

STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA"
 Adeguamento della piattaforma stradale e messa in
 sicurezza dal km 56+000 al km 64+000
 Stralcio 1 (pk 0+000 – 1+900)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **RM180**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)
 PROGIN S.p.A.
 S.I.N.A. S.p.A. – BRENG S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli n. 23799

PROGETTISTA FIRMATARIO:

Dott. Ing. Lorenzo INFANTE (Progin S.p.A.)
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Salerno n. 3446

RESPONSABILE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE:

Dott. Arch. Salvatore SCOPETTA (Progin S.p.A.)

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Gianluca PANDOLFI ELMI (Progin S.p.A.)
Ordine dei Geologi Regione Umbria n. 467

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)

VISTO: IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO

Dott. Ing. Paolo NARDOCCI

PROTOCOLLO

DATA

____ 202_

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:
 Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

MANDANTI:



Direttore Tecnico:
 Dott. Ing. Lorenzo INFANTE



PROGETTO INFRASTRUTTURA – OPERE D'ARTE MINORI

Relazione di calcolo fondazioni segnaletica

CODICE PROGETTO

D P R M 3 6 8 E 2 3

NOME FILE

T01OM00STRRE05A

REVISIONE

SCALA:

CODICE
 ELAB.

T 0 1 O M 0 0 S T R R E 0 5

A

-

A	Prima emissione	04-2024	M. Boccardi	P. Valente	L. Infante
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA	2
2	DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	2
3.1	Calcestruzzo per fondazioni	2
4	CRITERI DI ANALISI E VERIFICHE DELLE OPERE	3
4.1	Verifiche Strutturali SLU	3
4.1.1	Pressoflessione	3
4.1.2	Taglio	4
4.2	Verifiche strutturali SLE	5
4.2.1	Stato limite di limitazione delle tensioni	5
4.2.2	Stato limite di fessurazione	6
4.3	Verifiche geotecniche per fondazioni superficiali	7
5	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI	9
5.1	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali	9
5.2	Azioni variabili: carico da vento	9
5.3	Combinazioni di carico	13
6	ANALISI E VERIFICHE DEL PLINTO	14
6.1.1	Azioni sul plinto	14
6.1.2	Armatura plinto	15
6.1.3	Verifiche allo SLU	15
6.1.4	Verifiche allo SLE	17
6.1.5	Verifiche Geotecniche	20

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici del Progetto esecutivo “Strada Statale 4 via Salaria: adeguamento della piattaforma stradale e messa in sicurezza dal km 56+000 al km 64+000”, è prevista la realizzazione delle opere di sostegno necessarie al potenziamento della strada statale S.S.4 “Via Salaria” mediante l’adeguamento della piattaforma esistente ad una piattaforma assimilabile, per caratteristiche tecniche, alla cat. B. In particolare, nel presente documento è affrontato il dimensionamento delle fondazioni per la segnaletica.

2 DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito è riportato l’elenco delle Normative e dei Documenti assunti come riferimento per il progetto delle opere trattate nell’ambito del presente documento.

- D.M. 17/01/2018 (NTC18): “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21/01/2019, n.7 CSLLP
- Norma Europea UNI ENV 1990: “Eurocodice 0 – Basi di calcolo”;
- Norma Europea UNI ENV 1991: “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture”;
- Norma Europea UNI ENV 1992: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- Norma Europea UNI ENV 1997: “Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica”;
- Norma Europea UNI EN 1198: “Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

3.1 Calcestruzzo per fondazioni

Di seguito sono illustrati i materiali di calcestruzzo e acciaio, insieme alla classe di esposizione, relativamente all’opera oggetto della presente relazione:

Riepilogo dei dati del calcestruzzo			
Tipologia di calcestruzzo		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	30.00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24.90	MPa
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.90	MPa
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} (Breve Durata) = f_{ck} / 1.5$	16.60	MPa
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} (Lunga Durata) = 0,85 f_{cd}$	14.11	MPa
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	2.56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	1.79	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.07	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / 1.5$	1.19	MPa
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3}$	31447	MPa

Riepilogo dei dati delle armature ordinarie			
Tipologia di Acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	MPa
Tensione caratteristica di calcolo	f_{yd}	391.30	MPa
Modulo Elastico	E_s	210000	MPa

4 CRITERI DI ANALISI E VERIFICHE DELLE OPERE

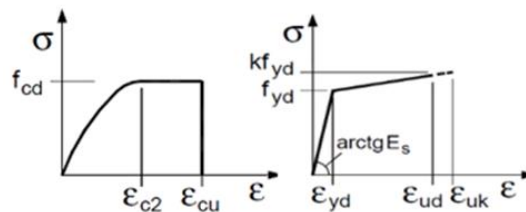
4.1 Verifiche Strutturali SLU

Le verifiche strutturali allo SLU (Stato Limite Ultimo) sono quelle che riguardano l'attingimento della resistenza degli elementi strutturali. Esse sono:

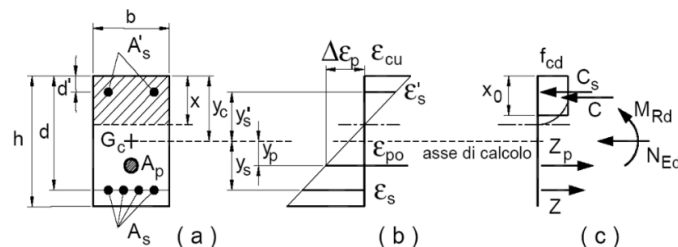
- Verifica a pressoflessione
- Verifica a taglio

4.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC 2018, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi calcestruzzo e acciaio



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione della generica sezione

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{rd} = M_{rd}(N_{ed}) \geq M_{ed}$$

- M_{rd} è il valore di calcolo del momento resistente soggetto a N_{ed}
- N_{ed} è il valore di calcolo della componente assiale dell'azione (sforzo normale)
- M_{ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione

4.1.2 Taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

$$v_{min} = 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d}$$

Dove:

- d è l'altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore
- b_w pari a 1000mm è la larghezza utile della sezione ai fini del taglio

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} , secondo le seguenti formule:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{ctg\alpha + ctg\theta}{1 + ctg\theta^2}$$

Essendo:

$$1 \leq ctg\theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC 2018, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5 \quad \rightarrow \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\operatorname{cot} \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} \quad \omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}} \quad v = \frac{f'_{cd}}{f_{cd}} = 0,5$$

Dove:

- θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)
- f_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
- f_{cd} resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima
- ω_{sw} percentuale meccanica di armatura trasversale
- α_c coefficiente maggiorativo (pari ad 1 per membrature non compresse, pari a $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per valori di σ_{cp} compresi tra lo 0% ed il 25% di f_{cd} , pari ad 1,25 per valori compresi tra il 25% ed il 50% di f_{cd} , pari a $2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per valori compresi tra il 50% ed il 100% di f_{cd})

Inoltre si precisa che se $\operatorname{ctg} \theta^*$ è compresa tra 1,0 e 2,5 è possibile valutare il taglio resistente in modo tale da eguagliare il taglio resistente lato compressione con il taglio resistente lato trazione. Nel caso di $\operatorname{ctg} \theta^*$ maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature valutabile con $\operatorname{ctg} \theta$ pari a 2,5. Infine nel caso in cui $\operatorname{ctg} \theta^*$ risulta minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse di calcestruzzo ed il taglio coincide con il massimo valore resistente sopportabile dal calcestruzzo valutabile con $\operatorname{ctg} \theta$ pari a 1,0.

4.2 Verifiche strutturali SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato.

4.2.1 Stato limite di limitazione delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche *Rara* e *Quasi Permanente*. I valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo non reagente a trazione adottando come limiti di riferimento quelli di seguito indicati, in accordo alle prescrizioni della normativa vigente:

Calcestruzzo C25/30			
Combinazione Quasi Permanente	$\sigma_{c,max,Q.P.} = 0,45 f_{cK}$	11.20	MPa
Combinazione Rara	$\sigma_{c,max,R.} = 0,60 f_{cK}$	14.90	MPa

Acciaio B450C			
Combinazione Rara	$\sigma_{f,max} = 0,80 f_{yK}$	360	MPa

4.2.2 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico *Frequente* e combinazione *Quasi Permanente*. Si considerano condizioni ambientali ordinarie le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV].

Condizioni Ambientali	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente.

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		Quasi Permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		Quasi Permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	Frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		Quasi Permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Risultando i valori di w_1 , w_2 , w_3 rispettivamente pari a 0,2mm 0,3mm e 0,4mm. Pertanto dovrà risultare nel nostro progetto:

Combinazione	Ap. fessure
Combinazione Quasi permanente	$w \leq w_2 = 0.3\text{mm}$
Combinazione Frequente	$w \leq w_3 = 0.4\text{mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 7/2019.

4.3 Verifiche geotecniche per fondazioni superficiali

Per la verifica di portanza verticale si sono adottate le formulazioni di Brinch Hansen

Condizioni Drenate

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma} i_{\gamma} s_{\gamma} b_{\gamma} d_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c i_c s_c b_c d_c g_c + q' N_q i_q s_q b_q d_q g_q$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi' \qquad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'} \qquad N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{\pi \tan \phi'}$$

Condizioni non Drenate

$$q_{lim} = c_u N_c^o i_c^o s_c^o b_c^o d_c^o g_c^o + t_g^o + q$$

$$N_{\gamma}^o = -2 \sin \omega \qquad N_c^o = 2 + \pi \approx 5,14 \qquad t_g^o = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma}^o s_{\gamma}^o$$

$$\Omega = \text{inclinazione p.c.} \qquad g_c^o = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

Con riduzione delle dimensioni della fondazione per carichi eccentrici secondo le formulazioni:

$$B' = B - 2 e_B = B - 2 \frac{M_B}{N}$$

$$L' = L - 2 e_L = L - 2 \frac{M_L}{N}$$

Che presenta i seguenti coefficienti correttivi:

Condizioni Drenate			
Coeff. Correttivi	γ	q	c
Inclinazione del carico $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$	$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^{m+1}$	$i_q = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^m$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'}$
Fattori di forma	$s_{\gamma} = s_q = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$		$s_c = 1 + 0,2 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$
Fattori di inclinazione della base della fondazione	$b_q = b_{\gamma} = (1 - \alpha \tan \phi')^2$		$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'}$
Fattori di inclinazione del piano campagna	$g_{\gamma} = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

Condizioni non Drenate			
Coeff. Correttivi	γ	q	c
Inclinazione del carico $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H = \sqrt{H_D^2 + H_L^2}$	-	-	$i_c^o = 1 - \frac{m H }{B' L' c_u N_c}$
Fattori di forma	-	-	$s_c^o = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$
Fattori di inclinazione della base della fondazione	-	-	$b_c^o = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$
Fattori di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

5 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri di valutazione delle azioni sollecitanti le opere di sostegno e relative combinazioni di calcolo adottate.

5.1 Pesì propri e carichi permanenti non strutturali

I pesi propri relativi alla struttura ed al terreno eventualmente gravante sulla fondazione, sono valutati tenendo conto dei pesi dell'unità di volume specifici γ come di seguito definiti:

Materiale	Peso nell'unità di volume
Calcestruzzo strutturale	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

5.2 Azioni variabili: carico da vento


Per l'azione del carico da vento si è valutato il calcolo secondo le NTC2018:

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

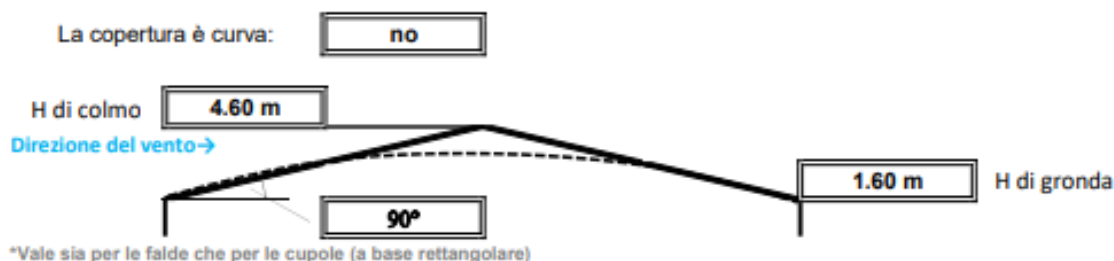
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):	360		[m]
Distanza dalla costa	70		[km]
T_R (Tempo di ritorno):	50		[anni]
Categoria di esposizione	II		

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.



CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

C_r coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI


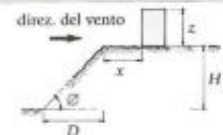

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

C_d

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1		2		3			
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina		Costruzioni ubicate sul livello superiore		Costruzioni ubicate su di un pendio			
							
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$		$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$		$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$			
Coefficiente β			Coefficiente γ				
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

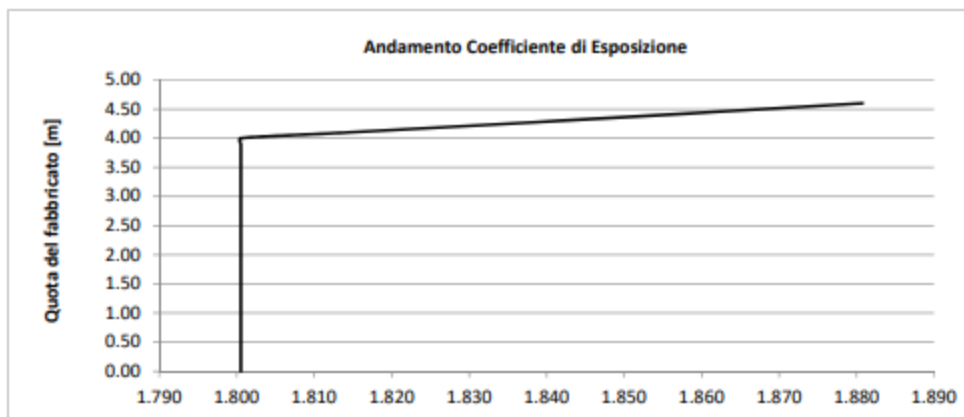
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200m$ valgono le seguenti espressioni

$$c_e(z) = k_e \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

k_e	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.19	0.05	4.00

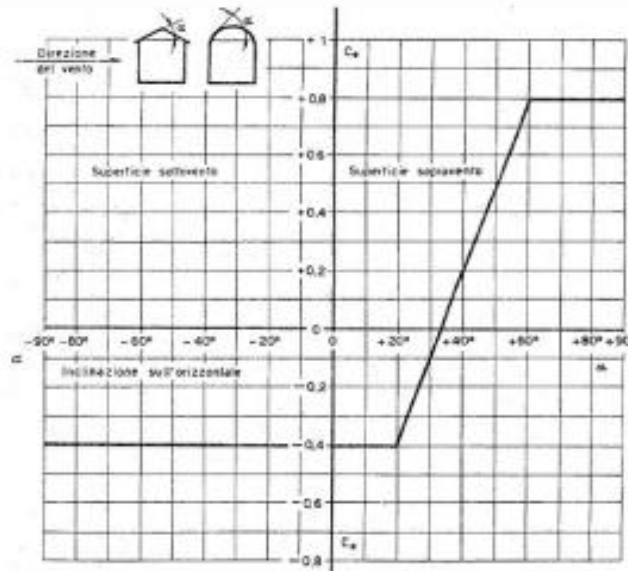
Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	1.80	$z < 4.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	1.80	$z = 1.60$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	1.88	$z = 4.60$



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

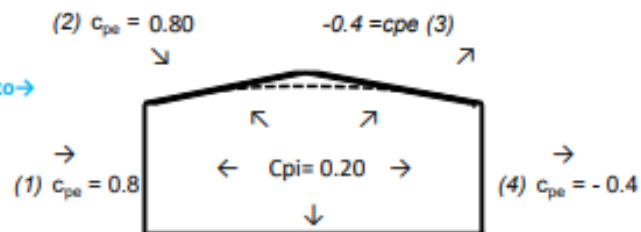


Costruzioni che hanno (o possono avere) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale (caso tipico di civile abitazione)

Configurazione più svantaggiosa

(1) parete sopravvento	C_p	0.60
(2) copertura sopravvento	C_p	0.60
(3) copertura sottovento	C_p	-0.60
(4) parete sottovento	C_p	-0.60

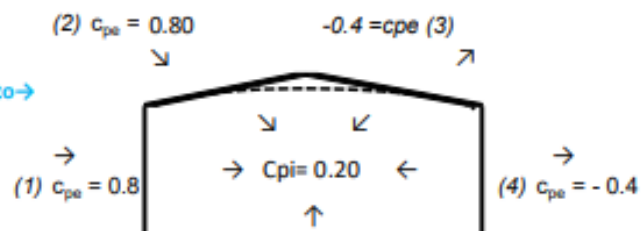
Direzione del vento →



Configurazione A

(1) parete sopravvento	C_p	1.00
(2) copertura sopravvento	C_p	1.00
(3) copertura sottovento	C_p	-0.20
(4) parete sottovento	C_p	-0.20

Direzione del vento →



Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

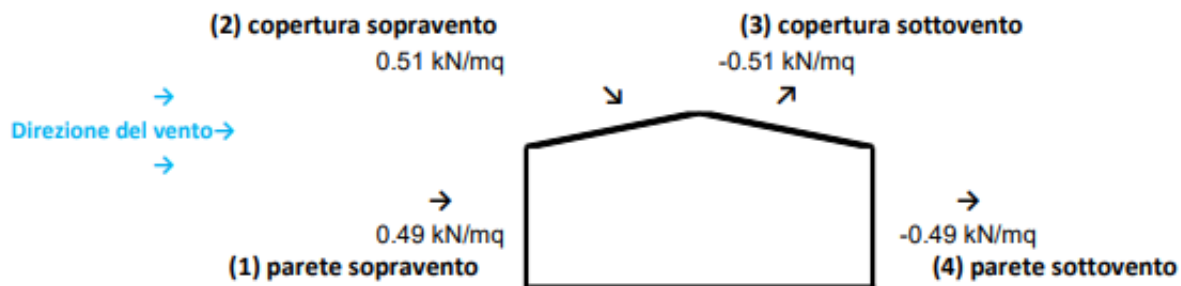
Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.801	0.60	0.49
(2) cop. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.881	0.60	0.51
(3) cop. Sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.881	-0.60	-0.51
(4) par. sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.801	-0.60	-0.49



5.3 Combinazioni di carico

Si riporta nel seguito il riepilogo delle combinazioni di carico esaminate per l'analisi e la verifica del muro di sostegno. In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni con tale simbologia adottata:

- γ : Coefficiente di partecipazione della condizione
- ψ : Coefficiente di combinazione della condizione
- Per le combinazioni d'urto il coefficiente di partecipazione dei carichi stradali è pari a zero

Combinazione SLU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso plinto	1.30	--	Sfavorevole
Peso rinterro	1.50	--	Sfavorevole
Variabili	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione GEO

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso plinto	1.00	--	Favorevole
Peso rinterro	1.00	--	Favorevole
Variabili	1.50	1.00	Sfavorevole

6 ANALISI E VERIFICHE DEL PLINTO

6.1.1 Azioni sul plinto

Di seguito si riportano le azioni che agiscono sul plinto:

Dati geometrici della segnaletica		
Area massima del cartello segnaletico	3.60	mq
Altezza massima del cartello segnaletico	3.00	m
Altezza da terra del cartello segnaletico	1.60	m
Area minima del cartello segnaletico	1.92	mq
Spessore del cartello	0.00	m
Peso specifico dell'alluminio	27.00	kN/mc
Tubolari fi90	90.00	mm
Spessore tubolari	3.50	mm
Altezza minima tubolari	3.20	m
Numero tubolari	2.00	-
Peso specifico tubolari	78.50	kN/mc
Peso minimo della segnaletica	0.56	kN
Dati geometrici della fondazione		
Altezza del plinto	0.80	m
Larghezza del plinto	1.60	m
Lunghezza del plinto	0.80	m
Peso specifico plinto	25.00	kN/mc
Peso del plinto	25.60	kN
Azioni variabili sulla struttura		
Pressione del vento	0.44	kN/mq
Altezza alla quale agisce la forza del vento	3.10	m
Forza del vento	1.57	kN
Momento alla base della segnaletica	4.88	kNm
Azioni a base plinto		
Sforzo normale minimo	26.16	kN
Taglio massimo	1.57	kN
Momento massimo	6.14	kNm
Coefficienti amplificativi		
Coefficienti di sicurezza favorevoli	1.00	-
Coefficienti di sicurezza sfavorevoli	1.50	-
Azioni a base plinto amplificate		
Sforzo normale minimo	26.16	kN
Taglio massimo	2.36	kN
Momento massimo	9.21	kNm

6.1.2 Armatura plinto

Di seguito si riportano le armature di progetto previste per le sezioni di:

Elemento		Armatura a Flessione		Armatura a Taglio	
		Dir1	Dir2	Spilli	Staffe
Fondazione	Lato Superiore	8 Φ 16	4 Φ 16	-	-
	Lato Inferiore	8 Φ 16	4 Φ 16		

6.1.3 Verifiche allo SLU

Si riportano i risultati delle verifiche a pressoflessione e taglio. Nelle verifiche è stato considerato un copriferro (distanza tra il bordo e l'asse del ferro longitudinale) pari a 50mm.

Direzione principale

Verifica a pressoflessione

GEOMETRIA			VERIFICA A PRESSOFLESSIONE									FS
Elemento	b	h	M_{ed} [kNm]	$N_{ed,min}$ [kN]	Ferri		Armature	A_s [mm ²]	c	d	M_{Rd} [kNm]	
	[mm]	[mm]			n	φ						[mm]
Superiore	1600	800	50.0	0.00	8	16	ϕ 16/20	1608.50	50	750	450.0	9.00
Inferiore					8	16	ϕ 16/20	1608.50				

Le verifiche a taglio sono condotte con riferimento ad elementi in c.a. non armati a taglio:

Geometrie		Armatura long. tesa	Sollecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO							FS
b_w (mm)	H (mm)	A_s (mm ²)	N_{sd} (KN)	V_{sd} (KN)	σ_{cp} (Mpa)	ρ_t	k	f_{ctk} (Mpa)	v_{min}	V_{Rdmin} (KN)	V_{Rct} (KN)	
1600	800	1607.68	0	80.00	0.000	0.001	1.52	24.9	0.33	391.35	326.27	4.08

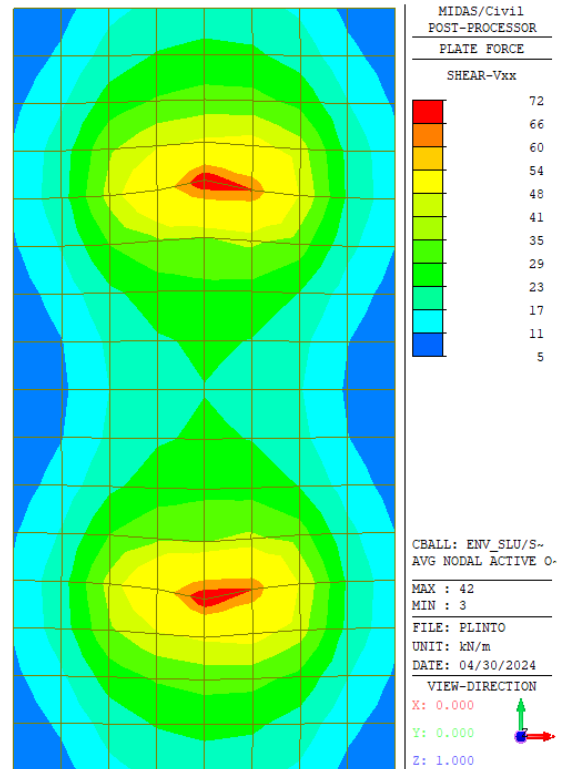
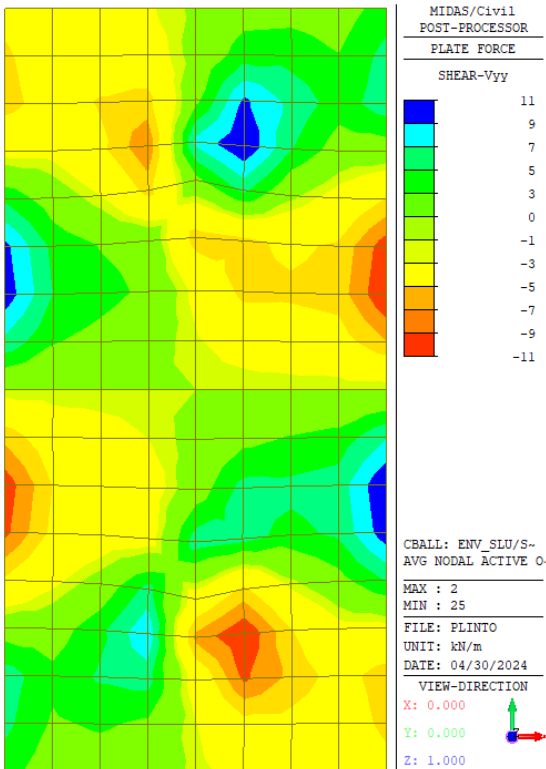
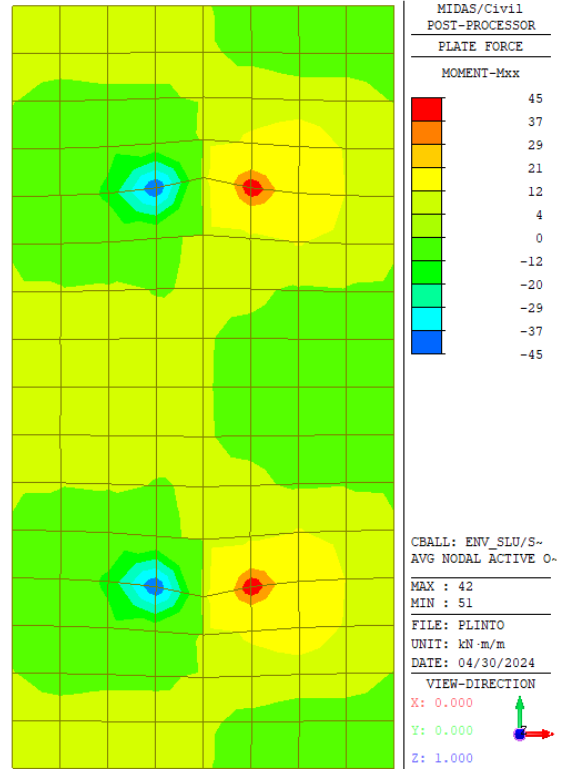
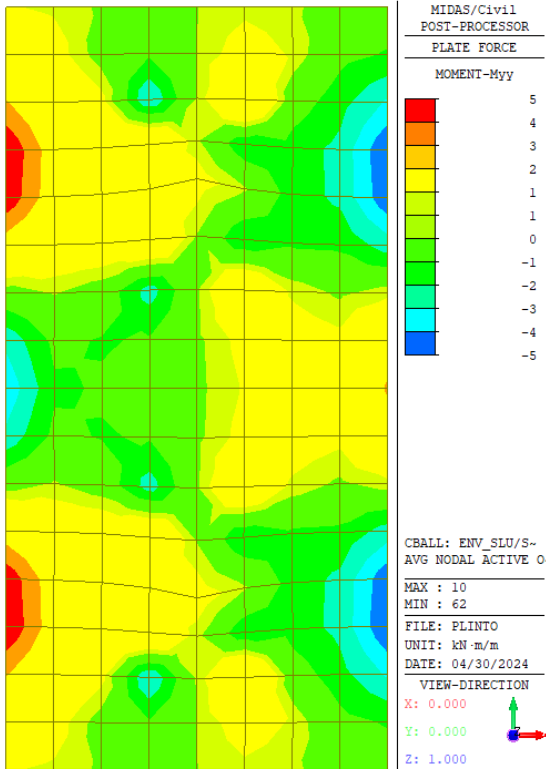
Direzione secondaria

Verifica a pressoflessione

GEOMETRIA			VERIFICA A PRESSOFLESSIONE									FS
Elemento	b	h	M_{ed} [kNm]	$N_{ed,min}$ [kN]	Ferri		Armature	A_s [mm ²]	c	d	M_{Rd} [kNm]	
	[mm]	[mm]			n	φ						[mm]
Superiore	800	800	5.0	0.00	4	16	ϕ 16/20	804.25	50	750	225.0	45.00
Inferiore					4	16	ϕ 16/20	804.25				

Le verifiche a taglio sono condotte con riferimento ad elementi in c.a. non armati a taglio:

Geometrie		Armatura long. tesa	Sollecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO							FS
b_w (mm)	H (mm)	A_s (mm ²)	N_{sd} (KN)	V_{sd} (KN)	σ_{cp} (Mpa)	ρ_t	k	f_{ctk} (Mpa)	v_{min}	V_{Rdmin} (KN)	V_{Rct} (KN)	
800	800	803.84	0	10.00	0.000	0.001	1.52	24.9	0.33	195.68	163.14	16.31



6.1.4 Verifiche allo SLE

Si riportano i risultati delle verifiche allo stato limite di esercizio. Nelle verifiche è stato considerato un copriferro (distanza tra il bordo e l'asse del ferro longitudinale) pari a 50mm.

Direzione principale

Verifiche tensionali

Verifica delle tensioni	I_p	N_{Ed}	M_{ed}	σ_c	$0,6 f_{ck}$	FS	σ_f	$0,80 f_{yk}$	FS
	[-]	[kN]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Combo Rara	Plinto	0.0	30.0	0.4	14.9	41.50	27.0	360.0	13.33

Verifica delle tensioni	I_p	N_{Ed}	M_{ed}	σ_c	$0,45 f_{ck}$	FS
	[-]	[kN]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Combo Q. Perm.	Plinto	0.0	2.0	0.1	11.2	112.05

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	I_p	N_{Ed}	M_{ed}	σ_f	w_l	FS
	[-]	[kN]	[kNm]	[Mpa]	[mm]	[-]
Combo Q. Perm.	Plinto	0.0	2.0	2.6	0.300	N.F.
Combo Freq.	Plinto	0.0	23.0	21	0.400	N.F.

Direzione secondaria

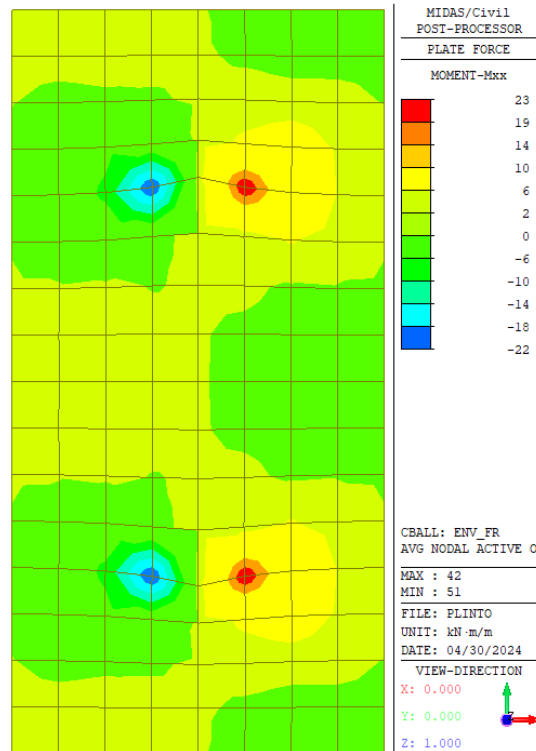
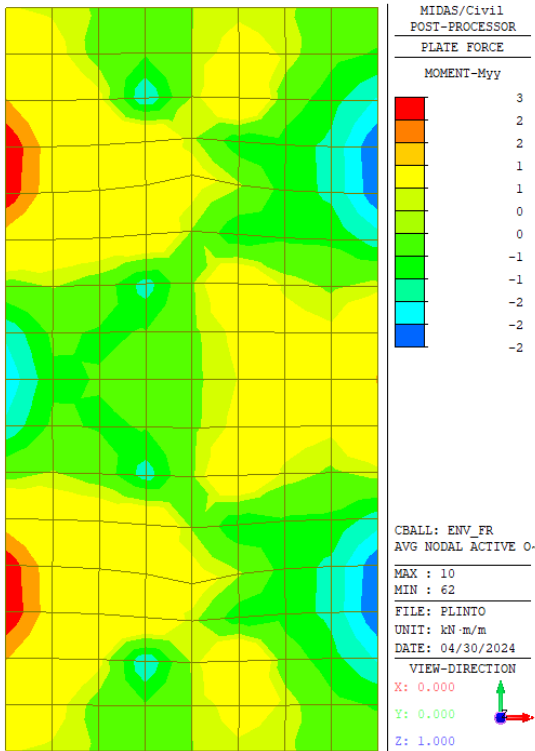
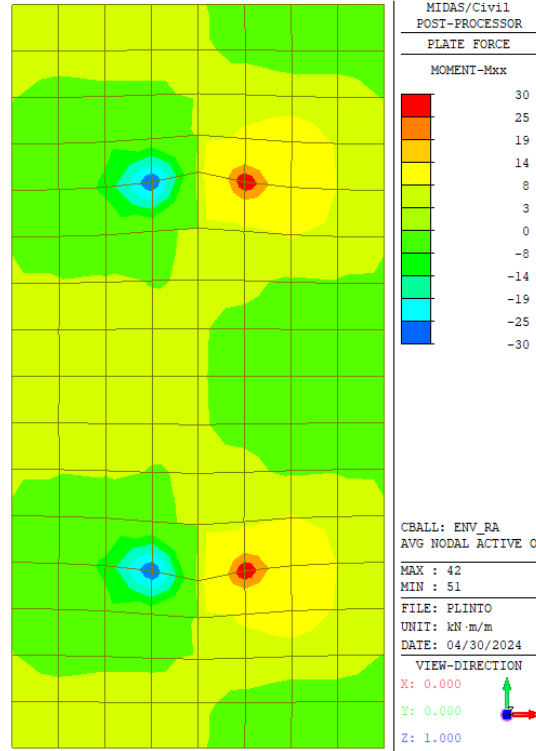
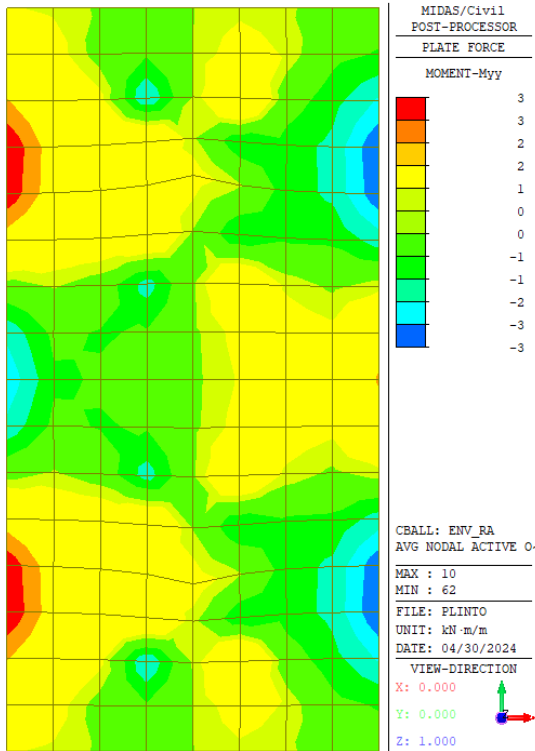
Verifiche tensionali

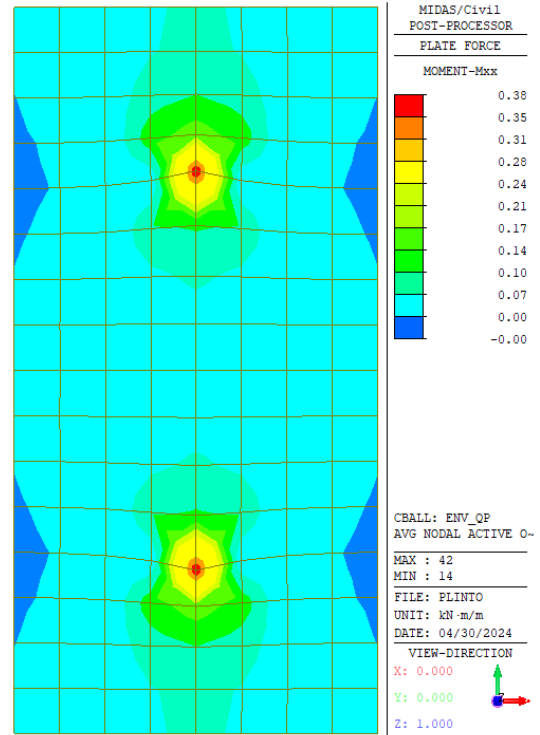
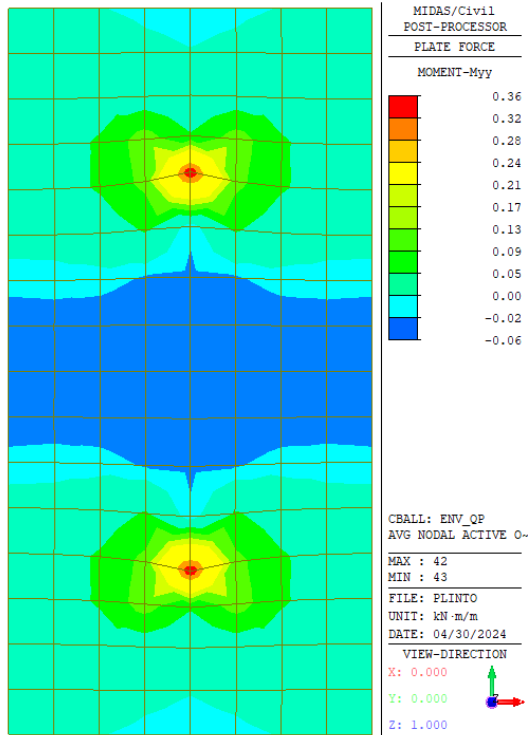
Verifica delle tensioni	I_p	N_{Ed}	M_{ed}	σ_c	$0,6 f_{ck}$	FS	σ_f	$0,80 f_{yk}$	FS
	[-]	[kN]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Combo Rara	Plinto	0.0	3.0	0.1	14.9	149.40	6.0	360.0	60.00

Verifica delle tensioni	I_p	N_{Ed}	M_{ed}	σ_c	$0,45 f_{ck}$	FS
	[-]	[kN]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Combo Q. Perm.	Plinto	0.0	2.0	0.1	11.2	112.05

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	I_p	N_{Ed}	M_{ed}	σ_f	w_l	FS
	[-]	[kN]	[kNm]	[Mpa]	[mm]	[-]
Combo Q. Perm.	Plinto	0.0	2.0	4	0.300	N.F.
Combo Freq.	Plinto	0.0	3.0	6	0.400	N.F.





6.1.5 Verifiche Geotecniche

Si riportano di seguito le verifiche di carattere geotecnico

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
ENV SLU/SLV	0.0	2.4	0.6	9.2	0.0
Ricoprimento			h	0.00	m
Larghezza Fondazione			B	0.80	m
Profondità piano di posa			D	0.80	m
Lunghezza Fondazione			L	1.60	m
Angolo di attrito			Φ	35.00	°
Angolo di attrito in radianti			Φ	0.61	rad
Coesione			c'	0.00	kN/m ²
Coesione non drenata			cu	0.00	kN/m ²
Coesione di calcolo (dipende da CND o CD)			c	0.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno			γ	19.00	kN/m ³
Valore Nq			Nq	33.30	
Valore Nc			Nc	46.12	
Valore Ng			N γ	48.03	
Condizioni non drenate?				NO	
Sforzo normale del Plinto			F _{plinto}	25.60	kN
Coeff. SLU			γ_1	1.3	
Sforzo normale del Plinto di Progetto			F _{plinto,d}	33.28	kN
Momento X nel baricentro del plinto			M _x	10.15	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto			M _y	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B			eB	0.30	m
Eccentricità del carico in L			eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'			B'	0.20	m
Dimensione della fondazione corretta L'			L'	1.60	m
Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma					
Fattore primo membro			Sc	1.09	
Fattore secondo membro			Sq	1.09	
Fattore terzo membro			S γ	0.60	
Fattori di inclinazione del carico					
Coefficiente mB			mB	1.89	
Coefficiente mL			mL	1.11	
Angolo θ			θ	0.00	
Coefficiente m			m	1.11	
Fattore primo membro			ic	0.92	
Fattore secondo membro			iq	0.92	
Fattore terzo membro			iy	0.86	

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	0.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	19.00	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	9.00	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	7.20	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	15.20	kN/m ²

VERIFICHE - CARICO LIMITE

Carico limite	qlim	597	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	191	kN
Carico di esercizio	Qed	34	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	2.45	

VERIFICHE - CARICO LIMITE (PUNZONAMENTO)

Modulo elastico del terreno	E	30	Mpa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3	
Modulo di taglio del terreno	G	11.54	MPa
Pressione efficace media alla profondità D+B/2	σ	18.80	kPa
Indice di rigidezza per la rottura a punzonamento	Ir	876.52	
Indice di rigidezza per punzonamento critico	Ir,crit	254.20	
Meccanismo di punzonamento plausibile?		No	
Fattore primo membro	ψ_c	29.55	
Fattore secondo membro	ψ_q	28.38	
Fattore terzo membro	ψ_γ	28.38	
Carico limite	qlim	-	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	-	kN
Carico di esercizio	Qed	34	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	-	

VERIFICHE - SCORRIMENTO

Resistenza allo scorrimento	Fd	24	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	2	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$)	FS	9.13	