di normale Y						Ed/Rd	Esito	
Mom. massimo - normale y								
	$M_{Edy,max} =$	12.06	\leq	$M_{Rd+,el,y} =$	78.30	kNm/m	✔ 0.15	Positivo
Mom. minimo - normale y								
	$M_{Edy,min} =$	15.72	\leq	$M_{Rd-,el,y} =$	78.30	kNm/m	✔ 0.20	Positivo
Arm. minima sup.								
	$A_{sy,sup} =$	615.75	$>$	$0.1\%A_c =$	400.00	mm ² /m	✔ 0.65	Positivo
Arm. minima inf.								
	$A_{sy,inf} =$	615.75	$>$	$0.1\%A_c =$	400.00	mm ² /m	✔ 0.65	Positivo

Verifica di resistenza a taglio						Ed/Rd	Esito	
Faccia di normale x								
	$V_{Ed,x} =$	56.49	\leq	$V_{Rd,x} =$	142.52	kN/m	✔ 0.40	Positivo
Faccia di normale y								
	$V_{Ed,y} =$	56.72	\leq	$V_{Rd,y} =$	142.52	kN/m	✔ 0.40	Positivo

Sviluppo dei calcoli

Resistenza a compressione del calcestruzzo

$f_{ck} =$	25.00	N/mm ²	Resistenza caratteristica del cls
$f_{cd} =$	14.17	N/mm ²	Resistenza di progetto del cls

Resistenza a trazione dell'acciaio

$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica
$f_{yd} =$	391.30	N/mm ²	Resistenza a trazione di progetto

Resistenze ridotte - solo per strutture esistenti

LC =	Nuova costruzione		
FC =	1.00		Fattore di confidenza
$f_{ck}/FC =$	25.00		Resistenza caratteristica ridotta del cls
$f_{cd}/FC =$	14.17	N/mm ²	Resistenza di progetto ridotta del cls
$f_{yk}/FC =$	450.00	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica
$f_{yd}/FC =$	391.30	N/mm ²	Resistenza a trazione di progetto

Momento resistente elastico su faccia di normale x*Sezione parzializzata - Flessione semplice*

$b =$	1'000	mm	Base della sezione
$s =$	400	mm	Spessore della platea
$d' =$	50	mm	Copriferro
$A_{sx,1} =$	153.94	mm ²	Area del singolo ferro
$n_x =$	4		Numero di ferri al metro
$A_{sx,sup} =$	616	mm ² /m	Armatura superiore in direz. X
$A_{sx,inf} =$	616	mm ² /m	Armatura inferiore in direz. X
$y_c =$	69.45	mm	Asse neutro (da formula matematica)
$d =$	350.00	mm	Altezza utile della sezione
$n' =$	0.00	($E_{c,t}/E_c$)	Coeff. di omogen. del cls teso (=0 non reagente in trazione)
$Sc(y_c) =$	2.4E+06	mm ³	Momento statico del cls in compressione
$Sc,t(y_c) =$	0.0E+00	mm ³	Momento statico del cls in trazione
$Ss(y_c) =$	-2.4E+06	mm ³	Momento statico dell'armatura
$Sn(y_c) =$	0.0E+00	mm ³	Momento statico della sezione rispetto all'asse neutro
$Sn(y_c) =$	0.0E+00	mm ³	Funzione obiettivo: $Sn = 0$
$In,c =$	1.12E+08	mm ⁴	Momento d'inerzia del cls compresso
$In,ct =$	0.00E+00	mm ⁴	Momento d'inerzia del cls teso
$In,s =$	7.30E+08	mm ⁴	Momento d'inerzia dell'armatura
$In =$	8.42E+08	mm ⁴	Momento d'inerzia della sezione reagente
	0.0000		

Momento resistente elastico su faccia di normale x

$M_{Rd,c+} =$	171.78	kNm/m	Momento resistente per crisi nel cls compresso
$M_{Rd,s'} =$	1'129.52	kNm/m	Momento resistente per crisi nell'arm. compr
$M_{Rd,s} =$	78.30	kNm/m	Momento resistente per crisi nell'arm. tesa
$M_{Rd,el,x} =$	78.30	kNm/m	Momento resistente elastico

Momento resistente elastico su faccia di normale y*Sezione parzializzata - Flessione semplice*

b =	1'000	mm	Base della sezione
s =	400	mm	Spessore della platea
d' =	50	mm	Copriferro
A _{sy,1} =	153.94	mm ²	Area del singolo ferro
n _y =	4		Numero di ferri al metro
A _{sy,sup} =	616	mm ² /m	Armatura superiore in direz. X
A _{sy,inf} =	616	mm ² /m	Armatura inferiore in direz. X
y _c =	69.45	mm	Asse neutro (da formula matematica)
d =	350.00	mm	Altezza utile della sezione
n' =	0.00	(E _{c,t} /E _c)	Coeff. di omogen. del cls teso (=0 non reagente in trazione)
Sc(y _c) =	2.4E+06	mm ³	Momento statico del cls in compressione
Sc,t(y _c) =	0.0E+00	mm ³	Momento statico del cls in trazione
Ss(y _c) =	-2.4E+06	mm ³	Momento statico dell'armatura
Sn(y _c) =	0.0E+00	mm ³	Momento statico della sezione rispetto all'asse neutro
Sn(y _c) =	0.0E+00	mm ³	Funzione obiettivo: Sn = 0
In,c =	1.12E+08	mm ⁴	Momento d'inerzia del cls compresso
In,ct =	0.00E+00	mm ⁴	Momento d'inerzia del cls teso
In,s =	7.30E+08	mm ⁴	Momento d'inerzia dell'armatura
In =	8.42E+08	mm ⁴	Momento d'inerzia della sezione reagente

Momento resistente elastico su faccia di normale x

M _{Rd,c+} =	171.78	kNm/m	Momento resistente per crisi nel cls compresso
M _{Rd,s'} =	1'129.52	kNm/m	Momento resistente per crisi nell'arm. compr
M _{Rd,s} =	78.30	kNm/m	Momento resistente per crisi nell'arm. tesa
M _{Rd,el,x} =	78.30	kNm/m	Momento resistente elastico

0

Taglio resi:

h =	400.00	mm	Altezza della sezione
d' =	50.00	mm	Copriferro
h' =	350.00	mm	Altezza utile della sezione
b _w =	1000.00	mm	Base della sezione (larghezza minima della sezione)
γ _c =	1.50		Coefficiente parziale del calcestruzzo
f _{ck} =	25.00	N/mm ²	Resistenza caratteristica del cls
f _{cd} =	14.17	N/mm ²	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Solo per strutture esistenti

LC =	Nuova costruzione	
FC =	1.00	Fattore di confidenza
f _{ck} /FC =	25.00	Resistenza caratteristica ridotta del cls
f _{cd} /FC =	14.17	N/mm ² Resistenza di progetto ridotta del cls

$\sigma_{cp} =$	0.00	N/mm ²	Tensione di compressione nella sezione
$k =$	1.76		
$v_{min} =$	0.41		

Taglio resistente in direzione Z su faccia di normale X

$A_{sl,x} =$	615.75	mm ²	Area di armatura longitudinale tesa
$\rho_{l,x} =$	0.00		Rapporto geometrico di armatura tesa
$V_{Rd,1} =$	120.83	kN/m	Valore del taglio resistente
$V_{Rd,2} =$	142.52	kN/m	Valore del taglio resistente
$V_{Rd,x} =$	142.52	kN/m	Resistenza di progetto a taglio in assenza di staffe, max(VRd1,VRd2)

Taglio resistente in direzione Z su faccia di normale Y

$A_{sl,y} =$	615.75	mm ²	Area di armatura longitudinale tesa
$\rho_{l,y} =$	0.002		Rapporto geometrico di armatura tesa
$V_{Rd,1} =$	120.83	kN/m	Valore del taglio resistente
$V_{Rd,2} =$	142.52	kN/m	Valore del taglio resistente
$V_{Rd,y} =$	142.52	kN/m	Resistenza di progetto a taglio in assenza di staffe, max(VRd1,VRd2)

Verifica geotecnica della fondazione a platea

Verifica geotecnica per carico limite - Normativa:

Caratteristiche geometriche della fondazione

B =	5.00	m	Base della fondazione
L =	6.00	m	Lunghezza della fondazione
D =	1.00	m	Profondità del piano di posa
H _f =	10.00	m	Profondità della falda dal piano campagna
ε =	0.00	°	Angolo di inclinazione del piano di posa
ω =	0.00	°	Angolo di inclinazione del piano campagna

Parametri del terreno di fondazione

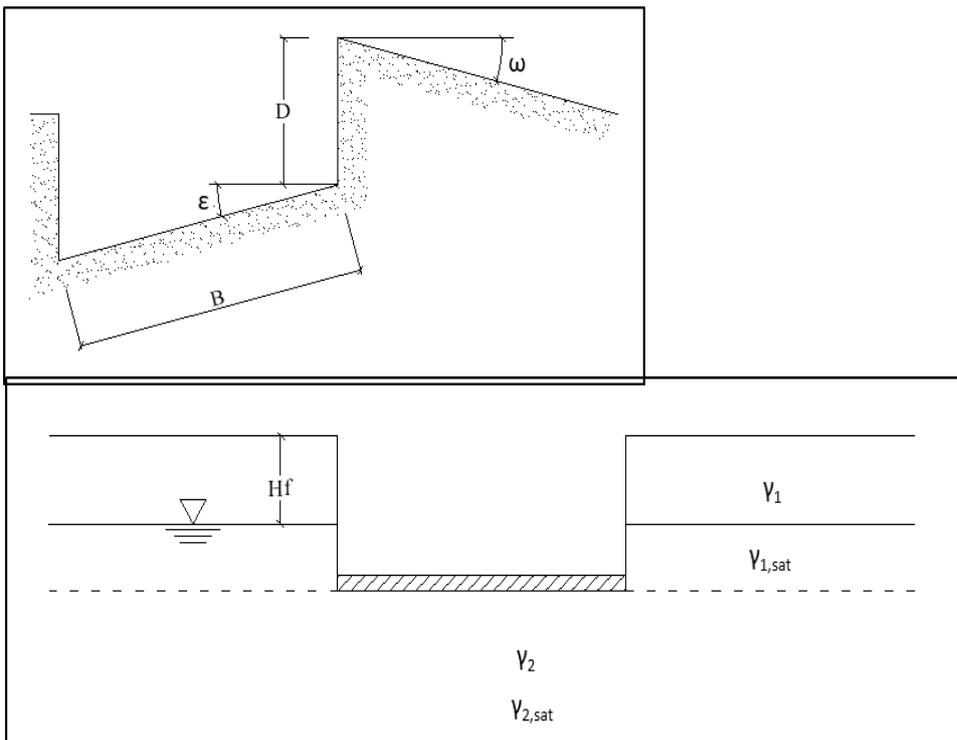
φ' =	23.00	°	Angolo di resistenza al taglio del terreno
c' =	0.00	kPa	Coesione del terreno
C _u =	30.00	kPa	Coesione non drenata del terreno
G =	1428.00	kPa	Modulo tangenziale del terreno
γ ₁ =	17.00	kN/m ³	Peso del terreno superiore
γ _{1,sat} =	17.00	kN/m ³	Peso saturo del terreno superiore
γ ₂ =	19.00	kN/m ³	Peso del terreno di fondazione
γ _{2,sat} =	19.00	kN/m ³	Peso saturo del terreno di fondazione
γ _w =	10.00	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua

Parametri sismici del sito

a _{max} /g =	0.000	Accelerazione massima attesa al sito
Suolo:	B	Categoria di sottosuolo

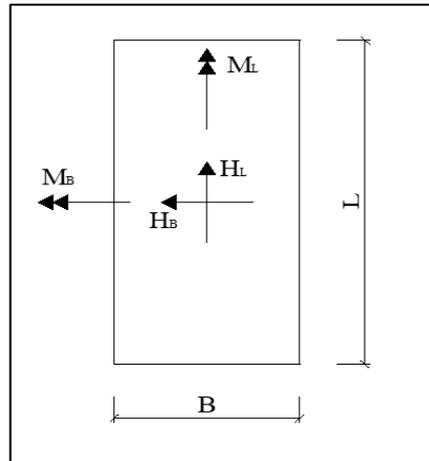
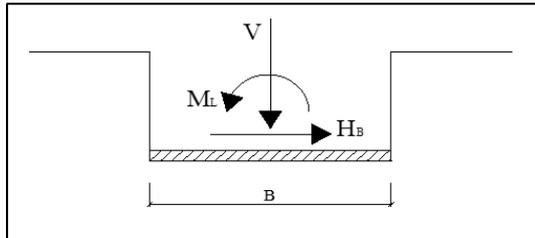
Coefficient 0.00

γ _R =	2.30	Coefficiente di sicurezza per capacità portante
γ _{R,s} =	1.10	Coefficiente di sicurezza per scorrimento



Sollecitazioni

$V =$	228.00	kN	Forza sollecitante verticale
$H_B =$	8.00	kN	Forza sollecitante orizzontale parallela a B
$H_L =$	50.00	kN	Forza sollecitante orizzontale parallela a L
$M_B =$	-25.55	kNm	Momento sollecitante intorno a B
$M_L =$	50.60	kNm	Momento sollecitante intorno a L

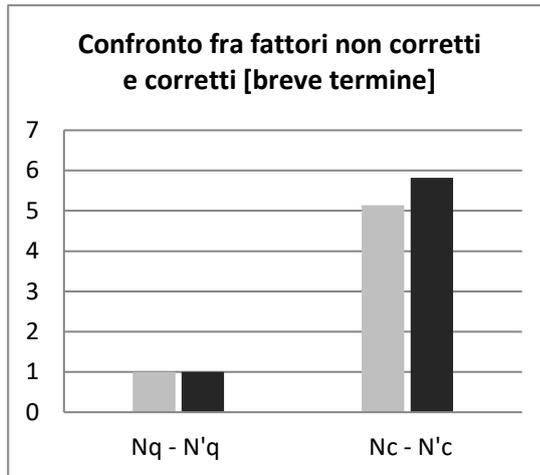
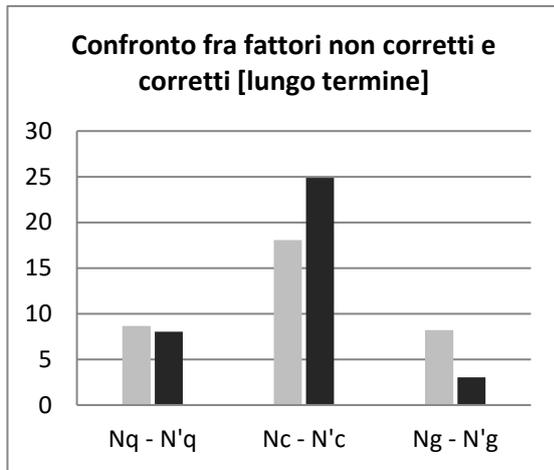
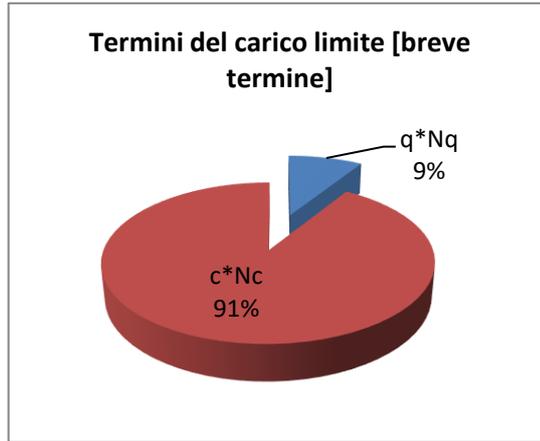
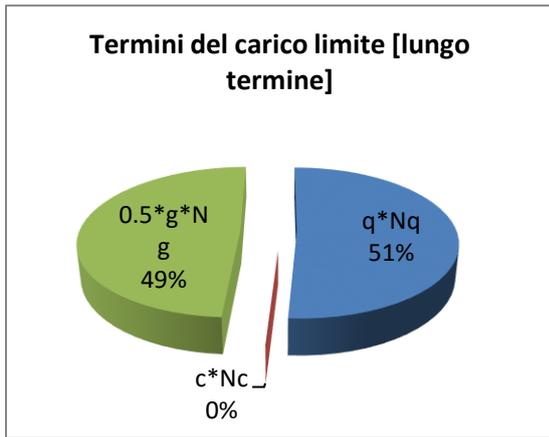


Verifica a lungo termine - condizioni drenate						Ed/Rd	Esito	
Carico lim. lungo term. (C.D.)								
	$q_{Ed} =$	8.66	\leq	$q_{lim}/\gamma_R =$	116.65	kPa	0.07	Positivo
Scorrim. lungo term. (C.D.)								
	$H_d =$	50.64	\leq	$R_d =$	87.98	kN	0.58	Positivo

Verifica a breve termine - condizioni non drenate						Ed/Rd	Esito	
Carico lim. breve term. (C.N.D.)								
	$q_{Ed} =$	8.66	\leq	$q_{lim}/\gamma_R =$	83.35	kPa	0.10	Positivo
Scorrim. breve term. (C.N.D.)								
	$H_d =$	50.64	\leq	$R_{d,u} =$	717.70	kN	0.07	Positivo

Altre verifiche						Ed/Rd	Esito	
Verifica eccentricità								
	$e_B =$	0.22	\leq	$B/2 =$	2.50	m	0.09	Positivo
Verifica eccentricità								
	$e_L =$	0.11	\leq	$L/2 =$	3.00	m	0.04	Positivo
Verifica inclinazioni								
	$\varepsilon =$	0.00	$<$	$\pi/4 =$	0.79	rad	0.00	Positivo
Verifica inclinazioni								
	$\omega =$	0.00	$<$	$\pi/4 =$	0.79	rad	0.00	Positivo
Verifica inclinazioni								
	$\omega =$	0.00	$<$	$\varphi' =$	0.40	rad	0.00	Positivo

Dettaglio dei risultati



$$q_{lim} = cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

Carico limite in condizioni drenate (C.D.)								
$q_{lim} =$	136.76	+	0.00	+	131.53	=	0.00	kPa

Carico limite in condizioni non drenate (C.N.D.)								
$q_{lim} =$	17.00	+	174.71	+	0.00	=	0.00	kPa

Sviluppo dei calcoli

Calcolo delle azioni sollecitanti

$V =$	228.00	kN	Forza risultante verticale
$L_x =$	6.00	m	Lunghezza della piastra lungo X
$L_y =$	5.00	m	Lunghezza della piastra lungo Y
$x_v =$	2.82	m	Coordinata del punto di applicazione della risultante
$y_v =$	2.33	m	Coordinata del punto di applicazione della risultante

Trasporto della risultante nel baricentro della piastra

$V =$	228.00	kN	Risultante applicata nel baricentro
$M_x =$	39.60	kNm	Momento di trasporto intorno a x
$M_y =$	-41.55	kNm	Momento di trasporto intorno a y

Sollecitazioni complessive sulla piastra

$V =$	228.00	kN	Risultante applicata nel baricentro
$M_{xtot} =$	50.60	kNm	Momento complessivo
$M_{ytot} =$	-25.55	kNm	Momento complessivo
$M_B =$	-25.55	kNm	Momento sollecitante - asse parallelo a B
$M_L =$	50.60	kNm	Momento sollecitante - asse parallelo a L

Effetto del momento flettente, dimensioni ridotte B' e L'

$e_B =$	0.22	m	Eccentricità lungo B
$e_L =$	0.11	m	Eccentricità lungo L
$B' =$	4.56	m	Base ridotta della fondazione
$L' =$	5.78	m	Lunghezza ridotta della fondazione
$\varphi' =$	0.40	rad	Angolo di resistenza al taglio

Coefficienti di capacità portante

$N_q =$	8.661	Coefficiente di Terzaghi
$N_c =$	18.049	Coefficiente di Terzaghi
$N_y =$	8.202	Coefficiente di Terzaghi

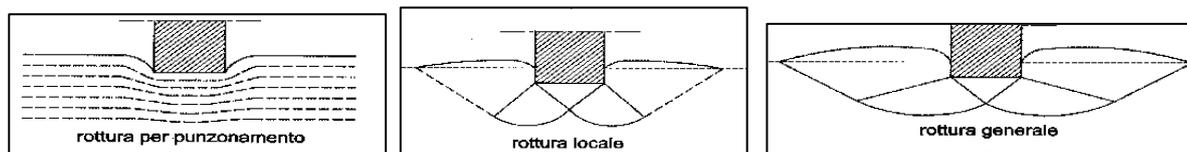
Coefficienti di forma

$B/L =$	0.789	
$\zeta_q =$	1.335	Coefficiente di forma
$\zeta_c =$	1.379	Coefficiente di forma
$\zeta_y =$	0.684	Coefficiente di forma

Coefficienti di inclinazione del carico

$B/L =$	0.789		
$L/B =$	1.27		
$m_B =$	1.56	Coefficiente per forza orizzontale parallela a B	
$m_L =$	1.44	Coefficiente per forza orizzontale parallela a L	
$\theta =$	0.16	rad	Angolo fra il lato L e la forza risultante orizzontale
$m_\theta =$	1.44		Coefficiente per forza orizzontale inclinata di theta rispetto a L
$H_R =$	50.64	kN	Forza orizzontale risultante
$\delta =$	0.22	rad	Angolo di inclinaz. del carico rispetto alla normale alla fondaz.
$\xi_q =$	0.70		Coefficiente di inclinazione del carico

$\xi_c =$	1.00	Coefficiente di inclinazione del carico
$\xi_y =$	0.54	Coefficiente di inclinazione del carico

Coefficienti di punzonamento

$\sigma'_{v,D+B/2} =$	64.50	kPa	Tensione efficace litostatica a profondità $z = D + B/2$
$I_r =$	52.16		Indice di rigidezza di Vesic
$I_{r,crit} =$	42.79		Indice di rigidezza critico
Punzonamento:	0.00		$I_r < I_{r,crit}$

$\psi_q =$	1.00	Coefficienti di punzonamento
$\psi_c =$	1.00	Coefficienti di punzonamento
$\psi_y =$	1.00	Coefficienti di punzonamento

Coefficienti di inclinazione del piano di posa

$\varepsilon =$	0.00	rad	Inclinazione del piano di posa
$\alpha_q =$	1.00		Coefficienti di inclinazione del piano di posa
$\alpha_c =$	1.00		Coefficienti di inclinazione del piano di posa
$\alpha_y =$	1.00		Coefficienti di inclinazione del piano di posa

Verifica				Esito
$\varepsilon =$	0.00	<	$\pi/4$	Positivo

Coefficienti di inclinazione del piano campagna

$\omega =$	0.00	rad	Inclinazione del piano campagna
$\beta_q =$	1.00		Coefficienti di inclinazione del piano campagna
$\beta_c =$	1.00		Coefficienti di inclinazione del piano campagna
$\beta_y =$	1.00		Coefficienti di inclinazione del piano campagna

Verifica				Esito
$\omega =$	0.00	<	$\pi/4$	Positivo
$\omega =$	0.00	<	φ'	Positivo

Coefficienti sismici per considerare l'effetto cinematico del sisma (NTC2018 par. 7.11.3.5.2)

$a_{max}/g =$	0.00	Accelerazione massima attesa al sito
Suolo:	B	Categoria di sottosuolo
$\beta =$	0.20	Coefficiente di riduzione
$k_h =$	0.00	Coefficiente sismico orizzontale
$z_q =$	1.00	Coefficiente di interazione cinematica
$z_c =$	1.00	Coefficiente di interazione cinematica
$z_y =$	1.00	Coefficiente di interazione cinematica

q e gamma in condizioni drenate in funzione della profondità della falda

$q = 17.00$ [kPa] Peso del terreno ai lati della fondazione

$\gamma = 19.00$ [kN/m³] Peso dell'unità di volume sotto la fondazione

Calcolo del carico limite in condizioni drenate

Capacità portante	N_q	N_c	N_γ
	8.661	18.049	8.202
Fattori di forma	ζ_q	ζ_c	ζ_γ
	1.335	1.379	0.684
Inclinaz. del carico	ξ_q	ξ_c	ξ_γ
	0.696	1.000	0.541
Punzonamento	ψ_q	ψ_c	ψ_γ
	1.000	1.000	1.000
Inclinaz. piano di posa	α_q	α_c	α_γ
	1.000	1.000	1.000
Inclinaz. piano campagna	β_q	β_c	β_γ
	1.000	1.000	1.000
Sisma: interaz. cinematica	z_q	z_c	z_γ
	1.000	1.000	1.000
Coefficienti di capacità portante corretti	N'_q	N'_c	N'_γ
	8.045	24.881	3.039
Term. della formula trinomia	q	c	$\gamma \cdot B'/2$
	[kPa]	[kPa]	[kPa]
	17.000	0.000	43.283

Carico limite in condizioni drenate

$$q_{lim} = 136.762 + 0.000 + 131.532 = 268.29 \text{ kPa}$$

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

Capacità portante	N_q	N_c	N_γ
	1.000	5.142	0.000
Fattori di forma	ζ_q	ζ_c	ζ_γ
	1.000	1.153	-
Inclinaz. del carico	ξ_q	ξ_c	ξ_γ
	1.000	0.982	-
Punzonamento	ψ_q	ψ_c	ψ_γ
	1.000	1.000	-
Inclinaz. piano di posa	α_q	α_c	α_γ
	1.000	1.000	-
Inclinaz. piano campagna	β_q	β_c	β_γ
	1.000	1.000	-
Sisma: interaz. cinematica	z_q	z_c	z_γ

Sist. interaz. cinematica	1.000	1.000	-
Coefficienti di capacità portante corretti	N'_q	N'_c	N'_γ
	1.000	5.824	-
Term. della formula trinomia	q	c	$\gamma \cdot B'/2$
	[kPa]	[kPa]	[kPa]
	17.000	30.000	-

Carico limite in condizioni non drenate

$$q_{lim} = 17.000 + 174.708 + 0.000 = 191.71 \quad \text{kPa}$$

Verifica a scorrimento

$R_d =$	87.98	kN	Resistenza a scorrimento in condizioni drenate
$R_{d,u} =$	717.70	kN	Resistenza a scorrimento in condizioni non drenate
$H_d =$	50.64	kN	Azione orizzontale risultante

Verifiche					Ed/Rd	Esito		
Scorrim. lungo term. (C.D.)								
	$H_d =$	50.64	\leq	$R_d =$	87.98	kN	0.58	Positivo
Scorrim. breve term. (C.N.D.)								
	$H_d =$	50.64	\leq	$R_{d,u} =$	717.70	kN	0.07	Positivo