

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO

Lotto 1: Fiumefreddo (i) – Taormina (i) / Letojanni

IMPIANTI SSE

SSE SANT'ALESSIO – FONDAZIONE PER TORRE FARO ALTEZZA 18m - RELAZIONE DI CALCOLO

SCALA:

-

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

RS2S 02 D 78 CL SE0300 008 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Massari	01/2018	Fanelli	01/2018	Carlesimo	01/2018	D. Tiberti 01/2018

RS0F02D78CLSE0300008A FONDAZIONE TORRE FARO.doc

n. Elab.: 2889

ITALEFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione di Taormina
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Paolo Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10279

INDICE

1.-.. PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO	4
2.-.. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	4
3.-.. DESCRIZIONE DEI MATERIALI	6
3.1.-.. STRUTTURE METALLICHE: STRUTTURA IN ELEVAZIONE	6
3.2.-.. OPERE IN C.A.: STRUTTURA FONDALE.....	6
4.-.. IL TERRENO DI FONDAZIONE	8
5.-.. MODELLO DI CALCOLO.....	8
6.-.. ANALISI DEI CARICHI.....	11
6.1.-.. PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI - G1	11
6.2.-.. SOVRACCARICHI PERMANENTI VERTICALI – G2	11
6.3.-.. SOVRACCARICHI VARIABILI	11
6.3.1.-.. Azione della neve – Q2.....	11
6.3.2.-.. Azione del vento (Q_3, Q_4).....	12
6.3.2.1. <i>Pressione cinetica di riferimento</i>	12
6.3.2.2. <i>Coefficiente di esposizione</i>	13
6.3.2.3. <i>Coefficiente di forma</i>	14
6.3.2.4. <i>Coefficiente dinamico</i>	14
AZIONE SISMICA.....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
6.3.3.-.. Zonazione sismica.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.3.4.-.. Vita Nominale	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.3.5.-.. Classe d'uso	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.3.6.-.. Periodo di riferimento per l'azione sismica	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.3.7.-.. Azioni di progetto.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.3.8.-.. Amplificazione stratigrafica	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.3.9.-.. Condizioni topografiche	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.3.10.-.. Classe di duttilità.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.3.11.-.. Regolarità	Errore. Il segnalibro non è definito.

- 6.3.12.-.. Tipologia strutturale e fattore di struttura..... **Errore. Il segnalibro non è definito.**
 6.3.12.1. *Tipologia strutturale* **Errore. Il segnalibro non è definito.**
 6.3.12.2. *Fattore di struttura* **Errore. Il segnalibro non è definito.**
 6.3.13.-.. Spettri di risposta..... **Errore. Il segnalibro non è definito.**

7.-.. COMBINAZIONI DEI CARICHI SECONDO IL D.M. 14/01/2008.....	19
7.1.-.. APPROCCIO AGLI STATI LIMITE.....	21
7.1.1.-.. Condizioni di carico.....	22
7.1.2.-.. Combinazioni di carico di progetto	22
8.-.. REAZIONI ALLA BASE	24
9.-.. VERIFICHE.....	26
9.1.-.. VERIFICA AL RIBALTAMENTO	26
9.2.-.. VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO.....	28
9.3.-.. VERIFICHE AL CARICO LIMITE.....	29
9.4.-.. RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI PLINTO	32
9.4.1.-.. Sezione orizzontale	33
9.4.2.-.. Sezione verticale	34
9.4.3.-.. Verifica a taglio	36
10.-.. VERIFICA TIRAFONDI.....	39
10.1.-.. VERIFICHE A TAGLIO DEI TIRAFONDI	40
10.2.-.. VERIFICHE A TRAZIONE DEI TIRAFONDI	40
10.3.-.. VERIFICHE A TAGLIO E A TRAZIONE DEI TIRAFONDI	40
10.4.-.. CALCOLO LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEI TIRAFONDI	40
11.-.. CONCLUSIONI.....	41

1.-.PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione di calcolo riguarda il Progetto Definitivo della nuova Sottostazione Elettrica di conversione (SSE) di Sant'Alessio Siculo (MS), nell'ambito del più ampio progetto di raddoppio della nuova linea Giampilieri - Fiumefreddo.

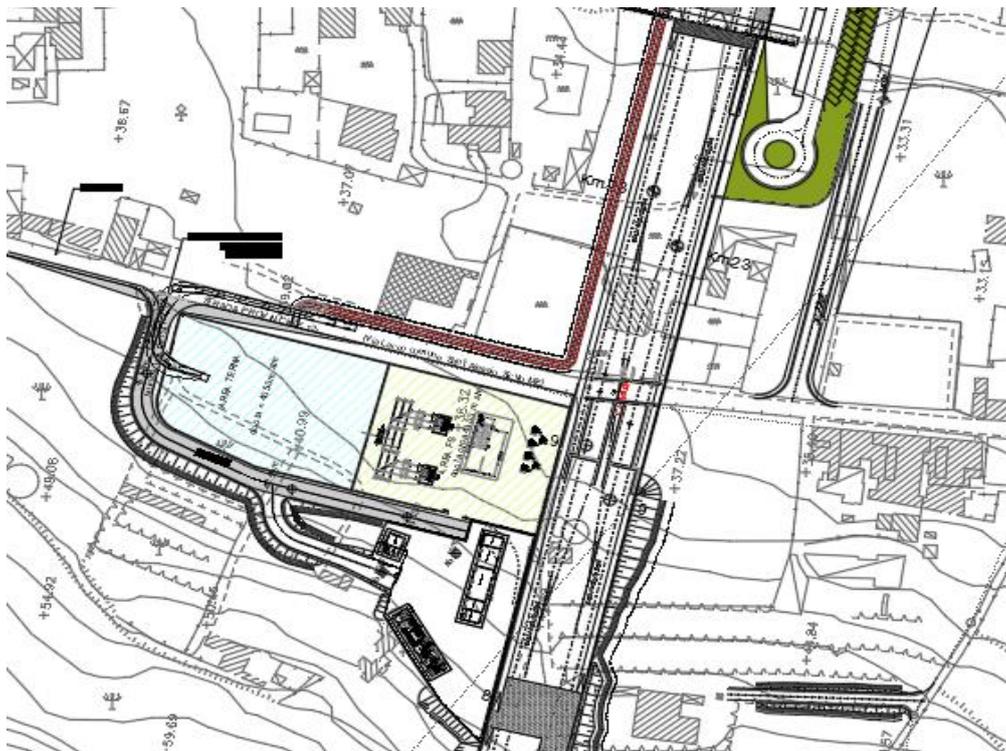


Figura 1- Stralcio planimetria SSE Sant'Alessio Siculo (MS)

In particolare, viene di seguito trattata la verifica della **struttura di fondazione** della torre faro a servizio del piazzale di SSE, come mostrato in Fig.1.

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono state condotte attraverso un foglio di calcolo realizzato ad hoc, nelle ipotesi di materiale elastico, omogeneo e isotropo a trazione e a compressione, nel rispetto delle seguenti normative vigenti:

- **D.M. del 14.01.2008:**
"Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni";
- **C.M. del 02.02.2009:**
"Istruzioni per l'esecuzione delle Nuove Norme per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008";
- **Norma UNI ENV 1993-1-1 (Eurocodice 3)**
"Progettazione delle strutture di acciaio";
- **Norma UNI ENV 1992-1-1 (Eurocodice 2)**
"Progettazione delle strutture di calcestruzzo".

2.-.DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

La struttura in oggetto è costituita da un palo in acciaio tronco-conico (diametro in testa pari a 105mm ed al piede pari a 397mm) realizzato con elementi, anch'essi tronco-conici, a sezione dodecagonale di spessore 4mm in lamiera pressopiegata saldata longitudinalmente, per una estensione totale di 18.00m; gli steli devono essere montati in opera mediante innesto forzato.

Sulla sommità della struttura è fissata la testa di sollevamento della corona mobile. Quest'ultima è una struttura di forma circolare composta con elementi saldati. La corona mobile, in posizione di esercizio, è agganciata alla testa di sollevamento mediante staffe elastiche.

Le lavorazioni standard della base della torre comprendono: n°1 portello di ispezione, n°2 attacchi per l'impianto di messa a terra, n°2 asole di entrata cavi e, a richiesta, sistema frenante di sicurezza anticaduta.

Il palo, attraverso un sistema di piastra e tirafondi, è incastrato ad una fondazione realizzata tramite un blocco unico di calcestruzzo armato di forma parallelepipedica, le cui dimensioni sono state assunte pari a L x B x H pari a 3,00 x 3,00 x 1,20 m.

Le caratteristiche meccaniche e i materiali costituenti la torre faro sono indicati di seguito:

- STELI

Realizzati in lamiera di acciaio S 355 JR (UNI EN 10025) pressopiegati e saldati con procedimento di saldatura certificato IIS.

- CORONA MOBILE

Profilati di acciaio composti e/o sagomati a freddo qualità S 235 JR.

- FUSI

n° 3 in acciaio inox AISI 304.

- CUPOLA DI COPERTURA

In lamiera di acciaio S 235 JR o in VTR rinforzato con inserti metallici.

- TRATTAMENTI

Zincatura a caldo secondo UNI EN ISO 1461 di tutti gli elementi componenti.

- IMPIANTO ELETTRICO

Torre idonea per alloggiare n°1, 2 o 3 cavi per l'alimentazione elettrica dei proiettori installati: ogni cavo è multipolare a 5 fasi (3F+N+T) di sezione adeguata alla potenza elettrica complessiva, prese e spine interbloccate IMQ. Cassetta di derivazione e accessori IP55.

3.-..DESCRIZIONE DEI MATERIALI

I materiali che costituiscono l'opera nel suo complesso sono:

- Acciaio zincato e verniciato, per le mensole d'attacco della corona;
- Acciaio S355 JR, per quanto riguarda il palo;
- Alluminio per l'anello alloggia proiettori;
- Calcestruzzo armato per il plinto di fondazione;

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche di ciascun materiale:

3.1.-..STRUTTURE METALLICHE: STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Riferimento normativo UNI EN 10025-2.

Profilati laminati a caldo:	UNI EN 10025 S 355 JR:
Tensione di snervamento	$f_{yk} = 3550$ [daN /cm ²]
Tensione di rottura	$f_{tk} = 5100$ [daN /cm ²]
Modulo di elasticità	$E = 210000$ N/mm ²
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Coeff. espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$ per °C ⁻¹
Densità	$\rho = 7850$ kg/m ³
Coefficiente sicurezza	$\gamma_{M0} = 1,05$ (Resistenza Sezioni)
Coefficiente sicurezza	$\gamma_{M0} = 1,05$ (Resistenza all'instabilità)
Coefficiente sicurezza	$\gamma_{M2} = 1,25$ (Resistenza sezioni forate)

3.2.-..OPERE IN C.A.: STRUTTURA FONDALE

Riferimento normativo UNI EN 206-1 (Specificazione, prestazione, produzione e conformità) e UNI 11104 (Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1).

Classe di resistenza:	C25/30 (Rck300)
Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza slump:	S4
Contenuto minimo di cemento:	320 Kg/mc
Rapporto A/C:	≤ 0.55
Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620

Massima dimensione aggregato:	25 mm
Acqua :	Conforme a UNI EN 1008
Cemento :	CEM II/A-LL 42.5 R (Conforme alla UNI-EN 197/1)
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 3.08 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%):	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%):	$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm} = 3.33 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità longitudinale	$E_{cm} = 22.000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.1$
Coeff. espansione termica lineare	$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_C = 1,50$
Resistenza di calcolo a compressione SLU	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 14.17 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 0.84 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza SLE	$\gamma_C = 1,00$
combinazione rara	$\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} = 15.00 \text{ N/mm}^2$
combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} = 11.25 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per calcestruzzo armato tipo B 450 C secondo DM 14.01.2008 avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
Rapporto	$1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%)
Rapporto	$(f_y/f_{y, nom})_k < 1,25$ (frattile 10%)
Allungamento	$(A_{gt})_k > 7,5\%$ (frattile 10%)
Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_S = 1,15$
Resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo SLE	$\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$
Tirafondi	Classe 6.8
Dadi per tirafondi	Classe 6

4.-.IL TERRENO DI FONDAZIONE

Con riferimento al documento:

- **RS2S02D78RBFA2200001**: SSE SANT'ALESSIO - RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE PER LA SSE,

i calcoli di cui alla presente Relazione Tecnica sono stati condotti considerando le seguenti caratteristiche geotecniche:

- STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

STRATO 1 (da quota -1,00 m) – **Terreni b2**: Ghiaie poligeniche ed eterometriche, da angolose a sub-angolose, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e marrone-brunastro, generalmente abbondante; localmente si rinvencono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con abbondanti ghiaie poligeniche ed eterometriche, da angolose a sub-angolose. Depositi di versante e di alterazione del substrato. Olocene. oltre a Depositi alluvionali recenti: (bb) Ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi sono presenti blocchi poligenici da sub-angolosi a sub-arrotondati, di dimensioni da decimetriche a metriche; localmente si rinvencono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con abbondanti ghiaie poligeniche ed eterometriche, da angolose ad arrotondate. Depositi di canale fluviale, argine e conoide alluvionale. Olocene

Non si prevede la presenza di falda a quota interessante le opere in progetto.

- PARAMETRI GEOTECNICI

Con riferimento a quanto previsto per la progettazione delle opere ai sopra elencati terreni possono attribuirsi i seguenti valori dei principali parametri geotecnici:

Terreni di Depositi alluvionali in detriti colluviali b2 e depositi alluvionali bb (da circa - 1,00):

Peso di volume: 19-21 kN/mc;

Angolo di attrito interno: 35-37°;

Coesione: 0 kPa;

E': 30-35 MPa

- PARAMETRI SISMICI

Lo studio dell'azione sismica locale per il sito in questione è stato eseguito sia sulla base di dati progettuali specifici delle strutture in oggetto sia attraverso l'analisi geofisica sul suolo di riferimento.

Tale analisi ha permesso di definire alcuni importanti parametri necessari per caratterizzare l'azione sismica per l'area in studio.

Coordinate sito	Latitudine: 37,9308
	Longitudine: 15.3389
Vita nominale della struttura	75 anni
Classe d'uso	III
Coefficiente C_u	1,5
Periodo di riferimento per l'azione sismica – $V_R = V_N * C_u$	113 anni
Categoria suolo di fondazione	B
Categoria topografica	T1 (pianeggianti e subpianeggianti)

L'analisi dei dati caratteristici elencati in precedenza ha permesso il calcolo dell'accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento a_g , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 e del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* .

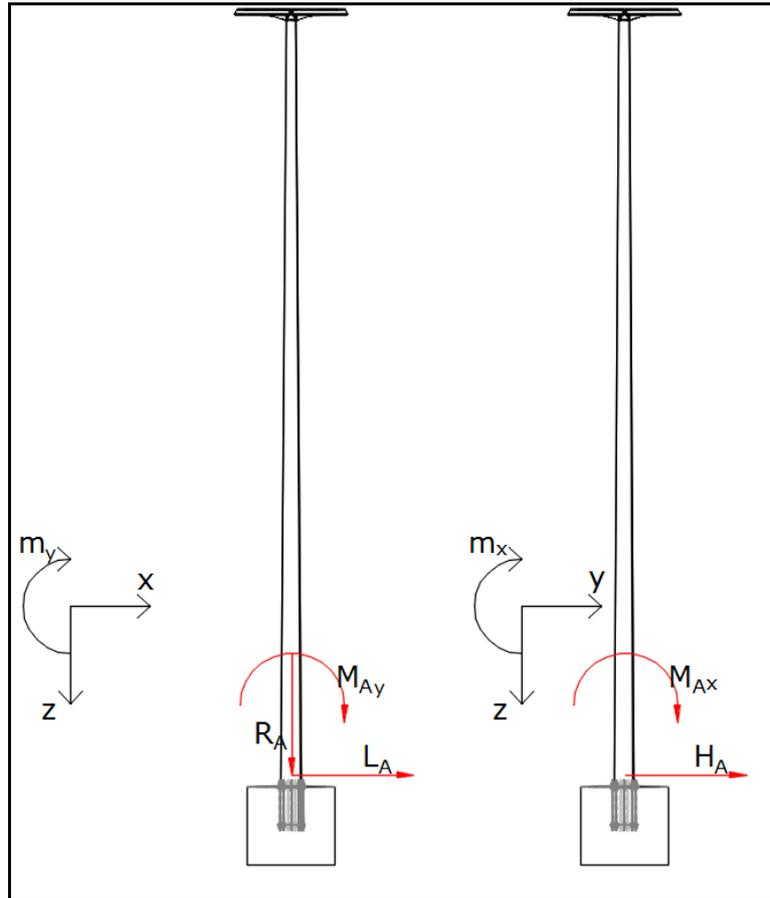
STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0,096	2,379	0,294
SLD	113	0,123	2,368	0,309
SLV	1068	0,329	2,471	0,371
SLC	2193	0,434	2,483	0,403

Di seguito si riportano i valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s , del coefficiente C_c funzione della Categoria di sottosuolo e del coefficiente di amplificazione topografica S_T , associati allo Stato Limite di salvaguardia della Vita:

STATO LIMITE	S_s [-]	C_c [-]	S_T [-]
SLV	1,075	1,341	1,000

5.-.MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni alla base della torre faro, si è fatto ricorso allo schema di mensola incastrata, di altezza 18 m:



Le reazioni alla base vengono articolate come segue:

- R_A : reazione nella direzione parallela alla generatrice del palo (asse z);
- L_A : reazione nella direzione x (asse x);
- H_A : reazione nella direzione y (asse y);
- M_{Ay} : momento reagente intorno all'asse y (piano xz);
- M_{Ax} : momento reagente intorno all'asse x (piano yz).

6.-..ANALISI DEI CARICHI

Come carichi agenti sulla struttura si considerano:

6.1.-..PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI - G1

Il peso strutturale del palo e degli sbracci si assume, conformemente alle normative in vigore, pari a:

- membrature in acciaio 7850 daN/m³

In funzione della geometria, il peso delle strutture portanti della torre faro risulta:

Peso palo: 900kg → $N_c = 900 \times 0,009807 = 8,83 \text{ kN}$

6.2.-..SOVRACCARICHI PERMANENTI VERTICALI – G2

Tali carichi sono costituiti dalle forze dovute al peso della corona in testa alla torre faro:

Peso corona in alluminio + 12 corpi illuminanti: 350kg → $N_c = 350 \times 0,009807 = 3,43 \text{ kN}$

6.3.-..SOVRACCARICHI VARIABILI

Trattandosi di struttura complessivamente isostatica si è considerato trascurabile l'influenza della temperatura sulle tensioni.

Tra le azioni variabili agiscono sicuramente i carichi dovuti alla neve e all'azione orizzontale del vento.

6.3.1.-..Azione della neve – Q2

Come riportato al paragrafo 3.4 del D.M. LL.PP. 14/01/2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni", il carico provocato dalla neve sulle coperture è valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

- q_s carico neve sulla copertura;
- μ_i coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} valore caratteristico di riferimento carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E coefficiente di esposizione;
- C_t coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono suddivise per zone, ed il sito in esame, provincia di Palermo, appartiene al seguente gruppo:

Carico Neve: Zona III - Pa $a_s \approx 150$ m

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad (a_s \leq 200 \text{ m});$$

Coefficiente di esposizione: $C_E = 1$ Topografia Normale

Il coefficiente termico: $C_t = 1$

Coefficiente di forma: Per $\alpha = 11^\circ \implies \mu_1 = 0,8$ (Tab. 3.4.II - NTC08)

Da cui:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 0,8 \times 0,60 \times 1,0 \times 1,0 = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico viene applicato sulla superficie della corona circolare, sulle quattro mensole di sostegno della stessa e sui 12 proiettori; la forza risultante in testa al palo è:

$$N_{\text{snow}} = 0,60 \text{ kN}$$

6.3.2.-..Azione del vento (Q_3, Q_4)

Con riferimento al paragrafo 3.3 del D.M. LL.PP. 14/01/2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni", la pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è 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;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

6.3.2.1. Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

La velocità di riferimento v_b , come definita al §3.3.2 delle NTC2008, è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita al periodo di ritorno in anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

in cui:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Per cui essendo $a_s \approx 40 \text{ m.s.l.m.}$, si ha $v_b = 28 \text{ m/s}$, quindi:

$$q_b = 490 \text{ N/m}^2$$

6.3.2.2. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi sul sito, ci si riferisce alla formula:

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

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

dove

k_r , z_0 , z_{\min} sono funzione della categoria di esposizione del sito;
 c_t è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig.3.3.2 del D.M. 2008 in funzione della posizione geografica del sito (Fig.3.3.1 NTC2008) e della classe di rugosità del terreno (Tab.3.3.III NTC2008). Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Essendo la struttura in oggetto in classe di rugosità del terreno C, e trovandosi il sito a più di 2 km dalla costa e ad una quota non superiore ai 500 m, risulta una classe di esposizione di tipo II, a cui corrispondono i valori:

$$k_r = 0,19; \quad z_0 = 0,05\text{m}; \quad z_{\min} = 5,00\text{m}; \quad z = 18,00\text{m} \quad (\text{Tab. 3.3.II})$$

per cui:

$$c_e = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2,73$$

6.3.2.3. Coefficiente di forma

Il palo può essere considerato come un corpo cilindrico (§C3.3.10.6 della Circolare esplicativa NTC2008), al quale viene assegnato un diametro d_m (essendo il diametro variabile lungo la direzione longitudinale dell'elemento viene considerato un diametro medio tra quello di testa, 105mm, e quello al piede, 397mm) pari a circa 251mm. Indicando con q il prodotto tra q_b e c_e definiti in precedenza, si ha:

$$c_p = 0,7 \quad d \times (q)^{0,5} \geq 4,2 \quad [\text{C3.3.10.6}]$$

Per quanto riguarda invece la corona di alloggiamento dei corpi illuminanti, anch'essa è assimilabile ad un corpo cilindrico con sezione circolare di diametro 2,50m. Pertanto si ha:

$$c_p = 0,7 \quad d \times (q)^{0,5} \geq 4,2 \quad [\text{C3.3.10.6}]$$

6.3.2.4. Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

$$c_d = 1$$

In definitiva, per la pressione del vento sul palo si assume il valore:

$$p_{\text{palo}} = q_b c_e c_p c_d = 0,93 \text{ kN/m}^2$$

per la pressione del vento sulla corona si ha:

$$p_{\text{corona}} = q_b c_e c_p c_d = 0,93 \text{ kN/m}^2$$

Il vento viene considerato come un carico uniformemente distribuito sugli elementi che costituiscono la struttura, la cui forza risultante risulta:

Risultante carico vento sul palo: $Q_{3,\text{palo}} = 6,70 \text{ kN}$

Risultante carico vento sulla corona: $Q_{3c} = 0,78 \text{ kN}$

AZIONE SISMICA

Per il calcolo dell'azione sismica si fa riferimento agli spettri della NTC 2008.

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV).

6.3.3.-.Zonazione sismica

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* , relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento, sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle NTC08, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in g/10, F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a latitudine e longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

I punti di interesse per il calcolo dell'azione sismica sono stati identificati nel comune di Palermo, alla Via Tommaso Natale:

Longitudine = **15,3389**

Latitudine = **37,9308**

6.3.4.-.Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, la vita nominale risulta $V_N = 75$ anni.

6.3.5.-.Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operativa o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classe d'uso. Nel caso in oggetto, si fa riferimento alla **Classe III**.

6.3.6.-.Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a $C_U = 1,5$ per la classe d'uso III.

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1,5 = 112,50 \text{ anni}$$

6.3.7.-..Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC 08, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC 08 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC 08 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e da vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine si utilizza come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante la seguente espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Qualora la attuale pericolosità sismica sul reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 e T_C^*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \right]^{-1}$$

6.3.8.-..Amplificazione stratigrafica

Dalle analisi condotte sul sito in esame e riportate nell'elaborato

- **RS2S02D78RBFA2200001**: SSE Sant'Alessio - RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE PER LA SSE, risulta

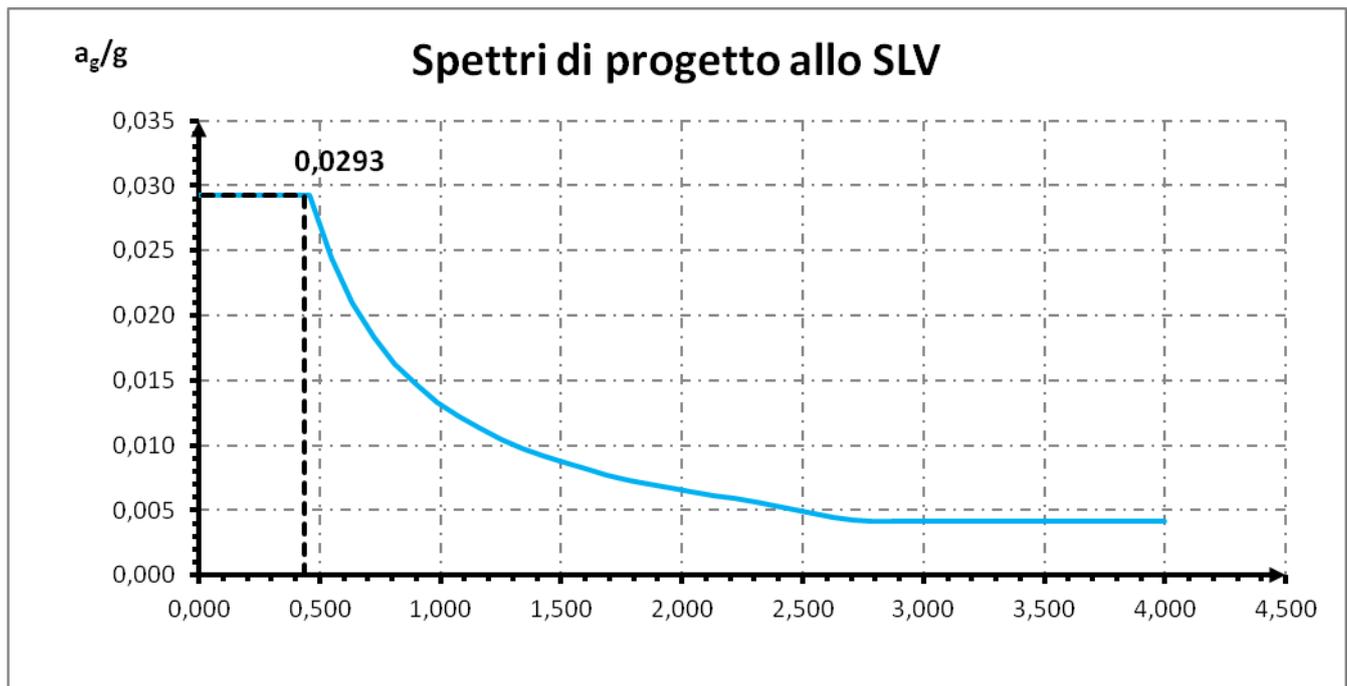
Categoria di sottosuolo:

B

$$q = q_0 \times K_R = 1,5$$

6.3.13.-..Spettri di risposta

Di seguito si riporta lo spettro di risposta per il sito in esame, con evidenza dell'accelerazione spettrale di riferimento:



Considerando che il periodo proprio calcolato in maniera approssimata ($T_1 = C_1 \times H^{(3/4)} = 0,371s$) come suggerito dalle NTC08 risulta essere compreso tra T_B e T_C , pertanto l'accelerazione spettrale di riferimento viene assunta pari a $a_g/g = 0,0329$, che è quella in corrispondenza del plateau.

Le azioni sismiche sono di conseguenza calcolate quali azioni statiche equivalenti, ipotizzate concentrate in testa al palo della torre faro, considerata alla stessa stregua di un oscillatore semplice, secondo la seconda legge della dinamica:

$$F = m \times a$$

7.-..COMBINAZIONI DEI CARICHI SECONDO IL D.M. 14/01/2008

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 NTC 08):

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili (verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 NTC 08):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} Q_{K2} + \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per ciascun elemento strutturale.

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

In presenza di Azioni Sismiche la predetta normativa, per le combinazioni di carico, prevede la seguente espressione (§ 3.2.4 NTC 08):

$$G_2 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [3.2.17 \text{ NTC } 08]$$

dove:

E Azione sismica per lo stato limite preso in esame

G_1 e G_2 Carichi permanenti al loro valore caratteristico

P Valore caratteristico della precompressione.

Q_{kj} azioni variabili al loro valore caratteristico.

adottando ψ_{2j} indicati nella seguente tabella:

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

Per cui per l'azione del vento e della neve si pone $\psi_{2j} = 0$

Inoltre sempre secondo le prescrizioni di cui al Paragrafo 7.2.1, bisogna considerare solo le due componenti orizzontali dell'azione, da considerare tra di loro indipendenti. (Sisma agente in senso longitudinale, sisma agente in senso trasversale).

Poiché l'analisi viene eseguita in campo lineare, la risposta può essere calcolata separatamente, per ciascuna delle due componenti, e gli effetti possono essere combinati quindi successivamente secondo la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione degli indici, essendo E_i l'azione diretta secondo la direzione i .

Nel caso in esame si pone quindi $E_z=0$.

7.1.-...APPROCCIO AGLI STATI LIMITE

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'Approccio1; in particolare con detto approccio si impiegano due combinazioni dei gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1/A2), per la resistenza dei materiali (M1/M2) e, per la resistenza globale del sistema (R1/R2).

Di seguito si riportano i coefficienti parziali da adottare, secondo le NTC 08.

Tab. 2.6.I NTC 08 - Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

CARICHI	EFFETTO	Coeff. parziale γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II (NTC 08) - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

		Coeff. Parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tang. angolo resistenza al 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

Tab. 6.4.I (NTC 08) – Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali

Verifica	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	1,00	1,10	1,10

Per le verifiche al ribaltamento, non contemplando il DM2008 tale tipologia di verifica per le fondazioni superficiali, esse vengono condotte considerando la combinazione dei carichi (EQU), in analogia alle opere di sostegno, assumendo come coefficiente moltiplicativo dei materiali (M2) quelli di cui alla Tab. 6.2.II, mentre per le resistenze non vengono considerati coefficienti riduttivi.

7.1.1.-.Condizioni di carico

Nel caso specifico la struttura è stata risolta per le condizioni di carico elementari di seguito definite:

G_1	Peso proprio strutturale
G_2	Peso proprio non strutturale
Q_2	Carico accidentale da neve
Q_3	Carico accidentale vento longitudinale alle mensole
Q_4	Carico accidentale vento trasversale alle mensole
Sisma X	Forza sismica diretta longitudinalmente alle mensole
Sisma Y	Forza sismica diretta trasversalmente alle mensole

7.1.2.-.Combinazioni di carico di progetto

Di seguito si riportano le combinazioni dei carichi elaborate al fine di determinare le condizioni più sfavorevoli.

combinazione	G1	G2	Q2_neve	Q3_vento x	Q4_vento y
A1 - SLU1	1,3	1,5	0	0	0
A1 - SLU2	1,3	1,5	1,5	0,9	0
A1 - SLU3	1,3	1,5	1,5	0	0,9
A1 - SLU4	1,3	1,5	0,75	1,5	0
A1 - SLU5	1,3	1,5	0,75	0	1,5
A1 - SLU6	1,3	1,5	0	1,06	1,06

combinazione	G1	G2	Q2_neve	Q3_vento x	Q4_vento y
A2 - SLU1	1	1,3	0	0	0
A2 - SLU2	1	1,3	1,3	0,78	0
A2 - SLU3	1	1,3	1,3	0	0,78
A2 - SLU4	1	1,3	0,65	1,3	0
A2 - SLU5	1	1,3	0,65	0	1,3
A2 - SLU6	1	1,3	0	0,92	0,92

combinazione	G1	G2	Ex	Ey
SLV1	1	1	1	0,3
SLV2	1	1	1	-0,3
SLV3	1	1	-1	0,3
SLV4	1	1	-1	-0,3
SLV5	1	1	0,3	1
SLV6	1	1	-0,3	1
SLV7	1	1	0,3	-1
SLV8	1	1	-0,3	-1

combinazione	G1	G2	Q2_neve	Q3_vento x	Q4_vento y
EQ1	0,9	0	0	0	0
EQ2	0,9	0	1,5	0,9	0
EQ3	0,9	0	1,5	0	0,9
EQ4	0,9	0	0,75	1,5	0
EQ5	0,9	0	0,75	0	1,5
EQ6	0,9	0	0	0	1,06

8.-.REAZIONI ALLA BASE

Considerando lo schema di calcolo di mensola incastrata alla base caricata con le azioni descritte ai paragrafi precedenti, le azioni sulla fondazione sono state desunte attraverso un foglio di calcolo realizzato ad hoc per la struttura in esame. In definitiva si ha:

COMBINAZIONI SLU - A1	R_A	L_A	H_A	M_{Ay}	M_{Ax}
	daN	daN	daN	daNm	daNm
A1-SLU1	1662,29	0,00	0,00	168,19	168,19
A1-SLU2	1752,71	650,52	0,00	6652,92	168,19
A1-SLU3	1752,71	0,00	650,52	168,19	6652,92
A1-SLU4	1707,50	1084,20	0,00	10976,07	168,19
A1-SLU5	1707,50	0,00	1084,20	168,19	10976,07
A1-SLU6	1662,29	709,97	709,97	6794,09	6794,09

COMBINAZIONI SLV	R_A	L_A	H_A	M_{Ay}	M_{Ax}
	daN	daN	daN	daNm	daNm
SLV1	1225,88	35,90	10,77	761,52	309,12
SLV2	1225,88	35,90	-10,77	761,52	-78,65
SLV3	1225,88	-35,90	10,77	-531,05	309,12
SLV4	1225,88	-35,90	-10,77	-531,05	-78,65
SLV5	1225,88	10,77	35,90	309,12	761,52
SLV6	1225,88	-10,77	35,90	-78,65	761,52
SLV7	1225,88	10,77	-35,90	309,12	-531,05
SLV8	1225,88	-10,77	-35,90	-78,65	-531,05

COMBINAZIONI SLU - A2	R_A	L_A	H_A	M_{Ay}	M_{Ax}
	daN	daN	daN	daNm	daNm
A2 - SLU1	1328,85	0,00	0,00	142,81	142,81
A2 - SLU2	1407,21	563,79	0,00	5762,91	142,81
A2 - SLU3	1407,21	0,00	563,79	142,81	5762,91
A2 - SLU4	1368,03	939,64	0,00	9509,64	142,81
A2 - SLU5	1368,03	0,00	939,64	142,81	9509,64
A2 - SLU6	1328,85	615,69	615,69	5888,84	5888,84

COMBINAZIONI EQU	R_A	L_A	H_A	M_{Ay}	M_{Ax}
	daN	daN	daN	daNm	daNm
EQU1	794,37	0,00	0,00	20,96	20,96
EQU2	884,79	650,52	0,00	6505,69	20,96

EQU3	884,79	0,00	650,52	20,96	6505,69
EQU4	839,58	1084,20	0,00	10828,84	20,96
EQU5	839,58	0,00	1084,20	20,96	10828,84
EQU6	794,37	0,00	709,97	20,96	6646,86

9.-..VERIFICHE

In conformità al D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008: “Norme Tecniche per le Costruzioni” si sono adottati i seguenti criteri per le verifiche ed il controllo della sicurezza geotecnica:

9.1.-..VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Al fine di tenere in debito conto del terreno di contorno, è stata ipotizzata la formazione di un meccanismo di rottura dell'insieme blocco – terreno, che fa insorgere una spinta attiva aggiuntiva e ribaltante di entità:

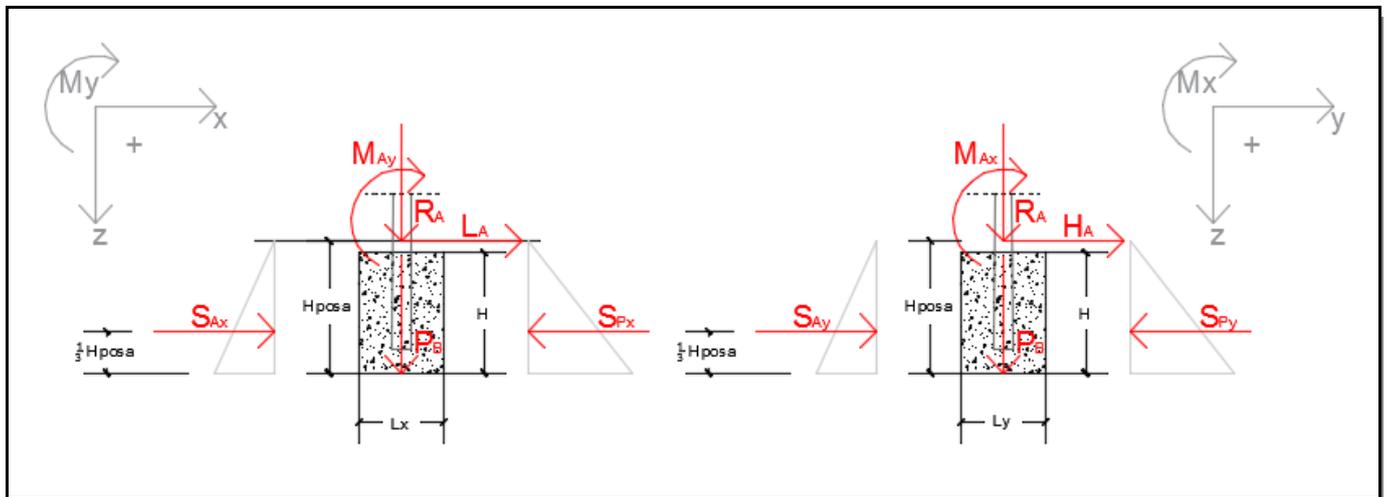
$$S_{ax} = K_a * \gamma * (H_{POSA}^2 / 2 * L_y)$$

$$S_{ay} = K_a * \gamma * (H_{POSA}^2 / 2 * L_x)$$

Tali spinte attive, fanno insorgere delle corrispondenti spinte passive, dal lato opposto del blocco, che a vantaggio di statica non vengono prese in considerazione nella verifica a ribaltamento. Queste contribuiscono a stabilizzare il blocco di fondazione e sono pari a:

$$S_{px} = K_p * \gamma * (H_{POSA}^2 / 2 * L_y)$$

$$S_{py} = K_p * \gamma * (H_{POSA}^2 / 2 * L_x)$$



Di seguito si riportano le verifiche al ribaltamento del blocco di fondazione nella sola direzione x, essendo la struttura simmetrica in tutte le direzioni.

Verifica al ribaltamento in direzione x:

	$(M'_x) + F'_x * (H)$	$S_{ax} (M1)$	$S_{ax} (M2)$	$M_{RIB X} (M1)$	$M_{RIB X} (M2)$
	daN*m	daN	daN	daN*m	daN*m
EQU1	20,962	2541,416	2366,555	1799,954	1456,673
EQU2	7416,419	2541,416	2366,555	9195,410	8852,129
EQU3	20,962	2541,416	2366,555	1799,954	1456,673
EQU4	12346,723	2541,416	2366,555	14125,715	13782,433
EQU5	20,962	2541,416	2366,555	1799,954	1456,673
EQU6	20,962	2541,416	2366,555	1799,954	1456,673
SLV1	811,783	4808,353	4493,152	3055,681	2908,587
SLV2	811,783	4808,353	4493,152	3055,681	2908,587
SLV3	-581,318	-4808,353	-4493,152	-2825,216	-2678,123
SLV4	-581,318	-4808,353	-4493,152	-2825,216	-2678,123
SLV5	324,197	4808,353	4493,152	2568,095	2421,002
SLV6	-93,733	-4808,353	-4493,152	-2337,631	-2190,537
SLV7	324,197	4808,353	4493,152	2568,095	2421,002
SLV8	-93,733	-4808,353	-4493,152	-2337,631	-2190,537

F'_z	$S_{px} (M1)$	$S_{px} (M2)$	$M_{STAB X} (M1)$	$M_{STAB X} (M2)$	$\mu_{RIB X} (M1)$	$\mu_{RIB X} (M2)$
daN	daN	daN	daN*m	daN*m	-	-
28365,633	0,000	0,000	-42548,450	-42548,450	23,64	29,21
28275,214	0,000	0,000	-42412,820	-42412,820	4,61	4,79
28275,214	0,000	0,000	-42412,820	-42412,820	23,56	29,12
28320,423	0,000	0,000	-42480,635	-42480,635	3,01	3,08
28320,423	0,000	0,000	-42480,635	-42480,635	23,60	29,16
28365,633	0,000	0,000	-42548,450	-42548,450	23,64	29,21
27934,125	0,000	0,000	-41901,188	-41901,188	13,71	14,41
27934,125	0,000	0,000	-41901,188	-41901,188	13,71	14,41
27934,125	0,000	0,000	41901,188	41901,188	14,83	15,65
27934,125	0,000	0,000	41901,188	41901,188	14,83	15,65
27934,125	0,000	0,000	-41901,188	-41901,188	16,32	17,31
27934,125	0,000	0,000	41901,188	41901,188	17,92	19,13
27934,125	0,000	0,000	-41901,188	-41901,188	16,32	17,31
27934,125	0,000	0,000	41901,188	41901,188	17,92	19,13

Le celle evidenziate rappresentano i coefficienti di sicurezza minimi, comunque maggiori rispetto ai limiti imposti dalla normativa.

9.2.-.VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO

Sulla base dello stesso principio espresso in precedenza, ovvero quello di aver ipotizzato un probabile meccanismo di rottura dell'insieme blocco – terreno, le spinte attive che insorgeranno, risultano:

$$S_{ax} = K_a * \gamma * (H_{POSA}^2 * (L_x/2))$$

$$S_{ay} = K_a * \gamma * (H_{POSA}^2 * (L_y/2))$$

In tal caso però non verrà tenuto in conto l'eventuale contributo della spinta attiva.

Di seguito si riportano le verifiche allo scorrimento del blocco di fondazione nella sola direzione x, essendo la struttura simmetrica in tutte le direzioni.

Verifica allo scorrimento in direzione x:

	F'_x daN	S_{ax} daN	F'_{SCORR X} daN	F'_Z daN	S_{ay} daN	F'_{ATTR X} daN	μ_{SCORR X} -
A1-SLU1	0,000	0,000	0,000	30737,714	0,000	12418,842	-
A1-SLU2	650,522	0,000	650,522	30647,294	0,000	12382,311	19,034
A1-SLU3	0,000	0,000	0,000	30647,294	0,000	12382,311	-
A1-SLU4	1084,204	0,000	1084,204	30692,504	0,000	12400,576	11,437
A1-SLU5	0,000	0,000	0,000	30692,504	0,000	12400,576	-
A1-SLU6	709,967	0,000	709,967	30737,714	0,000	12418,842	17,492
A2 - SLU1	0,000	0,000	0,000	31071,152	0,000	10042,848	-
A2 - SLU2	563,786	0,000	563,786	30992,788	0,000	10017,519	17,768
A2 - SLU3	0,000	0,000	0,000	30992,788	0,000	10017,519	-
A2 - SLU4	939,643	0,000	939,643	31031,970	0,000	10030,184	10,674
A2 - SLU5	0,000	0,000	0,000	31031,970	0,000	10030,184	-
A2 - SLU6	615,688	0,000	615,688	31071,152	0,000	10042,848	16,312
SLV1	35,905	0,000	35,905	31174,125	0,000	10076,131	280,636
SLV2	35,905	0,000	35,905	31174,125	0,000	10076,131	280,636
SLV3	35,905	0,000	35,905	31174,125	0,000	10076,131	280,636
SLV4	35,905	0,000	35,905	31174,125	0,000	10076,131	280,636
SLV5	10,771	0,000	10,771	31174,125	0,000	10076,131	935,452
SLV6	10,771	0,000	10,771	31174,125	0,000	10076,131	935,452
SLV7	10,771	0,000	10,771	31174,125	0,000	10076,131	935,452
SLV8	10,771	0,000	10,771	31174,125	0,000	10076,131	935,452

Le celle evidenziate rappresentano i coefficienti di sicurezza minimi, comunque maggiori rispetto ai limiti imposti dalla normativa.

Tutte le verifiche a scorrimento del blocco di fondazione sono state condotte utilizzando un angolo di attrito al contatto blocco-terreno assunto pari all'angolo di attrito interno del terreno stesso (22°).

9.3.-. VERIFICHE AL CARICO LIMITE

Per il calcolo del carico sul terreno di fondazione, viene calcolato per la fondazione in esame partendo dalla formulazione di Terzaghi, ed applicando gli opportuni coefficienti correttivi, per tenere in debito conto delle restrizioni di tale metodo.

Terzaghi propone la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

I fattori di resistenza, sono stati calcolati secondo le seguenti notazioni:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi$$

Inoltre sono stati inseriti e calcolati fattori riduttivi, che tengono in conto della forma, dell'eccentricità e dell'inclinazione dei carichi, oltre al coefficiente amplificativo della profondità.

Coefficienti correttivi di forma:

Forma della fondazione	Rettangolo di lati B ed L (B < L)	Quadrato , Cerchio (B = L)
ζ_q	$1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\varphi)$	$1 + \tan(\varphi)$
ζ_c	$1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{N_q}{N_c}$
ζ_γ	$1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$	0,6

Coefficienti correttivi dell'inclinazione dei carichi:

Forma della fondazione	Incoerente	Coesivo	Dotato di attrito e coesione
ξ_q	$[1 - \tan(\delta)]^m$	1	$\left[1 - \frac{q_H}{q_V + c \cdot \cotan(\varphi)}\right]^m$
ξ_c	-	$1 - \frac{m \cdot q_H}{N_c \cdot c}$	$\xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)}$
ξ_γ	$[1 - \tan(\delta)]^{(m+1)}$	-	$\left[1 - \frac{q_H}{q_V + c \cdot \cotan(\varphi)}\right]^{(m+1)}$

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

dove:

Coefficienti correttivi dell'eccentricità dei carichi agenti:

Se la risultante dei carichi applicati alla fondazione non passa per il baricentro dell'area di impronta della fondazione stessa, si tiene conto di tale eccentricità dei carichi considerando una fondazione di dimensioni ridotte.

$Q_{lim} = q_{ult} B' L'$ <p>con</p> $B' = B - 2 e_B$ $L' = L - 2 e_L$
--

Coefficienti correttivi della profondità:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 = 1,23 \quad (D \leq B)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 = 1,23 \quad (D > B)$$

$$d_\gamma = 1 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \text{tg} \phi}$$

Di seguito si riportano, dapprima i coefficienti correttivi e successivamente le verifiche a carico limite del blocco di fondazione.

	N_q	N_c	N_g	z_q	z_c	z_g	$L_{x,eq}$	$L_{y,eq}$	ξ_q	ξ_c	ξ_g	d_q	d_c	d_g
	FATTORI CAPACITA'			COEFF. FORMA			Dimensioni equivalenti [m]		COEFF. INCLINAZIONE			COEFF. PROFONDITA'		
A1-SLU1	7,82	16,88	7,13	1,40	1,46	0,60	2,99	2,99	1,00	1,00	1,00	1,15	1,17	1,00
A1-SLU2	7,82	16,88	7,13	1,40	1,46	0,60	2,51	2,99	0,97	0,96	0,95	1,15	1,17	1,00
A1-SLU3	7,82	16,88	7,13	1,40	1,46	0,60	2,99	2,51	0,97	0,96	0,95	1,15	1,17	1,00
A1-SLU4	7,82	16,88	7,13	1,40	1,46	0,60	2,19	2,99	0,95	0,94	0,91	1,15	1,17	1,00
A1-SLU5	7,82	16,88	7,13	1,40	1,46	0,60	2,99	2,19	0,95	0,94	0,91	1,15	1,17	1,00
A1-SLU6	7,82	16,88	7,13	1,40	1,46	0,60	2,49	2,49	0,95	0,94	0,92	1,15	1,17	1,00
A2 - SLU1	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,99	2,99	1,00	1,00	1,00	1,15	1,18	1,00
A2 - SLU2	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,58	2,99	0,97	0,97	0,96	1,15	1,18	1,00
A2 - SLU3	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,99	2,58	0,97	0,97	0,96	1,15	1,18	1,00
A2 - SLU4	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,30	2,99	0,95	0,94	0,93	1,15	1,18	1,00
A2 - SLU5	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,99	2,30	0,95	0,94	0,93	1,15	1,18	1,00
A2 - SLU6	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,57	2,57	0,96	0,95	0,93	1,15	1,18	1,00
SLV1	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,95	2,98	1,00	1,00	1,00	1,15	1,18	1,00
SLV2	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,95	2,99	1,00	1,00	1,00	1,15	1,18	1,00
SLV3	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,96	2,98	1,00	1,00	1,00	1,15	1,18	1,00
SLV4	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,96	2,99	1,00	1,00	1,00	1,15	1,18	1,00
SLV5	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,98	2,95	1,00	1,00	1,00	1,15	1,18	1,00
SLV6	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,99	2,95	1,00	1,00	1,00	1,15	1,18	1,00
SLV7	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,98	2,96	1,00	1,00	1,00	1,15	1,18	1,00
SLV8	5,21	13,03	4,02	1,32	1,40	0,60	2,99	2,96	1,00	1,00	1,00	1,15	1,18	1,00

	$(M'_x) + F'_x * H$	$(M'_y) + F'_y * H$	F'_z	F'_x	F'_y	e_x	e_y	Carico limite	μ_{CL}
	daN*m	daN*m	daN	daN	daN	cm	cm	daN	-
A1-SLU1	168,190	168,190	30737,714	0,000	0,000	1	1	322504,77	10,49
A1-SLU2	7563,646	168,190	30647,294	650,522	0,000	25	1	246062,26	8,03
A1-SLU3	168,190	7563,646	30647,294	0,000	650,522	1	25	246068,20	8,03
A1-SLU4	12493,951	168,190	30692,504	1084,204	0,000	41	1	201291,02	6,56
A1-SLU5	168,190	12493,951	30692,504	0,000	1084,204	1	41	201313,58	6,56
A1-SLU6	7788,041	7788,041	30737,714	709,967	709,967	25	25	199605,82	6,49
A2 - SLU1	142,814	142,814	31071,152	0,000	0,000	0	0	195489,82	6,29
A2 - SLU2	6552,210	142,814	30992,788	563,786	0,000	21	0	155969,46	5,03
A2 - SLU3	142,814	6552,210	30992,788	0,000	563,786	0	21	155971,83	5,03
A2 - SLU4	10825,140	142,814	31031,970	939,643	0,000	35	0	132282,17	4,26
A2 - SLU5	142,814	10825,140	31031,970	0,000	939,643	0	35	132291,49	4,26
A2 - SLU6	6750,798	6750,798	31071,152	615,688	615,688	22	22	130653,15	4,20
SLV1	811,783	324,197	31174,125	35,905	10,771	3	1	190660,82	6,12
SLV2	811,783	-93,733	31174,125	35,905	-10,771	3	0	191607,06	6,15
SLV3	-581,318	324,197	31174,125	-35,905	10,771	2	1	191914,96	6,16
SLV4	-581,318	-93,733	31174,125	-35,905	-10,771	2	0	192867,43	6,19
SLV5	324,197	811,783	31174,125	10,771	35,905	1	3	190660,82	6,12
SLV6	-93,733	811,783	31174,125	-10,771	35,905	0	3	191607,06	6,15
SLV7	324,197	-581,318	31174,125	10,771	-35,905	1	2	191914,96	6,16
SLV8	-93,733	-581,318	31174,125	-10,771	-35,905	0	2	192867,43	6,19

Le celle evidenziate rappresentano i coefficienti di sicurezza minimi, comunque maggiori rispetto ai limiti imposti dalla normativa.

9.4.-.RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI PLINTO

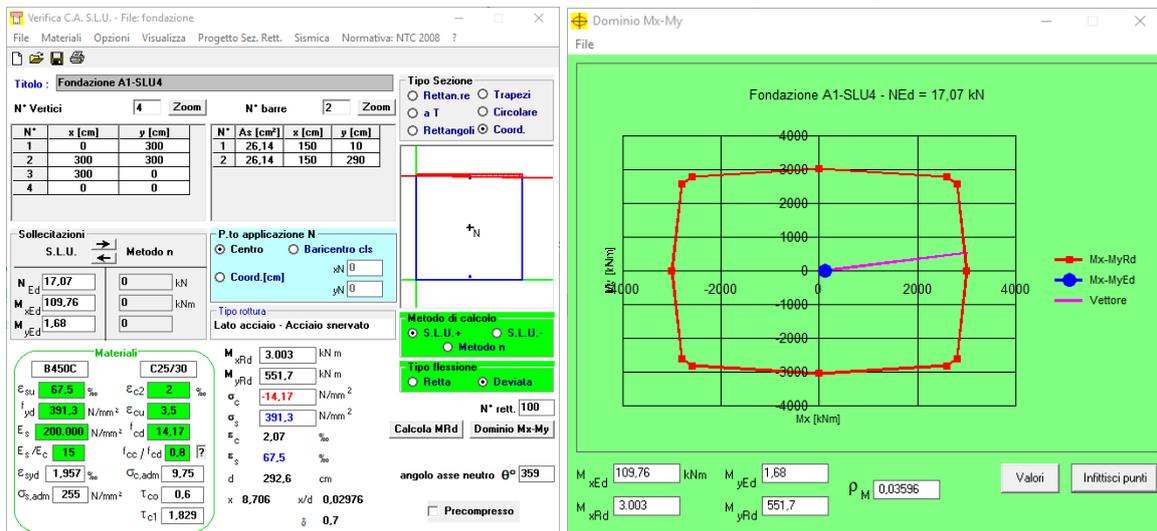
L'armatura contenuta all'interno del plinto ha principalmente funzione anti-fessurativa.

Purtuttavia, si riportano i risultati delle verifiche strutturali effettuate sulla sezione orizzontale del plinto $(L_x) \times (L_y) = 300 \times 300 \text{ cm}^2$ e sulla sezione verticale $(L_x) \times H = (L_y) \times H = 300 \times 150 \text{ cm}^2$, considerando le condizioni di carico più significative:

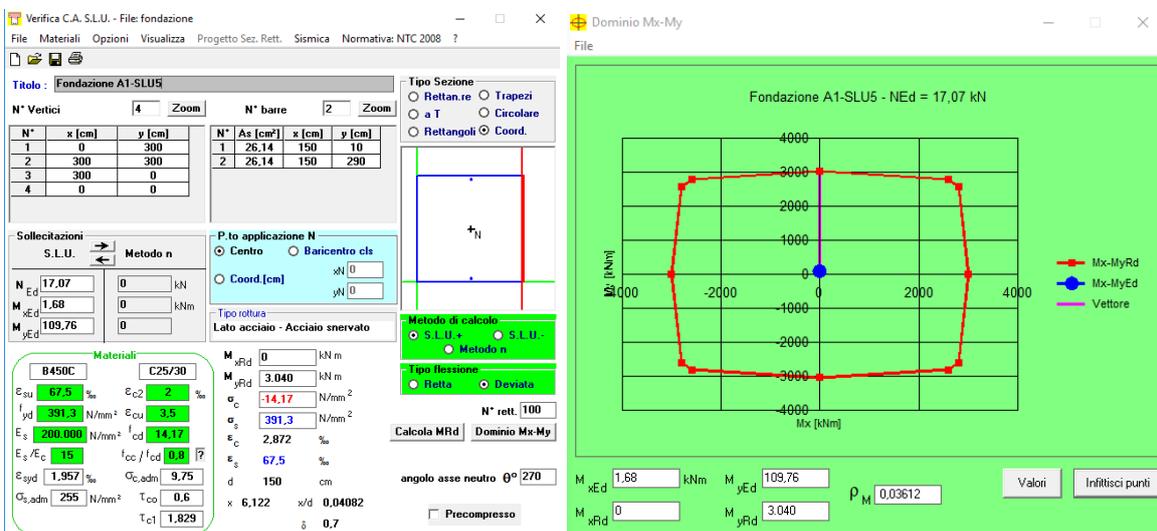
9.4.1.-..Sezione orizzontale

combinazione	Rz [kN]	Rx [kN]	Ry [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
A1 - SLU4	17,07	10,84	0,00	109,76	1,68
A1 - SLU5	17,07	0,00	10,84	1,68	109,76
A1 - SLU6	16,62	7,10	7,10	67,94	67,94

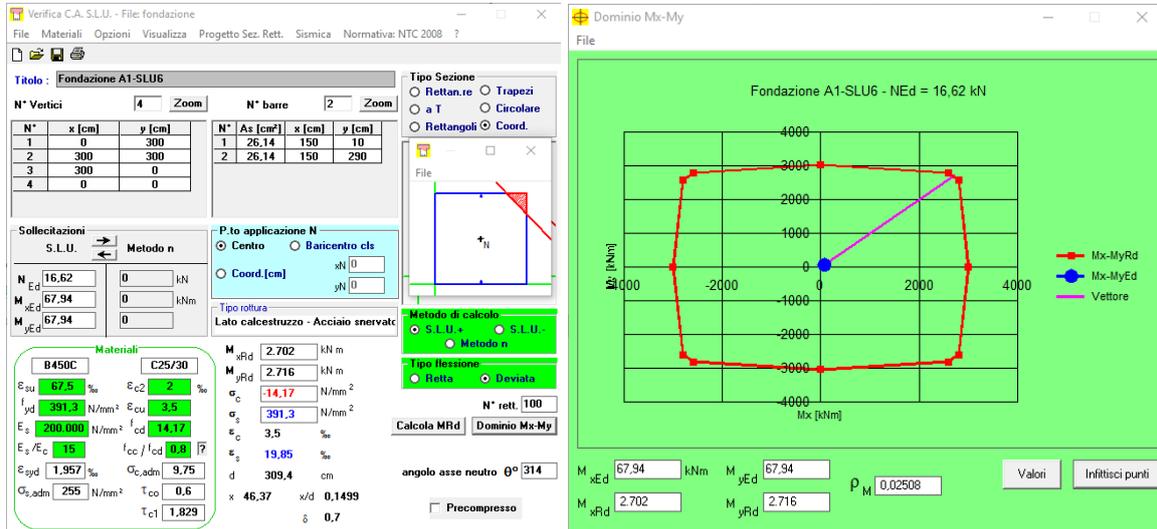
VERIFICA A1-SLU4



VERIFICA A1-SLU5



VERIFICA A1-SLU6



9.4.2.-..Sezione verticale

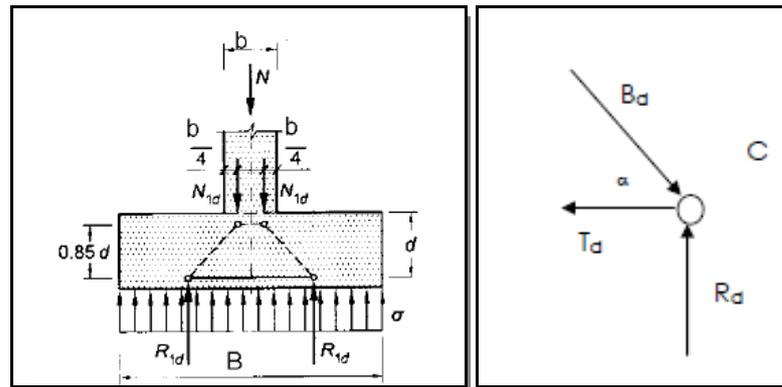
	$(M'_x) + F'_x * H$	$(M'_y) + F'_y * H$	(M_{XT})	(M_{YT})	F'_z	F'_x	F'_y	e_x	e_y
	daN*m	daN*m	daN*m	daN*m	daN	daN	daN	cm	cm
A1-SLU1	168,190	168,190	0,000	0,000	30737,714	0,000	0,000	1	1
A1-SLU2	7563,646	168,190	0,000	0,000	30647,294	650,522	0,000	25	1
A1-SLU3	168,190	7563,646	0,000	0,000	30647,294	0,000	650,522	1	25
A1-SLU4	12493,951	168,190	0,000	0,000	30692,504	1084,204	0,000	41	1
A1-SLU5	168,190	12493,951	0,000	0,000	30692,504	0,000	1084,204	1	41
A1-SLU6	7788,041	7788,041	0,000	0,000	30737,714	709,967	709,967	25	25
A2 - SLU1	142,814	142,814	0,000	0,000	31071,152	0,000	0,000	0	0
A2 - SLU2	6552,210	142,814	0,000	0,000	30992,788	563,786	0,000	21	0
A2 - SLU3	142,814	6552,210	0,000	0,000	30992,788	0,000	563,786	0	21
A2 - SLU4	10825,140	142,814	0,000	0,000	31031,970	939,643	0,000	35	0
A2 - SLU5	142,814	10825,140	0,000	0,000	31031,970	0,000	939,643	0	35
A2 - SLU6	6750,798	6750,798	0,000	0,000	31071,152	615,688	615,688	22	22

La struttura in oggetto è rigida ($L/2 < H$). Dunque il procedimento di calcolo delle armature è quello previsto per le *mensole tozze*. In questo caso si dimensiona l'armatura a "trazione" e la sezione di cls tale da ben sopportare le sollecitazioni a taglio.

I casi di carico analizzati sono:

- Carico centrato $e=0$ ($M=0$);

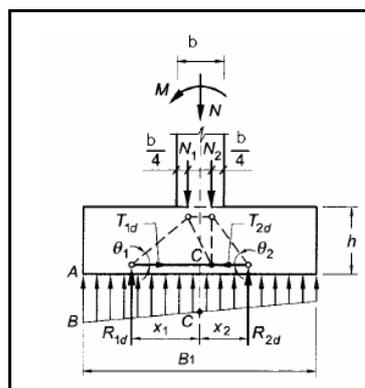
il meccanismo resistente è costituito da bielle compresse di cls e tiranti orizzontali posti alla base del pilinto:



$$T_d = R_d \cdot \tan^{-1} \alpha = \frac{N_d}{8} \cdot \frac{B-b}{0.85d}$$

- Carico eccentrico $e \neq 0$ ($M \neq 0$);

il carico trasmesso al terreno non è uniforme e quindi le risultanti R_d non sono centrate nelle semibasi.



$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

Definito il valore della forza T_d , l'armatura necessaria è calcolata attraverso la formula:

$$T_d = A_s \cdot f_{yd}$$

Di seguito si riportano i risultati delle analisi:

	$T_{dx}=T_{dy}(e=0)$	A_s	$T_{dx}(e \neq 0)$	A_s	$T_{dy}(e \neq 0)$	A_s
	daN	mm ²	daN	mm ²	daN	mm ²
A1-SLU1	8130,530	207,780	-	-	-	-
A1-SLU2	8106,613	207,169	7635,388	195,127	-	-
A1-SLU3	8106,613	207,169	-	-	7635,388	195,127
A1-SLU4	8118,572	207,475	8539,551	218,233	-	-
A1-SLU5	8118,572	207,475	-	-	8539,551	218,233
A1-SLU6	-	-	7701,913	196,827	7701,913	196,827
A2 - SLU1	8218,729	210,034	-	-	-	-
A2 - SLU2	8198,001	209,504	7472,654	190,968	-	-
A2 - SLU3	8198,001	209,504	-	-	7472,654	190,968
A2 - SLU4	8208,365	209,769	8351,031	213,415	-	-
A2 - SLU5	8208,365	209,769			8351,031	213,415
A2 - SLU6	-	-	7533,998	192,535	7533,998	192,535

Come è possibile verificare nell'elaborato grafico della fondazione (RS0F01D67BCSE0100009A), le armature inserite soddisfano abbondantemente l'area necessaria.

9.4.3.-. Verifica a taglio

Con riferimento al paragrafo §4.1.2.1.3.1 delle norme NTC08, deve verificarsi che:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove è valutato attraverso la [4.1.14]:

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso in esame si ha:

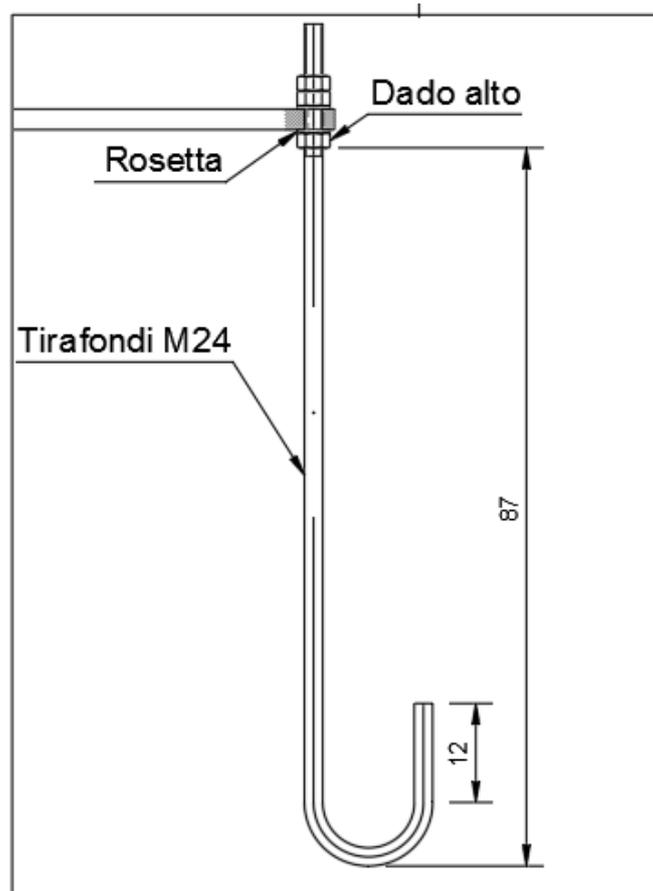
b_w	3000	mm
d	2950,00	mm
k	1,58377	
ρ	0,015903	
f_{ck}	25	N/mm ²

	F'_z	F'_x	F'_y	σ_{cp}	V_{rd}
	daN	daN	daN	N/mm ²	daN
A1-SLU1	30737,714	0,000	0,000	0,034153	648029,9
A1-SLU2	30647,294	650,522	0,000	0,034053	648016,6
A1-SLU3	30647,294	0,000	650,522	0,034053	648016,6
A1-SLU4	30692,504	1084,204	0,000	0,034103	648023,2
A1-SLU5	30692,504	0,000	1084,204	0,034103	648023,2
A1-SLU6	30737,714	709,967	709,967	0,034153	648029,9
A2 - SLU1	31071,152	0,000	0,000	0,034524	648079,1
A2 - SLU2	30992,788	563,786	0,000	0,034436	648067,5
A2 - SLU3	30992,788	0,000	563,786	0,034436	648067,5
A2 - SLU4	31031,970	939,643	0,000	0,03448	648073,3
A2 - SLU5	31031,970	0,000	939,643	0,03448	648073,3
A2 - SLU6	31071,152	615,688	615,688	0,034524	648079,1

La verifica risulta essere soddisfatta.

10.-.VERIFICA TIRAFONDI

Le caratteristiche geometriche dei tirafondi sono illustrate nel seguito:



La verifica è stata condotta secondo il D.M 2008 e l'EC3, considerando le sollecitazioni più gravose risultanti dall'analisi della struttura in elevazione.

	Rz [kN]	Rx [kN]	Ry [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
combinazione					
A1 - SLU4	17,07	10,84	0,00	109,76	1,68
A1 - SLU5	17,07	0,00	10,84	1,68	109,76

10.1.-..VERIFICHE A TAGLIO DEI TIRAFONDI

$$F_{v,ed,i} = V_{ed} / n_b = 10,84 \text{ kN} / 16 < F_{v,rd} = 0,5x f_{tb} x A_{res} / 1,25 = 84,72 \text{ kN}$$

10.2.-..VERIFICHE A TRAZIONE DEI TIRAFONDI

$$F_{t,ed} = (M_{ed} / d) / 5 = [(109,76 \text{ kNm}) / (0,465 \text{ m})] / 5 = 47,2 \text{ kN} < F_{t,rd} = 0,9x f_{tb} x A_{res} / 1,25 = 152,5 \text{ kN}$$

10.3.-..VERIFICHE A TAGLIO E A TRAZIONE DEI TIRAFONDI

$$(F_{v,ed} / F_{v,rd}) + (F_{t,ed} / 1,4F_{t,rd}) = 0,23 < 1$$

10.4.-..CALCOLO LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEI TIRAFONDI

La lunghezza di ancoraggio dei tirafondi in base al loro diametro e al loro numero, deve essere tale da assicurare una completa trasmissione dello sforzo normale in fondazione attraverso tensioni di aderenza. Essendo f_{bd} la tensione di aderenza di progetto:

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_C = 2,48 \text{ N/mm}^2$$

Si considera la massima resistenza a trazione di progetto dei tirafondi

$$\text{Trazione di progetto dell'ancoraggio } F_{t,an,Ed} = \max [F_{t,Rd}] = 152500 \text{ N}$$

La minima lunghezza di ancoraggio richiesta da normativa (EC2 Parte1-1, §5.2), risulta essere pari a:

$$l_{b,min} = 0,3 l_b$$

in cui:

$$l_b = (\Sigma \cdot f_{y,d}) / (4 \cdot f_{b,d}) = (24 \cdot 309) / (4 \cdot 2,48) = 841 \text{ mm}$$

pertanto, si ha:

$$l_{b,min} = 0,3 \cdot 841 = 252 \text{ mm}$$

Nel caso in esame è stata utilizzata una lunghezza di ancoraggio di 870 mm, maggiore della minima richiesta da normativa, risultando:

$$\text{Resistenza a trazione per aderenza } F_{t,ad,Rd} = L_t \cdot \pi \cdot \Sigma \cdot f_{bd} = 162597 \text{ N}$$

$$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \quad \text{Ok}$$

11.-..CONCLUSIONI

In virtù di tutto quanto sopra descritto, con particolare riferimento:

- alle caratteristiche geometriche della struttura in oggetto;
- alla tipologia del vincolo esterno;
- alla sezione dei vari elementi strutturali;
- alle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati;
- alle caratteristiche del terreno di fondazione;
- al modello di calcolo;
- ai carichi agenti (permanenti, variabili, e sismici);
- alle verifiche geotecniche;

si conclude che la struttura oggetto della presente relazione è conforme ai criteri di progettazione e di resistenza indicati della normativa vigente, prendendo in considerazione anche le indicazioni e le prescrizioni concernenti la realizzazione di strutture in zona sismica.