



Engineering & Construction



Via Napoli, 363/I - 70132 Bari - Italy
www.bfpgroup.net - info@bfpgroup.net
tel. (+39) 0805046361 - fax (+39) 0805619384
AZIENDA CON SISTEMA GESTIONE
UNI EN ISO 9001:2015
UNI EN ISO 14001:2015
OHSAS 18001:2007

GRE CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15001.00.104.00

PAGE

1 di/of 31

TITLE: Calcoli preliminari edificio SS

AVAILABLE LANGUAGE: IT

CALCOLI PRELIMINARI FONDAZIONI APPARECCHIATURE ELETTROMECCANICHE CANDELA

File: GRE.EEC.R.25.IT.W.15001.00.104.00 CALCOLI PRELIMINARI FONDAZIONI APPARECCHIATURE ELETTROMECCANICHE.docx

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
00	18/12/2020	Prima EMISSIONE	BFP Papapicco	BFP Miglionico	BFP Biscotti

GRE VALIDATION

PANSINI	MIRRA	PANSINI
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT	GRE CODE																		
	GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT				SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION						
	GRE	EEC	R	2	5	I	T	W	1	5	0	0	1	0	0	1	0	4	0

CLASSIFICATION	UTILIZATION SCOPE
----------------	-------------------

This document is property of Enel Green Power S.p.A. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Green Power S.p.A.

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
4. ANALISI GEOTECNICA	6
4.1. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	6
5. ANALISI DEI CARICHI	7
5.1. AZIONE SISMICA	7
5.2. AZIONE DEL VENTO	9
6. QUALITÀ DEI MATERIALI	13
7. PROGETTO E VERIFICA DELLE SEZIONI	14
7.1. MODELLI UTILIZZATI PER IL CALCOLO	14
7.2. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	15
7.3. COMBINAZIONI DI CARICO	15
7.4. TIPOLOGIE DI CARICO	16
7.5. COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE	16
7.6. VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI IN C.A.	19
8. VERIFICHE GEOTECNICHE	22
8.1. VERIFICHE DI SICUREZZA	22
8.2. CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE	23
8.3. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	28

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo strutturale preliminare delle strutture di fondazione delle apparecchiature elettromeccaniche costituenti la sottostazione utente di trasformazione AT/MT è parte integrante del progetto definitivo per la realizzazione di un parco eolico proposto dalla società Enel Green Power Italia S.r.l. (di seguito chiamata EGP), con sede legale in Viale Regina Margherita n. 125, Roma.

La proposta progettuale è finalizzata alla realizzazione di un impianto eolico per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile eolica, costituito da 8 aerogeneratori, ciascuno di potenza nominale pari a 6.0 MW per una potenza complessiva del parco pari a 48.0 MW, da realizzarsi nel territorio comunale di Candela con opere di connessione alla RTN nel comune di Ascoli Satriano, in Provincia di Foggia (FG), dove sarà ubicata la sottostazione utente di trasformazione AT/MT, in posizione adiacente alla sottostazione elettrica HV 380/150kV Terna Substation.

La seguente relazione di calcolo riporta i risultati dei calcoli statici relativi alle fondazioni delle apparecchiature elettromeccaniche che costituiscono la sottostazione utente di trasformazione AT/MT, così come ottenuti dal tecnico responsabile dei calcoli mediante l'utilizzo del programma EdiLus prodotto da ACCA software S.p.A., numero licenza 15040027.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)**, Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica;
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)**, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 Suppl. Ord.)**, Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni;
- **Circolare 11 febbraio 2019– n. 7/2019 del C.S.LL.PP.**, Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- **Deliberazione della Giunta regionale 2 marzo 2004, n. 153** L.R. 20/00 - O.P.C.M. 3274/03 – Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipologie di edifici ed opere strategici e rilevanti - Approvazione del programma temporale e delle indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi sugli stessi.

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Oggetto della presente relazione di calcolo è il calcolo preliminare delle fondazioni delle apparecchiature elettromeccaniche che costituiscono la sottostazione utente di trasformazione AT/MT.

Le apparecchiature elettromeccaniche che costituiscono la sottostazione sono le seguenti:

- Neutro TN
- Trasformatore
- Scaricatore
- TA
- Interruttore
- TV
- Sezionatore AT
- Sostegno tripolare

Nel dettaglio sono state dimensionate e verificate le fondazioni delle seguenti apparecchiature:

FONDAZIONE PER TRASFORMATORE

Si tratta di una vasca di fondazione in cemento armato con area d'impronta pari a 6,00 m x 8,00 m.

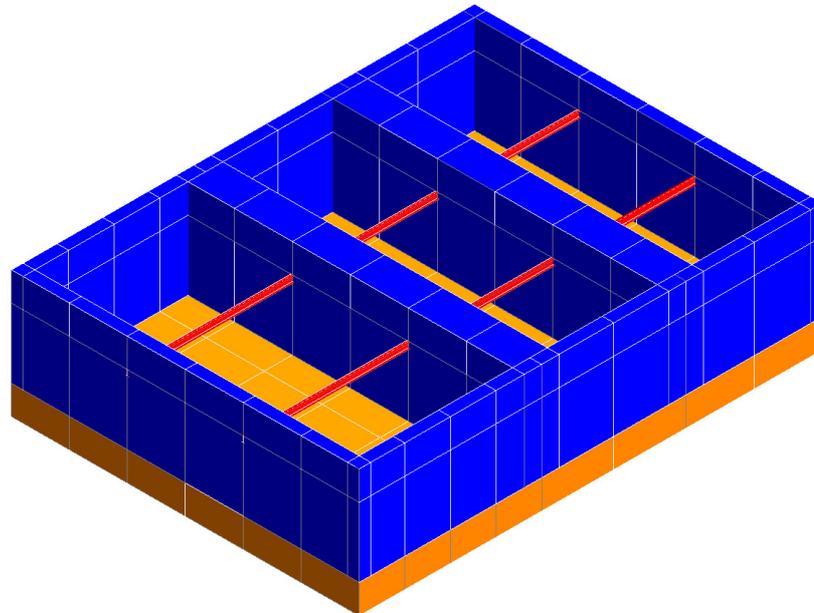


Figura 1: Modello strutturale vasca di fondazione del trasformatore

FONDAZIONE PER CASTELLETTO RISALITA CAVI MT

Si tratta di un plinto isolato in cemento armato con area d'impronta pari a 1,60 m x 1,60 m.

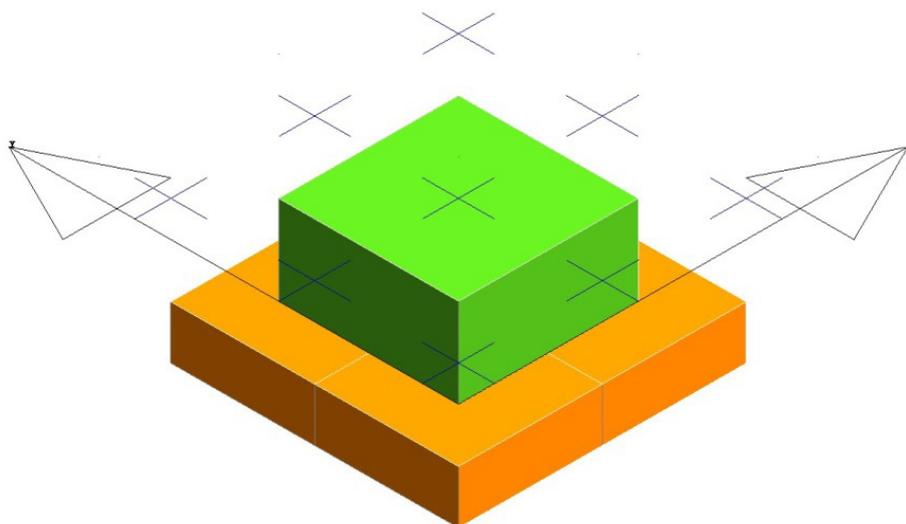


Figura 2: Modello strutturale plinto di fondazione castelletto risalita cavi MT

FONDAZIONE PER ALLOGGIAMENTO DEL NEUTRO TN

Si tratta di un plinto isolato in cemento armato con area d'impronta pari a 1,30 m x 1,30 m.

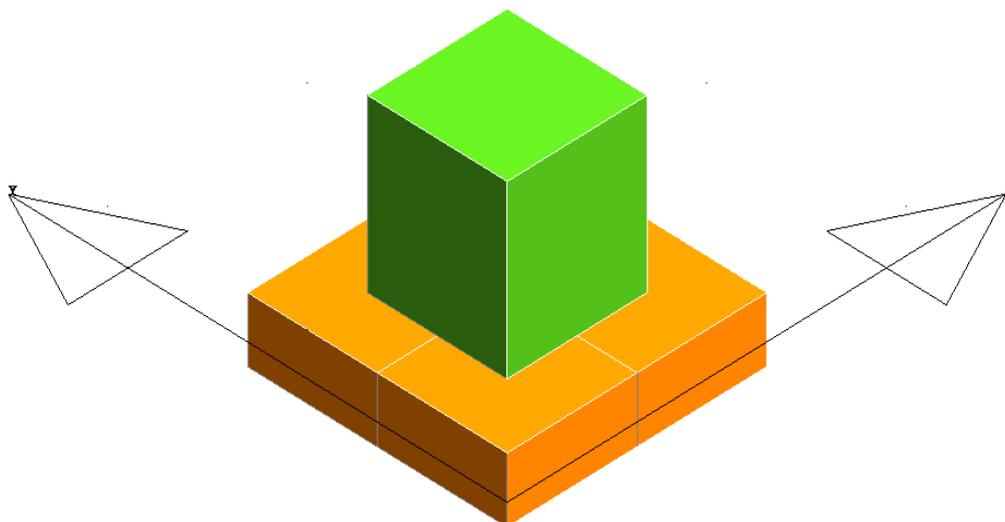


Figura 3: Modello strutturale plinto di fondazione neutro

FONDAZIONE PER SOSTEGNO TRIPOLARE

L'apparecchiatura di tipo tripolare poggia su un plinto di fondazione con area d'impronta quadrata di lato pari a 1,60 m ed un pilastro di altezza pari a 0,50 m e lato 0,60 m.

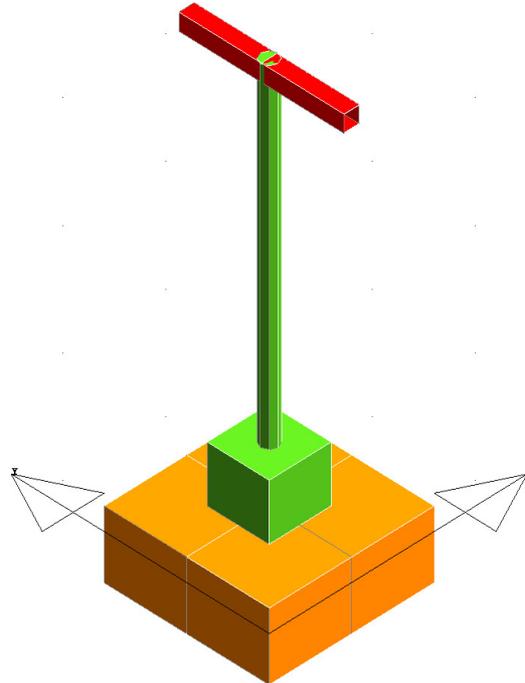


Figura 4: Modello strutturale fondazione sostegno tripolare

FONDAZIONE PER SCARICATORE \ TA \ INTERRUTTORE \ TV \ SEZIONATORE AT

Tutte queste apparecchiature elettromeccaniche prevedono una fondazione del tipo a platea in cemento armato che ha un'area d'impronta pari a 6,20 m x 2,00 m.

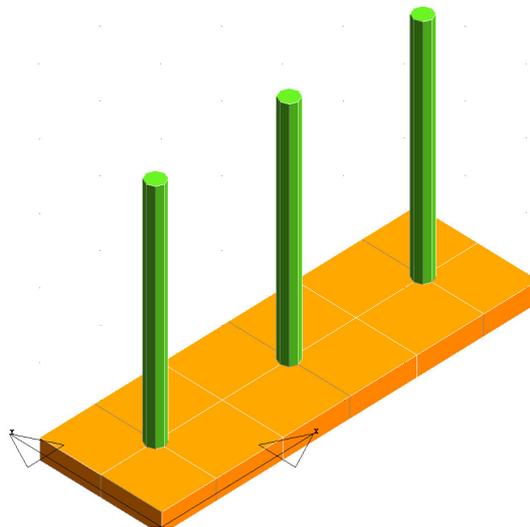


Figura 5: Modello strutturale fondazione sostegno scaricatore

4. ANALISI GEOTECNICA

4.1. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Il terreno di fondazione nell'area in esame, come da relazione geologica del Dott.ssa Geol. Santopietro, non ricade in zone interessate da fenomeni di dissesto, sia per l'assenza di rilievi ripidi, che per le condizioni litologiche e strutturali favorevoli.

Nell'area sono presenti le seguenti formazioni (dal basso verso l'alto):

- **Argille e argille marnose grigio-azzurre Plioceniche (PQa);**
- **Sabbie e sabbie argillose Plioceniche (PQs);**
- **Conglomerati poligenici (Qc1);**
- **Depositi alluvionali terrazzati Pleistocenici-Olocenici (Qt1, Qt2, Qt3).**

Nei fori di sondaggio sono state effettuate n. 13 prove penetrometriche dinamiche tipo S.P.T. con campionatore tipo a punta conica, con dispositivo automatico dello sganciamento del maglio del peso di 63.5 kg. ed altezza di caduta di 76 cm. I risultati delle prove SPT, riportati sulle stratigrafie dei sondaggi, hanno fornito i risultati della resistenza alla penetrazione, rilevando il numero colpi (N), necessari per la penetrazione di 3 tratti consecutivi, ciascuno di 15 cm. Il valore di NSPT, è stato ottenuto effettuando la somma dei colpi rilevati per il 2° e il 3° tratto. La prova è stata sospesa quando il numero dei colpi N, per un tratto di 15 cm, è risultato superiore a 50 (rifiuto).

Dal risultato di tali sondaggi, mediante correlazioni empiriche, è stato possibile fare una stima di massima dei parametri di resistenza del terreno in situ da utilizzare in fase di verifica geotecnica delle strutture da costruire.

N_{spt} (medio)	Profondità (m)	φ' (°) (Hatanaka e Uchida 1996)	c' (KN/m ²) (Cherubini, 2000.)	IC (indice consistenza)	Cu da (kPa)	Vs (m/s) (Otha e Goto, 1978)
16	1,1-3,60	24-27	10,3	Compatto	50-80	181
48	3,60-10,00	34-37	8,8	Estr. compatto	80- 110	283
81	10,00-27,45	42-45	7,6	Estr. compatto	70- 100	385

Per informazioni più dettagliate si rimanda alla relazione geotecnica redatta dalla Dott.ssa Geol. Santopietro.

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1. AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni", secondo cui 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 e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

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 come definita al § 3.2.2), nonché di 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.

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

Tabella 1: Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , 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^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_0 e T_C^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018.

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- a) definizione della vita nominale V_N e della classe d'uso C_U della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del periodo di riferimento dell'azione sismica V_R mediante la relazione seguente:

$$V_R = V_N \times C_U$$

- dove:
- $V_N = 50$ anni
- $C_U = 2$ (classe d'uso: IV)

$$V_R = 100 \text{ anni}$$

- b) individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_C^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento del sito della sottostazione;

Latitudine

41.174866°

Longitudine

15.612734°

Stato limite	a_g/g	F_0	T_C^*	a_g
Operatività (SLO)	0,0524 (g)	2,478	0,299 s	0,514 m/s ²
Danno (SLD)	0,0627 (g)	2,524	0,320 s	0,615 m/s ²
Salvaguardia vita (SLV)	0,1983 (g)	2,454	0,403 s	1,945 m/s ²
Collasso (SLC)	0,2789 (g)	2,385	0,420 s	2,736 m/s ²

- c) determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;

	SLO	SLD	SLV	SLC
S_S Amp. Stratigrafica	1,2000	1,200	1,200	1,134
C_C Coef. Funz. Categoria	1,4007	1,401	1,319	1,308
S_T Amp. Topografica	1,0000	1,000	1,000	1,000
S Amp. Sito S=S_S*S_T	1,2000	1,2000	1,2000	1,1340

d) calcolo del fattore di comportamento **q**;

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, il valore del fattore di comportamento **q**, da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale.

Nel caso specifico, trattandosi di opere di fondazione, la norma non prevede che entrino in campo plastico. Pertanto si ammette un comportamento non dissipativo e il fattore di comportamento assume valore unitario.

e) calcolo del periodo **T_c** corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

5.2. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento è calcolata in conformità a quanto previsto al §3.3 del D.M. 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

DEFINIZIONE DEI DATI

Il sito in oggetto si trova in **zona 3** (Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)) ed appartiene ad una **classe di rugosità D** (Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi)).

Zona	Descrizione	v _{b,0} [m/s]	a ₀ [m]	k _s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tabella 2: Valori di v_{b,0}, a₀, k_s da NTC 2018

CALCOLO DELLA VELOCITA' DI RIFERIMENTO

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
3	27	500	0,37	1,000

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

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

Velocità base di riferimento: $v_b = 27,00$ m/s

Velocità di riferimento: $v_r = v_b * c_r$

Coefficiente di ritorno: $c_r = 1,00$

Velocità di riferimento: $v_r = 27,02$ m/s

CALCOLO PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Pressione cinetica di riferimento: $q_r = 1/2 * \rho * v_r^2$

con $\rho = 1,25$ kg/m³

Pressione cinetica di riferimento: $q_r = 456,29$ N/m²

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico: $v_d = 1,00$

Coefficiente topografico: $c_t = 1,00$

Coefficiente di esposizione:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

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

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0,19	0,05	4,00

Coefficiente di esposizione minimo: $c_{e,min} = 1,80 \quad z < 4,00$

Coefficiente di esposizione alla gronda: $c_{e,gronda} = 1,87 \quad z = 4,50$

Coefficiente di esposizione al colmo: $c_{e,colmo} = 1,87 \quad z = 4,50$

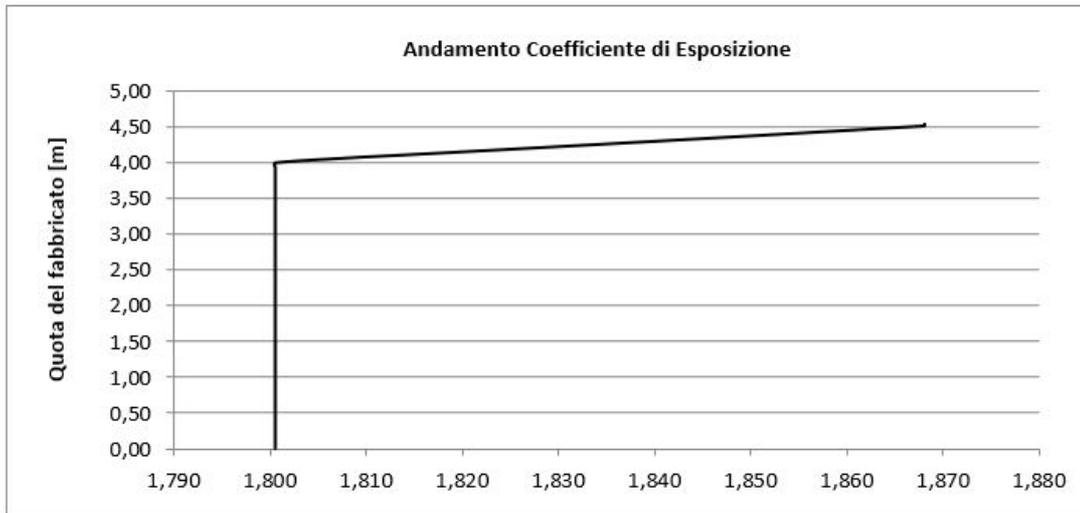
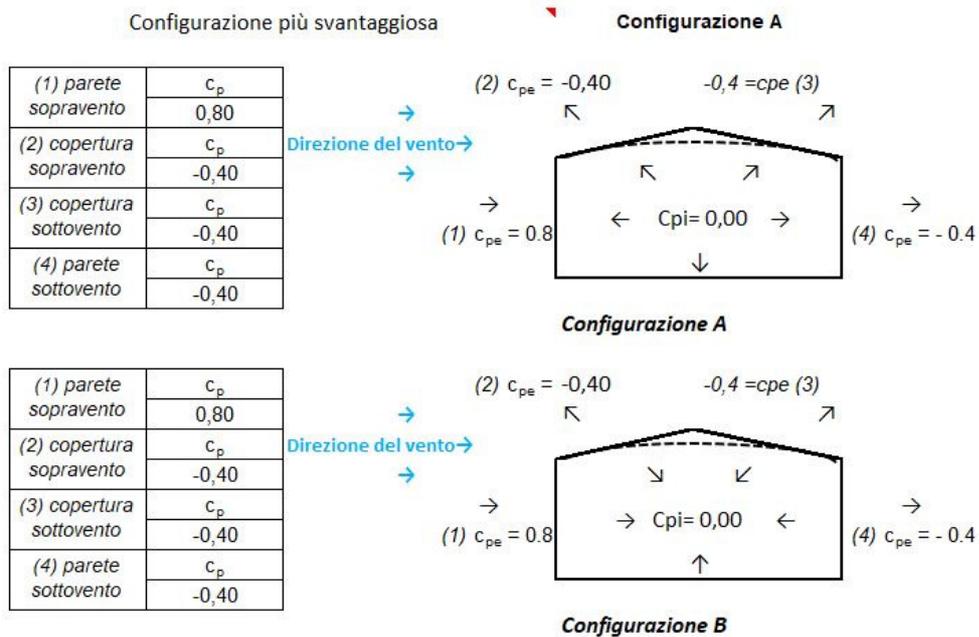


Figura 6: Andamento coefficiente di esposizione

Coefficiente di forma:



CALCOLO DELLE PRESSIONI DEL VENTO

Pressione del vento: $p = q_r * c_d * c_t * c_e * c_p$

con:

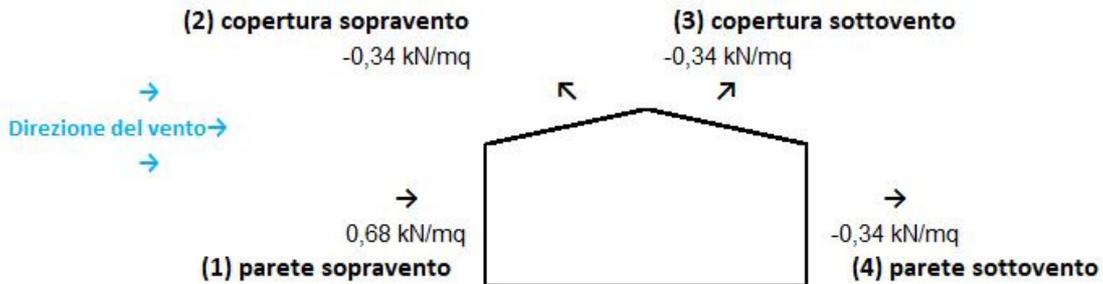
c_d : coefficiente dinamico

c_t : coefficiente topografico

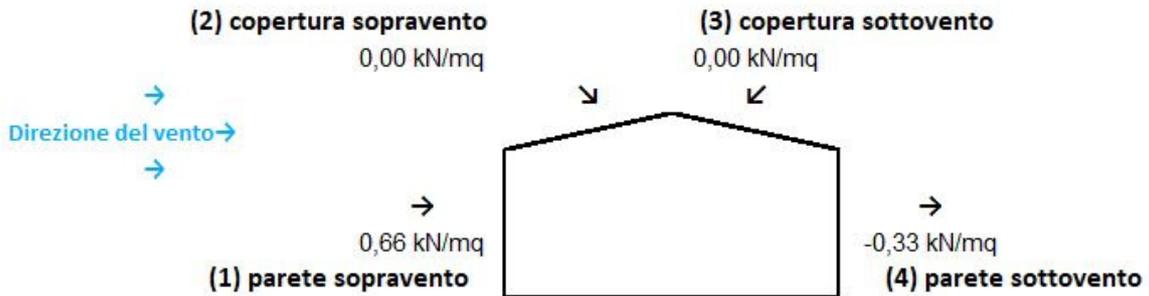
c_e : coefficiente di esposizione

c_p : coefficiente di forma

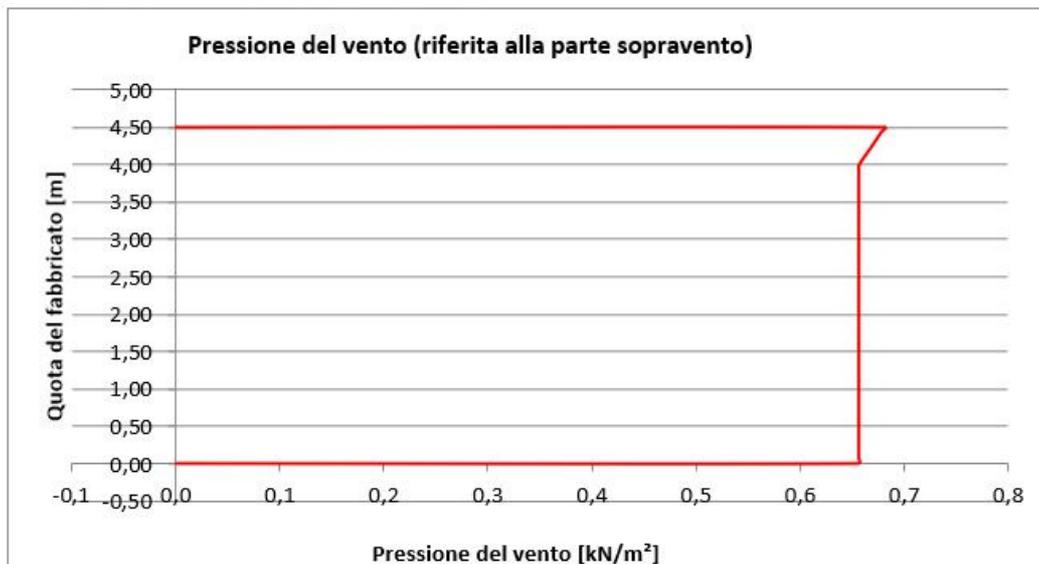
	p [kN/m ²]	c _d	c _t	c _e	c _p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravent.	0,456	1,00	1,00	1,868	0,80	0,68
(2) cop. sopravent.	0,456	1,00	1,00	1,868	-0,40	-0,34
(3) cop. Sottovent.	0,456	1,00	1,00	1,868	-0,40	-0,34
(4) par. sottovent.	0,456	1,00	1,00	1,868	-0,40	-0,34

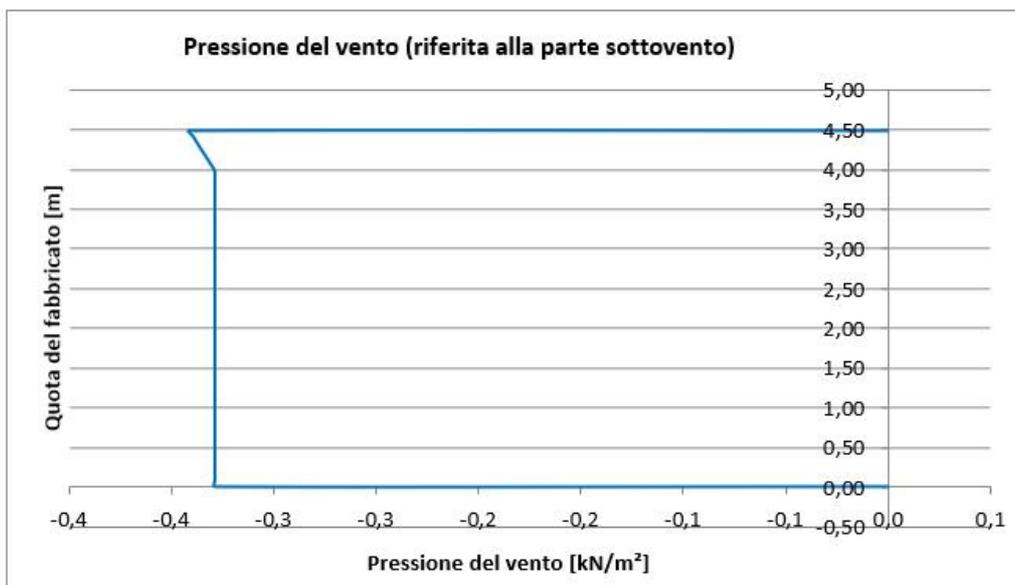


Valori medi della pressione per ogni elemento



Andamento delle pressioni più svataggiose





6. QUALITÀ DEI MATERIALI

STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

Le strutture di fondazione saranno del tipo diretto.

Il piano di imposta delle strutture di fondazione sarà regolarizzato e bonificato preliminarmente mediante uno strato di calcestruzzo magro, spesso almeno 10 cm, di resistenza caratteristica non inferiore a R_{ck} 15 N/mm².

Calcestruzzi per strutture di fondazione

È stato previsto l'uso di cemento Pozzolánico, tipo CEM IV/B 32.5, allo scopo prevenire i modesti rischi di aggressione da parte dei terreni e delle acque di infiltrazione; la classe 32.5 consente, inoltre, di ridurre gli effetti negativi del ritiro e di assicurare, come implicita conseguenza della classe di resistenza imposta da esigenze statiche, un rapporto acqua/cemento assai ridotto, con grande vantaggio per la qualità e durabilità delle opere.

Le caratteristiche prestazionali meccaniche e qualitative di composizione, prescritte per i calcestruzzi relativi alle fondazioni, sono le seguenti:

- Classe di resistenza: C25/30 con $R_{ck} \geq 30$ N/mm², su provini cubici
- Classe di esposizione: XC2
- Max rapporto a/c: 0.60
- Tipo e classe di cemento: CEM IV/B 32.5 R (Pozzolánico/UNI-ENV 197/1)
- Dosaggio min. di cemento: 320 Kg/m³
- Dimensione max aggregati: 22 mm
- Classe di consistenza: S3 (UNI EN 206/1)

Inerti costituiti da ghiaia e sabbia pulita costituiti da elementi non gelivi e non friabili e privi di sostanze organiche, limose o argillose, del tipo calcareo-dolomitico nel rispetto dei fusi granulometrici.

Acqua: limpida, priva di sali (in particolare solfati e cloruri) e non aggressiva.

Acciaio per strutture di fondazione

Gli acciai prescritti per la realizzazione delle strutture in elevazione in c.a. hanno le seguenti caratteristiche prestazionali e qualitative:

- acciaio tipo Fe B 450 C controllato in stabilimento;
- nervato ad "alta aderenza" (EN 10080);
- saldabile ($C \leq 0.24\%$; $C_{eq} \leq 0.52\%$).
-

7. PROGETTO E VERIFICA DELLE SEZIONI

7.1. MODELLI UTILIZZATI PER IL CALCOLO

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:

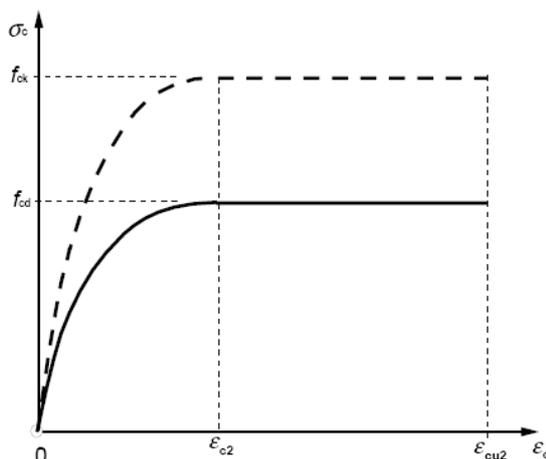


Figura 7: Legame costitutivo di progetto parabola-rettangolo per il calcestruzzo

Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari sarà valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

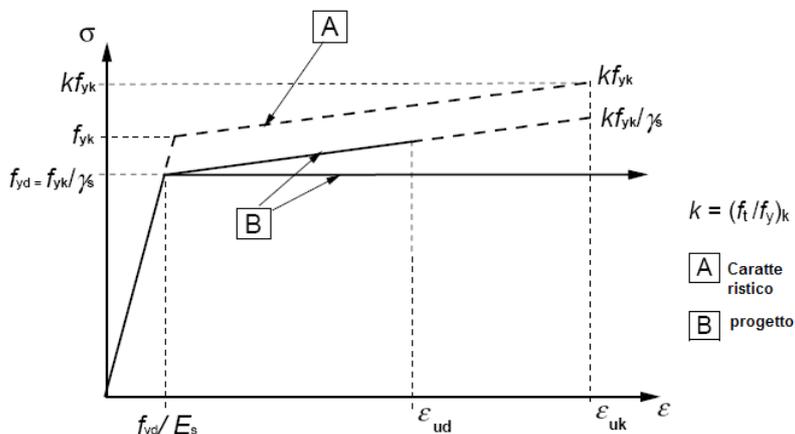


Figura 8: Legame costitutivo di progetto elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

7.2. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Produttore	ACCA software S.p.A.
Titolo	EdiLus
Nro Licenza	15040027

Affidabilità dei codici utilizzati

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La ACCA software S.p.A., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all' indirizzo:

<http://forum.acca.it/it/edilus/id76770/validazione-dei-codici-di-calcolo.html>

7.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle N.T.C. 2018. Queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (2.5.2);
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

Nelle combinazioni per S.L.E., 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 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle N.T.C. 2018.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti $\psi_2 j$ sono riportati nella Tabella 2.5.I.

7.4. TIPOLOGIE DI CARICO

N _{id}	Descrizione	F+E	+/- F	CDC	Tipologie di carico		
					ψ_0	ψ_1	ψ_2
0001	Carico Permanente	SI	NO	Permanente	1,00	1,00	1,00
0002	Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.	SI	NO	Breve	0,50	0,20	0,00
0003	Pressione del Vento (+X)	NO	NO	Istantanea	0,60	0,20	0,00
0004	Pressione del Vento (-X)	NO	NO	Istantanea	0,60	0,20	0,00
0005	Pressione del Vento (+Y)	NO	NO	Istantanea	0,60	0,20	0,00
0006	Pressione del Vento (-Y)	NO	NO	Istantanea	0,60	0,20	0,00
0007	Sisma X	-	-	-	-	-	-
0008	Sisma Y	-	-	-	-	-	-
0009	Sisma Z	-	-	-	-	-	-
0010	Sisma Ecc.X	-	-	-	-	-	-
0011	Sisma Ecc.Y	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo della Tipologia di Carico.

F+E Indica se la tipologia di carico considerata è AGENTE con il sisma.

+/- Indica se la tipologia di carico è ALTERNATA (cioè considerata due volte con segno opposto) o meno.

CDC Indica la classe di durata del carico.

NOTA: dato significativo solo per elementi in materiale legnoso.

ψ_0 Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLU e SLE (carichi rari).

ψ_1 Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (carichi frequenti).

ψ_2 Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (carichi frequenti e quasi permanenti).

7.5. COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle N.T.C. 2018 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

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 \leq 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 \leq 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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle N.T.C. 2018 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

SLU: Non Sismica - Strutturale senza azioni geotecniche

SLU: Non Sismica - Strutturale senza azioni geotecniche						
Id _{Comb}	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.	CC 03 Pressione del Vento (+X)	CC 04 Pressione del Vento (-X)	CC 05 Pressione del Vento (+Y)	CC 06 Pressione del Vento (-Y)
01	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
02	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90
03	1,00	0,00	0,00	0,00	0,90	0,00
04	1,00	0,00	0,00	0,90	0,00	0,00
05	1,00	0,00	0,90	0,00	0,00	0,00
06	1,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
07	1,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,90
08	1,00	1,50	0,00	0,00	0,90	0,00
09	1,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,00
10	1,00	1,50	0,90	0,00	0,00	0,00
11	1,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00
12	1,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00
13	1,00	0,75	1,50	0,00	0,00	0,00
14	1,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00
15	1,00	0,75	0,00	1,50	0,00	0,00
16	1,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
17	1,00	0,75	0,00	0,00	1,50	0,00
18	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50
19	1,00	0,75	0,00	0,00	0,00	1,50
20	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90
22	1,30	0,00	0,00	0,00	0,90	0,00
23	1,30	0,00	0,00	0,90	0,00	0,00
24	1,30	0,00	0,90	0,00	0,00	0,00
25	1,30	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
26	1,30	1,50	0,00	0,00	0,00	0,90
27	1,30	1,50	0,00	0,00	0,90	0,00
28	1,30	1,50	0,00	0,90	0,00	0,00
29	1,30	1,50	0,90	0,00	0,00	0,00
30	1,30	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00
31	1,30	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00
32	1,30	0,75	1,50	0,00	0,00	0,00
33	1,30	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00
34	1,30	0,75	0,00	1,50	0,00	0,00
35	1,30	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
36	1,30	0,75	0,00	0,00	1,50	0,00
37	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50
38	1,30	0,75	0,00	0,00	0,00	1,50

LEGENDA:

Id_{Comb}
CC

Numero identificativo della Combinazione di Carico.
 Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
 CC 03= Pressione del Vento (+X)
 CC 04= Pressione del Vento (-X)
 CC 05= Pressione del Vento (+Y)
 CC 06= Pressione del Vento (-Y)

SLU: Sismica - Strutturale senza azioni geotecniche

SLU: Sismica - Strutturale senza azioni geotecniche						
Id _{Comb}	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.	CC 03 Pressione del Vento (+X)	CC 04 Pressione del Vento (-X)	CC 05 Pressione del Vento (+Y)	CC 06 Pressione del Vento (-Y)
01	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

LEGENDA:

Id_{Comb}
CC

Numero identificativo della Combinazione di Carico.
 Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
 CC 03= Pressione del Vento (+X)
 CC 04= Pressione del Vento (-X)
 CC 05= Pressione del Vento (+Y)
 CC 06= Pressione del Vento (-Y)

COMBINAZIONI SISMICHE

Alle combinazioni riportate nella precedente tabella è stato aggiunto l'effetto del sisma. L'azione sismica è stata considerata come caratterizzata da tre componenti traslazionali lungo i tre assi globali X, Y e Z; la risposta della struttura è stata calcolata separatamente per i tre effetti e quindi combinata secondo la seguente espressione simbolica:

$$\alpha = \alpha_i + 0,3 \cdot \alpha_{ii} + 0,3 \cdot \alpha_{iii}$$

con α effetto totale dell'azione sismica, α_i , α_{ii} e α_{iii} azioni sismiche nelle tre direzioni. E' stata effettuata una rotazione degli indici e dei segni, per cui le combinazioni totali generate sono le:

(con α'_p sollecitazione dovuta alla combinazione delle condizioni statiche e α sollecitazione dovuta al sisma; in particolare $\alpha_x, \alpha_y, \alpha_z, \alpha_{ex}, \alpha_{ey}$ sono rispettivamente le sollecitazioni dovute al sisma agente in direzione x, in direzioni y, in direzione z, per eccentricità accidentale positiva in direzione x e per eccentricità accidentale positiva in direzione y)

- 1) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_z$; 2) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 3) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_z$; 4) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 5) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_z$; 6) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 7) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_z$; 8) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 9) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_z$; 10) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 11) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_z$; 12) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 13) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_z$; 14) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 15) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_z$; 16) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 17) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_z$; 18) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 19) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_z$; 20) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 21) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_z$; 22) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 23) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_z$; 24) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 25) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_z$; 26) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 27) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_z$; 28) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 29) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_z$; 30) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 31) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_z$; 32) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_z$;
- 33) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$; 34) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$;
- 35) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$; 36) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$;
- 37) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$; 38) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$;
- 39) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$; 40) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$;
- 41) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$; 42) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$;
- 43) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$; 44) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$;
- 45) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$; 46) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$;
- 47) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$; 48) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$.

Nel caso di verifiche effettuate con sollecitazioni composte, per tenere conto del fatto che le sollecitazioni sismiche sono state ricavate come CQC delle sollecitazioni derivanti dai modi di vibrazione, dette N, Mx, My, Tx e Ty le sollecitazioni dovute al sisma, per ognuna delle combinazioni precedenti, sono state ricavate 32 combinazioni di carico permutando nel seguente modo i segni delle sollecitazioni derivanti dal sisma:

- 1) N, Mx, My, Tx e Ty; 2) N, Mx, -My, Tx e Ty; 3) N, -Mx, My, Tx e Ty; 4) N, -Mx, -My, Tx e Ty; 5) -N, Mx, My, Tx e Ty; 6) -N, Mx, -My, Tx e Ty; 7) -N, -Mx, My, Tx e Ty; 8) -N, -Mx, -My, Tx e Ty; 9) N, Mx, My, Tx e -Ty; 10) N, Mx, -My, Tx e -Ty; 11) N, -Mx, My, Tx e -Ty; 12) N, -Mx, -My, Tx e -Ty; 13) -N, Mx, My, Tx e -Ty; 14) -N, Mx, -My, Tx e -Ty; 15) -N, -Mx, My, Tx e -Ty; 16) -N, -Mx, -My, Tx e -Ty; 17) N, Mx, My, -Tx e Ty; 18) N, Mx, -My, -Tx e Ty; 19) N, -Mx, My, -Tx e Ty; 20) N, -Mx, -My, -Tx e Ty; 21) -N, Mx, My, -Tx e Ty; 22) -N, Mx, -My, -Tx e Ty; 23) -N, -Mx, My, -Tx e Ty; 24) -N, -Mx, -My, -Tx e Ty; 25) N, Mx, My, -Tx e -Ty; 26) N, Mx, -My, -Tx e -Ty; 27) N, -Mx, My, -Tx e -Ty; 28) N, -Mx, -My, -Tx e -Ty; 29) -N, Mx, My, -Tx e -Ty; 30) -N, Mx, -My, -Tx e -Ty; 31) -N, -Mx, My, -Tx e -Ty; 32) -N, -Mx, -My, -Tx e -Ty.

SERVIZIO(SLE): Caratteristica(RARA)

IdComb	SERVIZIO(SLE): Caratteristica(RARA)					
	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.	CC 03 Pressione del Vento (+X)	CC 04 Pressione del Vento (-X)	CC 05 Pressione del Vento (+Y)	CC 06 Pressione del Vento (-Y)
01	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
02	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,60
03	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00
04	1,00	1,00	0,00	0,60	0,00	0,00
05	1,00	1,00	0,60	0,00	0,00	0,00
06	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00
07	1,00	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00
08	1,00	0,50	0,00	1,00	0,00	0,00
09	1,00	0,50	0,00	0,00	1,00	0,00
10	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00	1,00

LEGENDA:

- IdComb** Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
 CC 03= Pressione del Vento (+X)
 CC 04= Pressione del Vento (-X)
 CC 05= Pressione del Vento (+Y)
 CC 06= Pressione del Vento (-Y)

7.6. VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI IN C.A.

A scopo esemplificativo si riportano i soli risultati in termini di tensioni indotte nelle strutture e relativi coefficienti di sicurezza locali, per dati più dettagliati si rimanda ai tabulati di calcolo.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata:

per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le verifiche a pressoflessione retta:

per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;

se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti. Si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Si riportano di seguito i valori tensionali per le strutture progettate e il relativo fattore di sicurezza (FS).

FS= 10,75

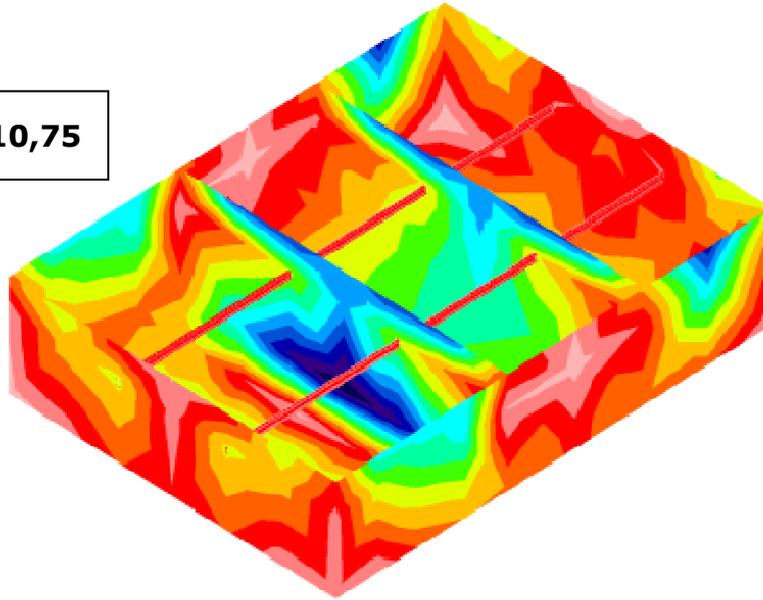


Figura 9: Tensioni agenti_fondazione trasformatore

FS= 55

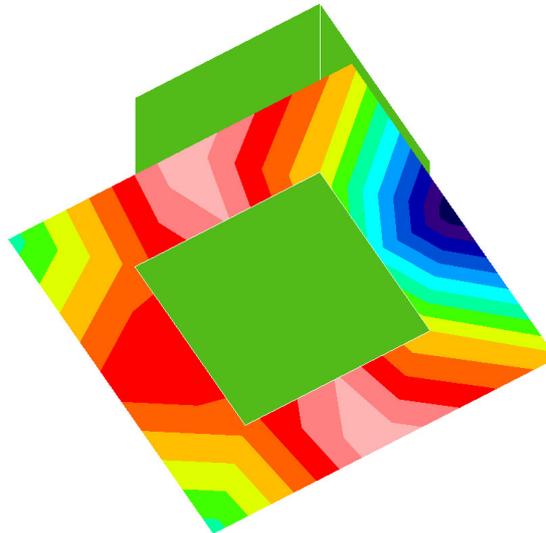


Figura 10: Tensioni agenti_fondazione neutro

FS= 43,8

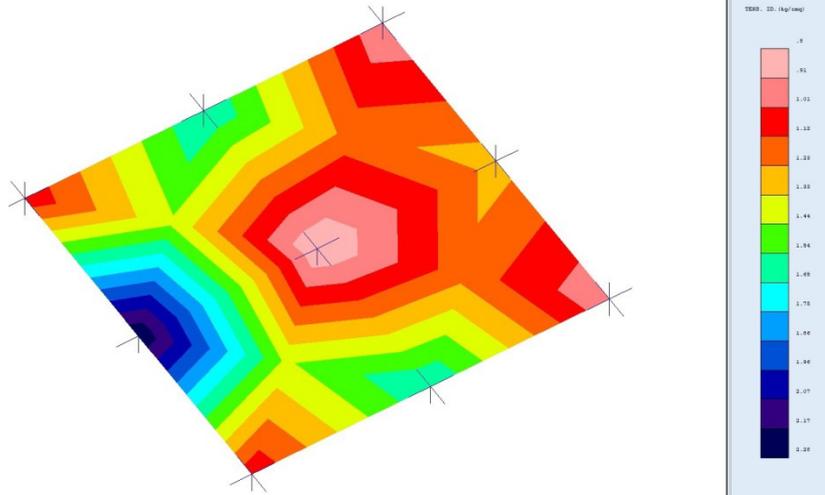


Figura 11: Tensioni agenti_fondazione castelletto risalita cavi MT

FS= 3,62

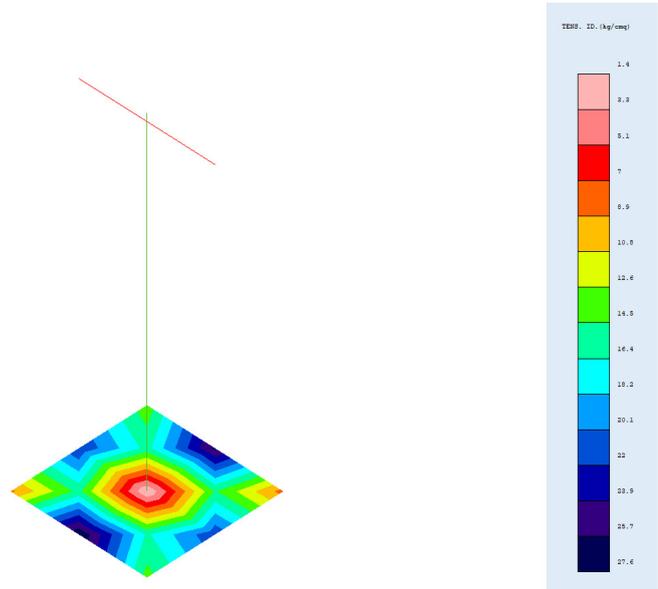


Figura 12: Tensioni agenti_fondazione sostegno tripolare

FS= 5,29

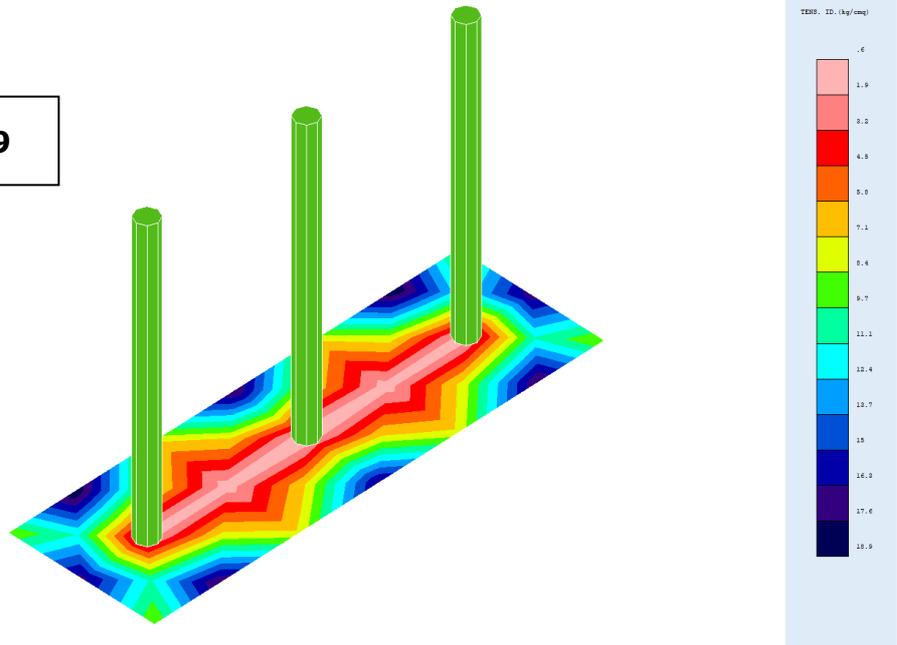


Figura 13: Tensioni agenti_fondazione scaricatore

8. VERIFICHE GEOTECNICHE

Per quanto riguarda la struttura di fondazione, il dimensionamento e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno viene eseguito nelle seguenti ipotesi:

le azioni in fondazione derivano dall'analisi del comportamento unitario dell'intera struttura di elevazione e di fondazione;

le sollecitazioni (sismiche) in fondazione sono quelle derivanti dall'applicazione dello spettro elastico ($q=1$), nell'ipotesi di comportamento strutturale non dissipativo.

8.1. VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione A1+M1+R3. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80

	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

Tabella 3: Coefficienti parziali per le sezioni o per l'effetto delle azioni [D.M. 2018]

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_s	γ_γ	1,00	1,00

Tabella 4: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [D.M. 2018]

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 5: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

8.2. CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

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

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

L = lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ, r = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

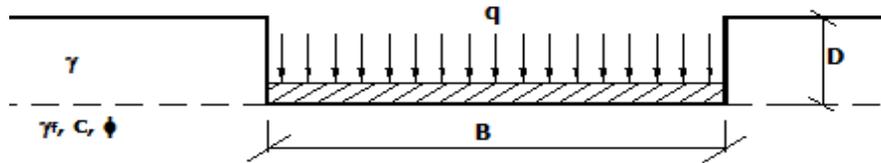
e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

dove:



Calcolo dei fattori N_{c_r} , N_{q_r} , N_{γ}

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \Phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \Phi \neq 0$)
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \Phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \Phi}$
$N_{\gamma} = 0$ se $\omega = 0$ $N_{\gamma} = -2 \cdot \sin \omega$ se $\omega \neq 0$	$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \Phi$

dove:

$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

Φ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_{c_r} , s_{q_r} , s_{γ}

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B'}{N_c \cdot L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_{\gamma} = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_{\gamma} = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_{c_r} , d_{q_r} , d_{γ}

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg \left(\frac{D}{B'} \right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0,4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_{\gamma} = 1$	$d_{\gamma} = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_{c_r} , i_{q_r} , i_{γ}

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2\theta + m_B \cdot \sin^2\theta$$

se la forza H forma un angolo θ con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

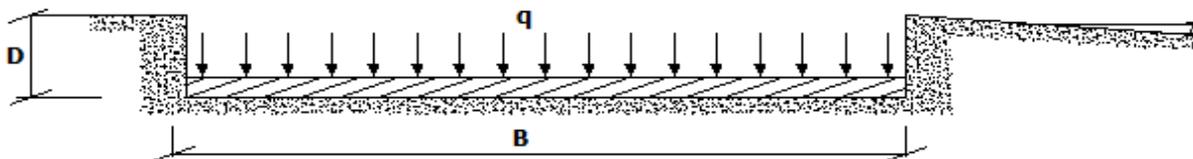
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$	$b_\gamma = b_q / \cos \omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \quad \omega < 45^\circ$$



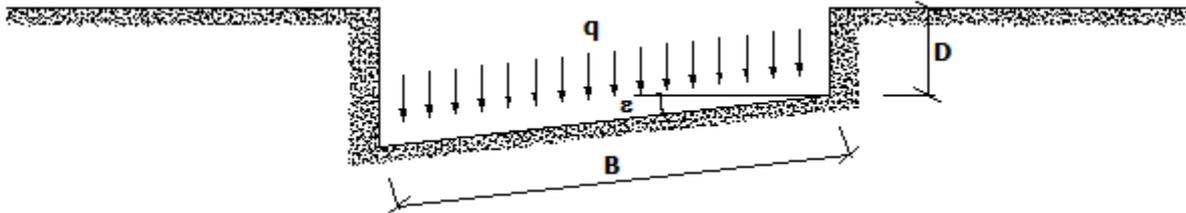
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45^\circ$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $\Psi_c, \Psi_q, \Psi_\gamma$

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

= modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento $\Psi_c, \Psi_q, \Psi_\gamma$ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\Psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left(0,6 \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \tan \phi + \frac{3,07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "B·N_γ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_γ :

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r. al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2,5	3	3,5	4	5	10	20	100
r_γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine "B·N." è predominante.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito ϕ sia nullo ($\phi = 0$).

Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot Z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot Z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot Z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

Z_c, Z_q, Z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

I valori di β_s sono riportati nella seguente tabella:

8.2.1.1.1. CAT.SOTTOSUOLO		
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
--	--

$$c_\gamma = 1$$

$$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan\phi}\right)^{0.45} \text{ se } \frac{K_{hk}}{\tan\phi} < 1, \text{ altrimenti } c_\gamma = 0$$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_γ

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} .

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)	
$z_c = z_q = z_\gamma = 1$	$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	se $z_c > 0$ altrimenti $z_c = 0$
	$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan\phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{K_{hi}}{\tan\phi} < 1$ altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$	

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_s \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per $T = 0$ ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

8.3. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Di seguito si riportano le tabelle riepilogative relative alle verifiche dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno per le varie strutture analizzate ed i diagrammi tensionali agenti al suolo.

Si precisa che il valore relativo alla colonna $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d , ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Si precisa che, nelle sottostanti tabella la coppia Q_{Ed} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

Id_{Fnd}	CS	L_x	L_y	R_{tz}	Z_{p,cmp}	Z_{fid}	Cmp T	N_q	N_c	N_γ	Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]					[kPa]	[kPa]	
Trasformatore	3,63	6,00	8,00	0.00	-1,70	-	NON Coesivo	11,85	22,25	12,54	79,43	288,10	NO

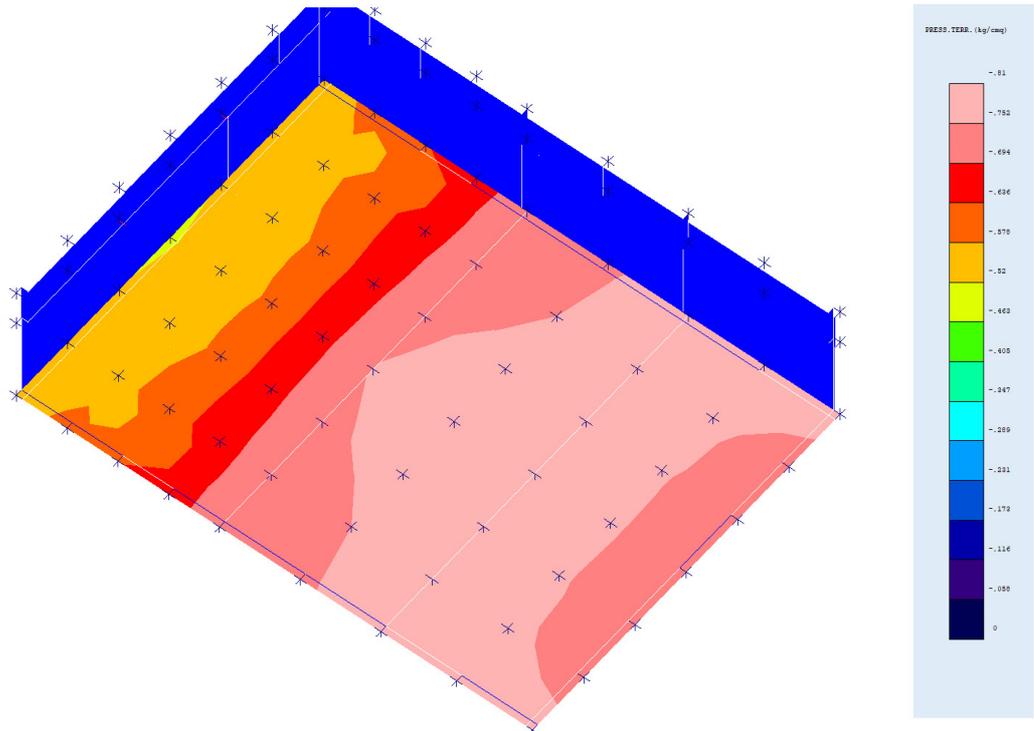
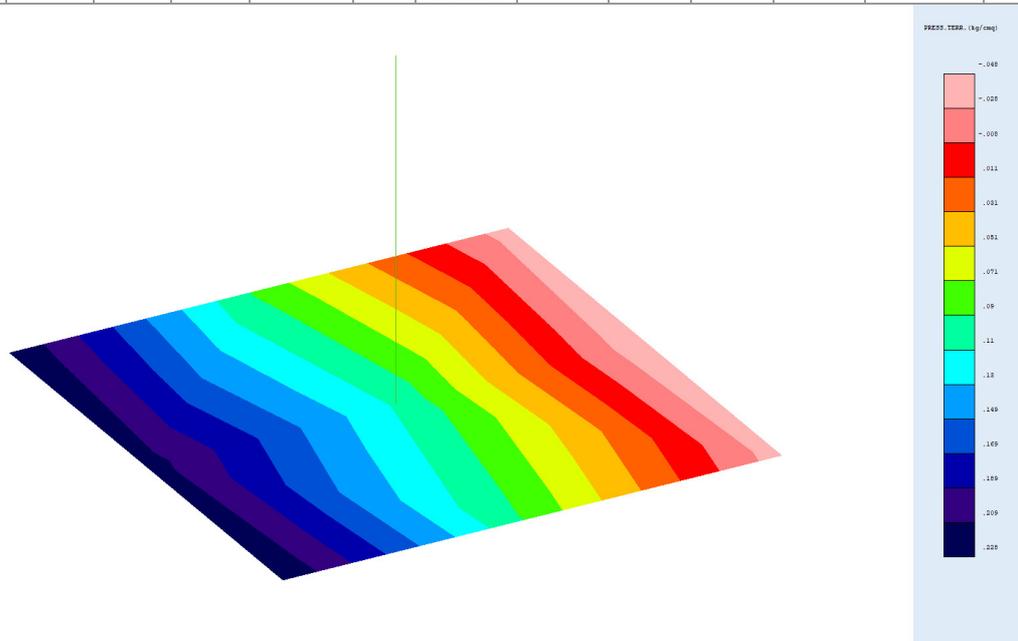


Figura 14: Pressioni sul terreno_fondazione trasformatore

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{P.cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	N _q	N _c	N _y	Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]					[kPa]	[kPa]	
Neutro	11,62	1,30	1,30	0.00	-0,80	-	NON Coesivo	11,85	22,25	12,54	22,36	259,88	NO



Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{P.cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	N _q	N _c	N _y	Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]					[kPa]	[kPa]	
Castelletto risalita cavi MT	14,86	1,60	1,60	0.00	-1,10	-	NON Coesivo	11,85	22,25	12,54	23,08	343,3	NO

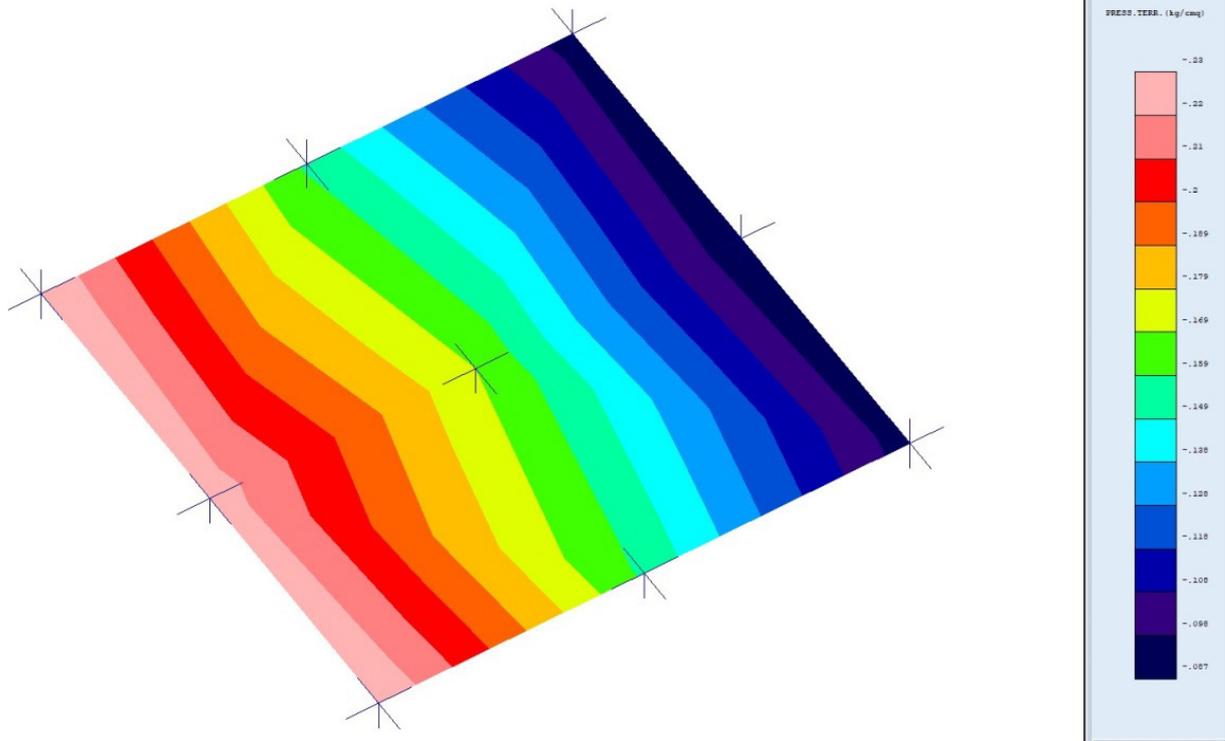


Figura 15: P resioni sul terreno_fondazione neutro

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{P.cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	N _q	N _c	N _γ	Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]					[kPa]	[kPa]	
Sostegno tripolare	1,22	1,60	1,60	0.00	-1,10	-	NON Coesivo	11,85	22,25	12,54	290.32	353,10	NO

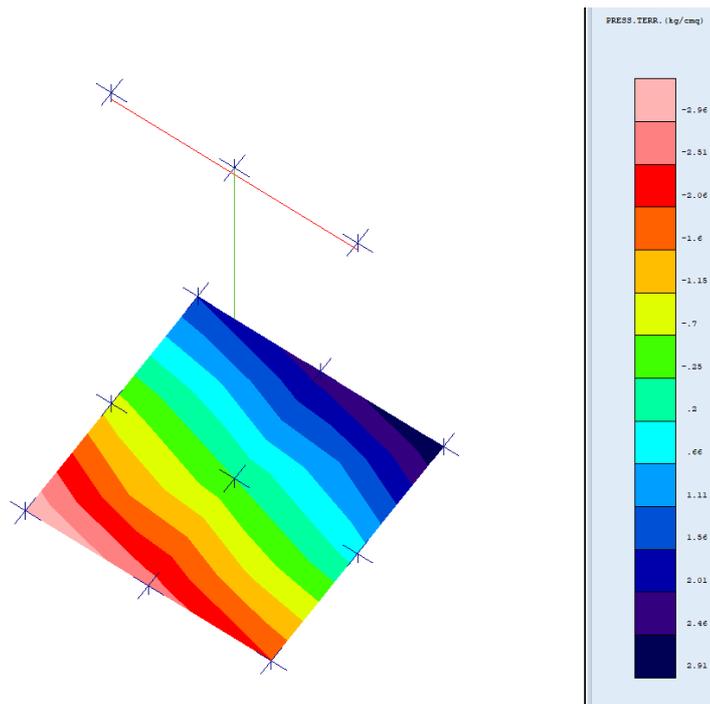


Figura 16: Pressioni sul terreno_fondazione sostegno tripolare

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{P.cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	N _q	N _c	N _γ	Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
-------------------	----	----------------	----------------	-----------------	--------------------	------------------	-------	----------------	----------------	----------------	-----------------	-----------------	----------------

		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]					[kPa]	[kPa]	
Sostegno scaricatore	2,78	2,00	6,20	0.00	-0,30	-	NON Coesivo	11,85	22,25	12,54	72,56	201,60	NO

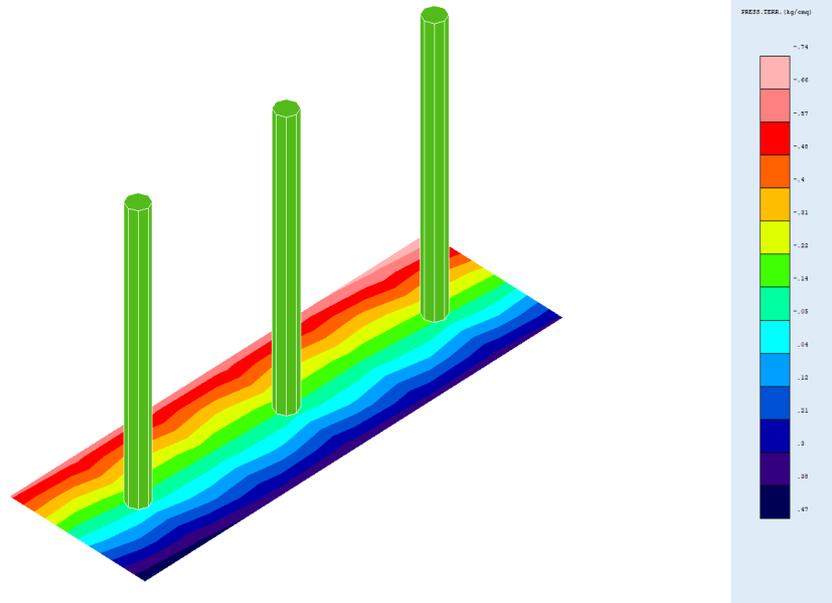


Figura 17: Pressioni sul terreno_fondazione scaricatore

LEGENDA:

I_{dFnd} Descrizione dell'oggetto soggetto a verifica.

CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non significativo se CS ≥ 100; [VNR] = Verifica non richiesta).

L_{X/Y} Dimensione della fondazione.

R_{tz} Angolo di inclinazione piano di posa.

Z_{p.cmp} Profondità del piano di posa.

Z_{Fid} Profondità della falda dal piano campagna.

Cmp T Classificazione della tipologia del terreno (coesivo/non coesivo).

C. Terzaghi Coefficiente di correzione per la formula di Terzaghi.

Q_{Ed} Carico di progetto.

Q_{Rd} Resistenza di progetto.

R_f [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.