

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

FABBRICATI

SSE km 5+750 - Corpo stradale piazzale tecnologico

Relazione di calcolo Fondazione Torre Faro

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL PT0100 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Romano	Ott-2020	M.D'Amico	Ott-2020	D.Tiberti Ott-2020

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Paolo Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10176

NN1X.0.0.D.78.CL.PT.01.0.0.002.A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
	3.1.1 <i>Documenti di progetto</i>	4
	3.1.2 <i>Normativa e istruzioni</i>	4
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	6
4.1	CALCESTRUZZO	6
	4.1.1 <i>Magrone</i>	6
	4.1.2 <i>Calcestruzzo per opere di fondazione</i>	6
	4.1.3 <i>Acciaio per cemento armato</i>	6
	4.1.4 <i>Copriferrini minimi</i>	7
5	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA	8
6	VERIFICHE	10
6.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO	10
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	11
6.3	VERIFICA A CARICO LIMITE	11
6.4	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	12
7	ANALISI DEI CARICHI	13
7.1	CARICHI DA PESO PROPRIO E PERMANENTI.....	13
7.1	SOVRACCARICO ACCIDENTALE	16
7.2	AZIONE DEL VENTO	16
	7.2.1 <i>Determinazione dell'azione del vento sul corpo illuminante e su torre faro</i>	21
7.3	AZIONE DELLA NEVE	22
7.4	AZIONE SISMICA	24
	7.4.1 <i>Determinazione dell'azione sismica su fondazione palina di illuminazione</i>	30
8	COMBINAZIONI DI CARICO	31
9	MODELLO DI CALCOLO	33
9.1	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	33
9.2	CARICHI DI PROGETTO	33
10	VERIFICHE GEOTECNICHE	36
10.1	VERIFICA DI RIBALTAMENTO.....	36
10.2	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	38
11	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE	40
12	VERIFICHE STRUTTURALI	44
12.1	VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU	44
13	INCIDENZA	46

1 PREMESSA

Nell'ambito dei lavori relativi all'infrastruttura del completamento della metropolitana di Salerno verranno realizzati gli impianti della sottostazione elettrica SSE alla progressiva chilometrica 5+750 km.

La presente relazione ha come oggetto il calcolo della struttura di fondazione sul quale verrà ancorata la torri faro da 18m rispondente alla specifica tecnica di fornitura RFI.DTC.ST.E.SP.IFS.600.A "Torri faro a corona mobile con altezza 18 e 25 m"; nella seguente figura viene mostrata l'ubicazione della stessa all'interno del piazzale.

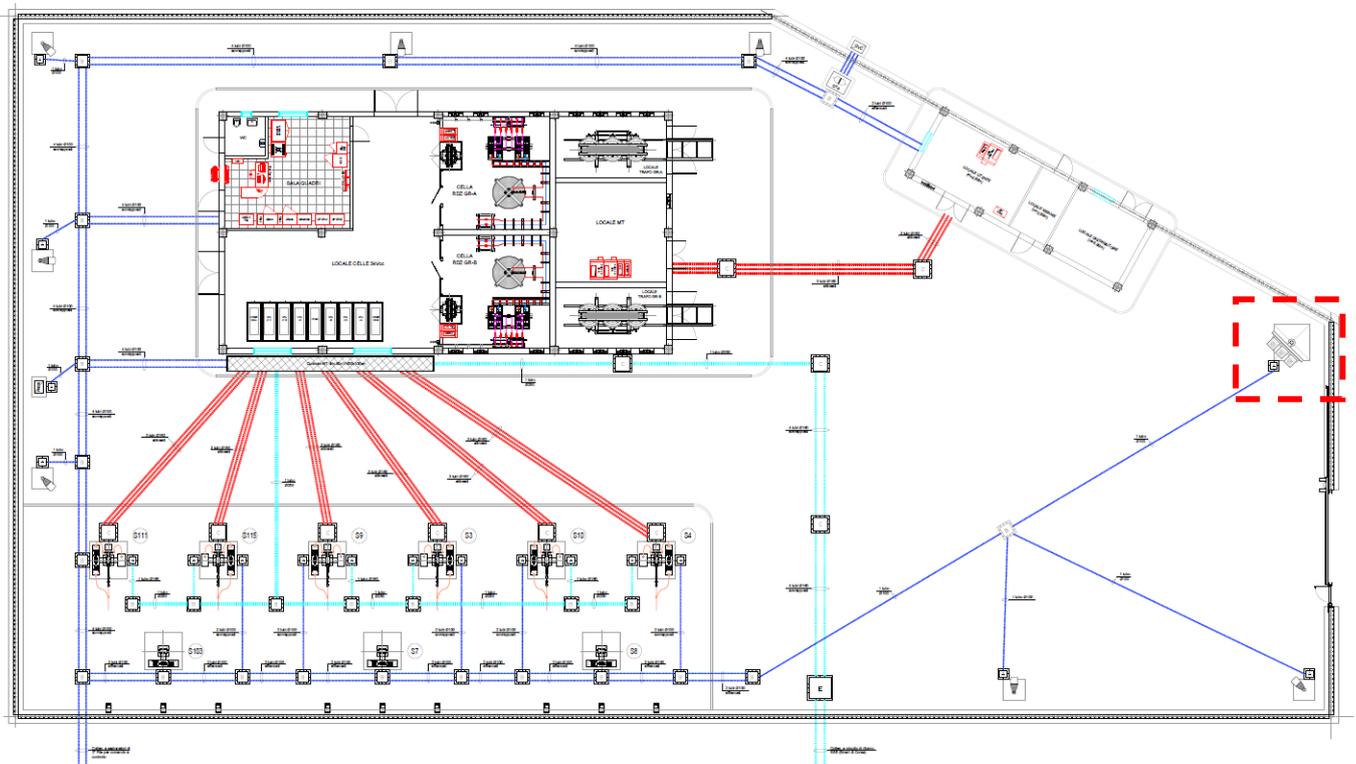


Figura 1 – Pianta fabbricato SSE km 5+750.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il plinto in oggetto è la fondazione di una di una torre-faro, una torre per l'illuminazione della stazione, alta 18m e fissata al plinto tramite tirafondi. Il plinto ha dimensioni 250x250cm H=75cm e baggio 120x120cm H=75cm. Si riportano di seguito pianta e sezione del plinto.

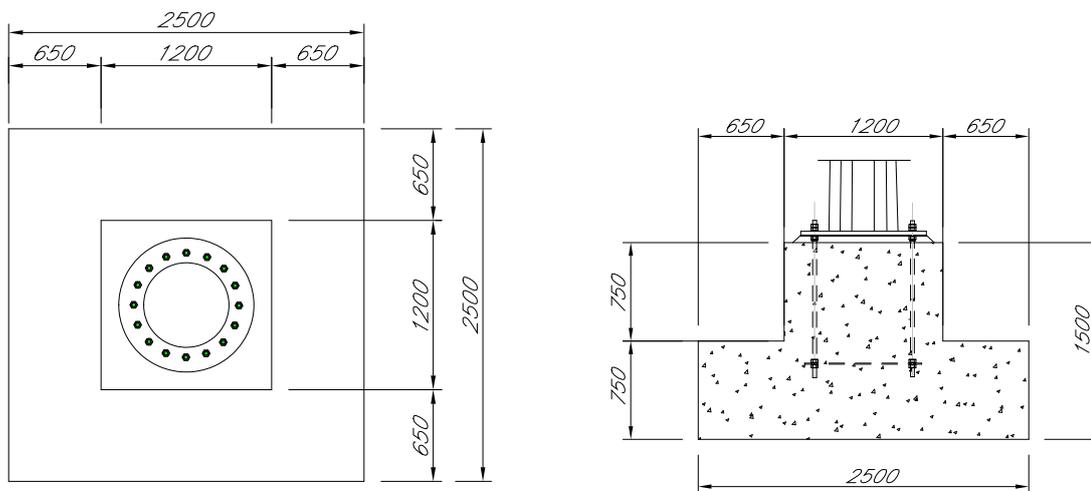


Figura 2 – Geometrie di riferimento blocco di fondazione.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1.1 Documenti di progetto

- NN1X00D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1X00D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”;
- NN1X00D78PAPT0100001 – “PROGETTO DEFINITIVO – FABBRICATI – SSE km 5+750 – Corpo stradale piazzale tecnologico – Planimetria di progetto”;
- NN1X00D78BCPT0100002 – “PROGETTO DEFINITIVO – FABBRICATI – SSE km 5+750 – Corpo stradale piazzale tecnologico – Carpenterie e armature fondazione Torre faro”.

3.1.2 Normativa e istruzioni

Le opere contemplate dal presente progetto saranno conformi alla legislazione e alla normativa vigenti. Di seguito sono elencate le principali leggi e norme.

- D.M. 17/01/2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare n.7 del 21/01/2019: Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17/01/2018
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/2003: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- D.P.C.M. del 21/10/2003: Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”
- Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.: Linee guida sul calcestruzzo strutturale
- CEI 11-4: Norme tecniche per la costruzione di linee elettriche aeree esterne
- Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1.1 - Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI 1993-1-1 (Eurocodice 3): Progettazione delle strutture di acciaio
- RFI.DTC.INC.PO.SP.IFS.001.A: Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI.DTC.SI.PS.MA.IFS.001.D: Manuale di progettazione delle opere civili (Ed. 2019)

- Sezione 2 – Ponti e strutture
- Sezione 6 - Opere in conglomerato cementizio e in acciaio
- RFI.DTC.ST.E.SP.IFS.600.A: Torri faro a corona mobile con altezza 18 e 25 m
- UNI EN 1992-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8): Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- UNI EN 206-1: Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104: Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- RFI.DTC.SI.SP.IFS.001.B: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili (Ed. 2017)
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18/11/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea.
- Regolamento di Esecuzione (UE) 2019/776 della Commissione del 16/05/2019 che modifica i regolamenti (UE) n.321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n.1301/2014, (UE) n.1302/2014, (UE) n.1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio, e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Magrone

- Classe di resistenza C12/15;
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 15 \text{ kg/m}^3$;
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 12 \text{ kg/m}^3$;
- Classe di esposizione X0;
- Classe di consistenza slump S3.

4.1.2 Calcestruzzo per opere di fondazione

- | | |
|--|--|
| Conglomerato classe di resistenza | C25/30: |
| Classe di esposizione | XC3 |
| Resistenza cubica caratteristica a compressione | 30MPa |
| – $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza caratteristica a compressione; |
| – $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 14.1 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza di calcolo a compressione del cls; |
| – $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.56 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza media a trazione del cls; |
| – $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza caratteristica a trazione del cls; |
| – $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza di calcolo a trazione del cls. |
| – $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.03 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls, |

dove $\eta = 1.0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm;

- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.69 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9 \text{ N/mm}^2$ Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 31447.2 \text{ N/mm}^2$ Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 13.69 \text{ N/mm}^2$ tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 9.96 \text{ N/mm}^2$ tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm
- ACCIAIO

4.1.3 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- acciaio B450C
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;

- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
- modulo elastico $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.
- tensione massima di esercizio per l'acciai $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$.

4.1.4 Copriferrini minimi

- Opere di fondazione $c \geq 40\text{mm}$
- Opere in elevazione in vista $c \geq 35\text{mm}$
- Opere in elevazione interrato o non ispezionabili $c \geq 40\text{mm}$.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: si riportano di seguito i terreni su cui poggiano le opere analizzate, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati.

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E' = E_0/5$
	γ	ϕ'	c'	Cu	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Ripporto R ⁽²⁾	18-20	31-33	-	-	100-150	5-25	Var.	20-30
Argilla scarsa consistenza A1 ⁽³⁾	16-18	19-21	5-10	20-40	100-300 z<30 m	<5	5.6 E ⁻⁰⁸	20-60 z<30 m
Argilla media consistenza A2 ⁽⁴⁾	18-20	19-23	10-20	70-120	300-400 z<30 m	5-40	5.6 E ⁻⁰⁸	60-80 z<30 m
Limo scarsa consistenza L1 ⁽⁵⁾	17-19	22-25	2-5	20-50	85-200 z<30 m 200 – 600 30<z<50 m	<10	3.5 E ⁻⁰⁶	17-40 z<30 m 40 – 120 30<z<50 m
Limo media consistenza L2 ⁽⁵⁾	17-19	22-25	10-15	45-90	200-350 z<30 m 350-850 30<z<50 m	10-20	3.5 E ⁻⁰⁶	40-70 z<30 m 70-170 30<z<50 m
Limo alta consistenza, L3 ⁽⁵⁾	17-19	22-25	15-30	90-180	400-470 z<30 m 470-1000 30<z<50m	20-40	3.5 E ⁻⁰⁶	80-94 z<30 m 94-200 30<z<50m
Sabbia Limosa SL ⁽⁶⁾	18-20	26-30	0-5	-	200-400 z<36 m	15-30	1.2 E ⁻⁰⁷ - 3.6 E ⁻⁰⁶	40-80 z<36 m
Sabbia media S ⁽⁶⁾	18-20	29-33	-	-	400-800 z<36 m	30-50	3.6 E ⁻⁰⁶ - 1.4 E ⁻⁰⁵	80-160 z<36 m
Ghiaia/sabbia G/S ⁽⁷⁾	18-19	33-37	-	-	300-800 z<30 m 800-1500 30<z<50 m	30-50	7.8 E ⁻⁰⁵ - 1.5 E ⁻⁰⁴	60-160 z<30 m 160-300 30<z<50 m

Il piazzale viene realizzato in corrispondenza della progressiva 5+750 km, in cui il terreno di fondazione è l'unità geotecnica L2 (lo strato di rilevato viene trascurato a favore di sicurezza).

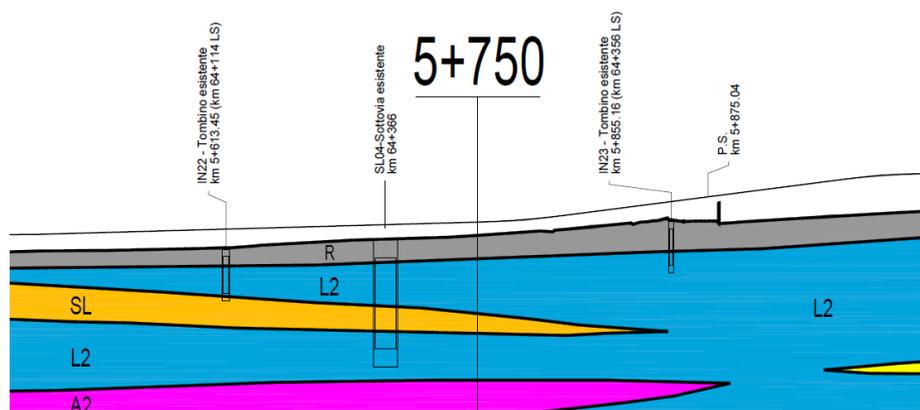


Figura 3 – Profilo geotecnico.

Pertanto i parametri meccanici impiegati nelle verifiche geotecniche sono i seguenti:

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E'=E_0/5$
	γ	ϕ'	c'	C_u	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Limo media consistenza L2⁽⁵⁾	18	23	12	65	275	10-20	$3.5 \cdot 10^{-6}$	55

Per quanto riguarda il regime delle acque, si trascura la presenza della falda in quanto posta ad una profondità tale da non interagire con il volume di controllo dell'opera.

Per il calcolo della spinta attiva è stato considerato un terreno dotato di un valore del coefficiente di spinta attiva K_a pari:

$$K_a = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi) = 0.44$$

Ai fini della verifica a traslazione del piano di posa si è ritenuto opportuno considerare il contributo della resistenza di terreno antistante la fondazione del muro. Si ritiene infatti che la presenza di terreno antistante il blocco rappresenti una condizione del reale stato dei luoghi. Ad ogni modo tale contributo è stato assunto pari alla condizione di stato a riposo del terreno al fine di evitare spostamenti elevati, nel caso in cui si fosse voluto considerare una aliquota anche del 50% della spinta passiva, che potrebbero essere non compatibili con le prestazioni attese dell'opera:

$$K_0 = 1 - \sin\phi = 0.6$$

6 VERIFICHE

6.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Nella verifica a ribaltamento è stato scelto come punto di rotazione il vertice in basso a valle della fondazione.

- Il Momento Ribaltante (M_{rblt}) è dovuto alla componente orizzontale della spinta, all'incremento sismico di essa e ad eventuali carichi esterni che possono contribuire al ribaltamento.

- Il Momento Stabilizzante (M_{stbl}) è dovuto al peso proprio del plinto, del terreno su esso agente a tergo del plinto, ad eventuali carichi esterni che possono contribuire alla stabilità.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Momento Stabilizzante / Momento Ribaltante. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato, considerando il sistema come un corpo rigido e adottando i coefficienti M2. Il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Ribaltamento.

Affinchè la verifica sia soddisfatta, è necessario che il coefficiente di sicurezza M_{stbl}/M_{rblt} , sia maggiore di 1.

6.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

Nella verifica a scorrimento sono state prese in considerazione tutte le forze agenti che innescano un meccanismo di traslazione lungo il piano di posa della fondazione per superamento dei limiti di attrito e coesione, tenendo conto dell'inclinazione del piano di posa e dell'eventuale presenza di speroni.

La Forza Agente è la spinta con i suoi incrementi sismici ed eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

La Forza Resistente è rappresentata dall'attrito e dalla coesione agente sulla fondazione, oltre ad eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Forza Resistente/Forza Agente.

Affinchè la verifica sia soddisfatta, è necessario che il coefficiente di sicurezza $f_s N_{tot}$, sia maggiore di 1, dove f_s è il coefficiente di attrito pari a $\tan(\phi)$.

Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Scorrimento.

Ai fini della verifica a traslazione del piano di posa si è ritenuto opportuno considerare il contributo della resistenza di terreno antistante il blocco di fondazione; tale condizione è rappresentativa del reale stato dei luoghi. Ad ogni modo, tale contributo è stato assunto pari alla condizione di stato a riposo del terreno, al fine di evitare spostamenti elevati necessari per mobilitare la spinta passiva che potrebbero essere non compatibili con le prestazioni attese dall'opera.

6.3 VERIFICA A CARICO LIMITE

È stato calcolato il carico limite secondo la metodologia dovuta al Terzaghi, considerando la profondità d'interramento della fondazione, la stratigrafia degli strati sotto la fondazione, l'eventuale presenza della falda idrica, l'inclinazione del piano di posa della fondazione, l'inclinazione e l'eccentricità dei carichi esterni.

La formula adottata è la seguente:

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

dove:

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

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

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

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

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Carico Limite / Carichi Agenti. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Carico Limite.

6.4 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il plinto in esame ricade all'interno della tipologia di "Plinto Alto" (ovvero Plinto Tozzo), per il quale si instaura un meccanismo di tirante-puntone. Pertanto, per la verifica del plinto si considera uno schema di mensola tozza; il soddisfacimento di tale verifica è possibile assicurarla se:

$$P_R \geq P_{Ed}$$

in cui:

- P_{Ed} : è la sollecitazione agente in testa al singolo palo;
- P_R : è la resistenza del meccanismo tirante/puntone posta pari alla resistenza dell'armatura P_{R_s}

7 ANALISI DEI CARICHI

Si riepilogano nel seguito i carichi agenti sulla struttura:

7.1 CARICHI DA PESO PROPRIO E PERMANENTI

I carichi permanenti strutturali sono rappresentati dal peso del plinto avente peso per unità di volume $\gamma = 25\text{kN/m}^3$, dal peso del terreno avente peso per unità di volume $\gamma = 18\text{ kN/m}^3$ e dal peso della palina con tutte le attrezzature montate.

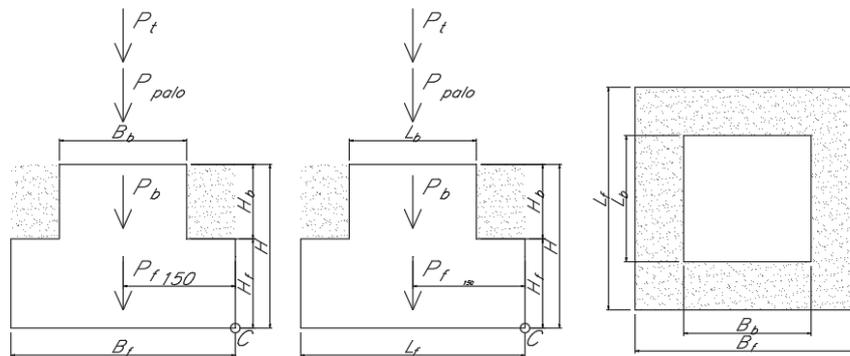


Figura 4 – Azioni tipologiche agenti su fondazione.

Peso plinto, composto dal baggio e dalla fondazione:

$$P_b = B_b * L_b * H_b * \gamma_{cls} = 1,2 * 1,2 * 0,75 * 25 = 27,0 \text{ kN}$$

$$P_f = B_f * L_f * H_f * \gamma_{cls} = 2,5 * 2,5 * 0,75 * 25 = 117,2 \text{ kN}$$

Tale carico è applicato ad un'eccentricità rispetto al punto di rotazione C, pari a metà della base B_f della fondazione.

Peso palo e proiettori

$$P_{palo} = 10 \text{ KN}$$

$$P_{proiettori+accessori} = 6 * 0,20 + 0,50 = 1,7 \text{ kN (che è pari al peso dei proiettori più le strutture di ancoraggio)}$$

Tali carichi sono applicati ad un'eccentricità rispetto al punto di rotazione C, pari a metà della base B_f della fondazione.

Peso terreno, agente sulla fondazione

$$P_t = [(2,5 * 2,5) - (1,2 * 1,2)] * 0,75 * 18 = 65 \text{ kN}$$

Tale carico è applicato ad un'eccentricità rispetto al punto di rotazione C, pari a metà della base B_f della fondazione.

Spinta attiva terre su plinto

Tale spinta viene calcolata in considerando i coefficienti parziali M1 ed M2.

Considerando i coefficienti parziali M1:

$$\varphi_d = \tan^{-1} \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_M} = \tan^{-1} \frac{\tan 23^\circ}{1.00} = 23,0^\circ$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi_d}{1 + \sin \varphi_d} = \frac{1 - \sin 23,0^\circ}{1 + \sin 23,0^\circ} = 0,44$$

$$\Delta S_{as,b} = \frac{1}{2} * [\gamma * H_b^2 * k_a] * 1,2 = 0,5 * [18 * 0,75^2 * 0,44] * 1,2 = 2,68 \text{ kN}$$

$$\Delta S_{as,f} = \{ [H_b + \frac{1}{2} * H_f] * \gamma * H_f * k_a \} * 2,5 = \{ [0,75 + 0,5 * 0,75] * 18 * 0,75 * 0,44 \} * 2,5 = 16,7 \text{ kN}$$

Considerando i coefficienti parziali M2:

$$\varphi_d = \tan^{-1} \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_M} = \tan^{-1} \frac{\tan 23^\circ}{1.25} = 18,8^\circ$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi_d}{1 + \sin \varphi_d} = \frac{1 - \sin 18,8^\circ}{1 + \sin 18,8^\circ} = 0,51$$

$$\Delta S_{as,b} = \frac{1}{2} * [\gamma * H_b^2 * k_a] * 1,2 = 0,5 * [18 * 0,75^2 * 0,51] * 1,2 = 3,1 \text{ kN}$$

$$\Delta S_{as,f} = \{ [H_b + \frac{1}{2} * H_f] * \gamma * H_f * k_a \} * 2,5 = \{ [0,75 + 0,5 * 0,75] * 18 * 0,75 * 0,51 \} * 2,5 = 19,36 \text{ kN}$$

Spinta passiva terre su plinto

Tale spinta viene calcolata in considerando i coefficienti parziali M1 ed M2.

Considerando i coefficienti parziali M1:

$$\varphi_d = \tan^{-1} \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_M} = \tan^{-1} \frac{\tan 23^\circ}{1.00} = 23,0^\circ$$

$$k_0 = 1 - \sin \varphi_d = 0.6$$

$$\Delta S_{ps,b} = \frac{1}{2} * [\gamma * H_b^2 * k_p] * 1,2 = 0,5 * [18 * 0,75^2 * 0.6] * 1,2 = 3.65 \text{ kN}$$

$$\Delta S_{ps,f} = \{ [H_b + \frac{1}{2} * H_f] * \gamma * H_f * k_p \} * 2,5 = \{ [0,75 + 0,5 * 0,75] * 18 * 0,75 * 0.6 \} * 2,5 = 22.78 \text{ kN}$$

Considerando i coefficienti parziali M2:

$$\varphi_d = \tan^{-1} \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_M} = \tan^{-1} \frac{\tan 23^\circ}{1.25} = 18,8^\circ$$

$$k_p = 1 - \sin \varphi_d = 0.68$$

$$\Delta S_{ps,b} = \frac{1}{2} * [\gamma * H_b^2 * k_a] * 1,2 = 0,5 * [18 * 0,75^2 * 0.68] * 1,2 = 4.13 \text{ kN}$$

$$\Delta S_{ps,f} = \{ [H_b + \frac{1}{2} * H_f] * \gamma * H_f * k_a \} * 2,5 = \{ [0,75 + 0,5 * 0,75] * 18 * 0,75 * 0.68 \} * 2,5 = 10.33 \text{ kN}$$

7.1 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Azione ferroviaria

L'azione aerodinamica associata al passaggio dei convogli risulta trascurabile in funzione del fatto che la torre faro non è prossima alla linea, e comunque all'interno della recinzione del piazzale della Cabina TE.

7.2 AZIONE DEL VENTO

Per calcolare il momento ribaltante dovuto al vento, si è deciso di dividere idealmente la torre in due tronchi: uno da 10m e l'altro da 8m. Su detti tronchi si applicherà la pressione cinetica di riferimento relativa alla quota di 10m sul primo tronco e di 18m sul secondo tronco.

Tale schematizzazione deriva dal fatto che il valore del carico da vento varia lungo l'altezza della torre con un valore massimo in sommità. Applicare il carico in sommità a tutto l'elemento si ritiene eccessivamente a favore di sicurezza; pertanto l'azione del vento sulla torre faro viene schematizzata in due tratti.

Inoltre verrà considerato l'effetto del vento sulla corona mobile che regge i proiettori, considerando che questa possa avere un diametro massimo di 2,5 m ed un'altezza massima di 1,0m.

L'azione del vento viene convenzionalmente considerata come un'azione statica agente in direzione orizzontale. La pressione normale alle superfici delle tamponature frontali investite dal vento è stata valutata mediante l'espressione:

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

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione ;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito posto in zona 3, con altezza sul livello del mare pari a 30 m.

Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m²) è data dall'espressione:

$$q_{rif} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

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 kg/m³

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione III (vedi Tab. 3.3.I), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

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

$$V_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s < a_0$$

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

$V_{b,0}$, 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.

$$q_b = 455.63 \text{ N/m}^2$$

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

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

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	30
---	----

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

v_b (velocità di riferimento [m/s])	27
---------------------------------------	----

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$ q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq]) c_e (coefficiente di esposizione) c_p (coefficiente di forma) c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	455.63
--------------	--------

Coefficiente di forma

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.

Coefficiente dinamico

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

Coefficiente 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.

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

La struttura in oggetto è in classe di rugosità del terreno D. Il sito si trova ad una distanza di circa 10 km dalla costa e ad una quota non superiore ai 500 m, pertanto risulta una classe di esposizione di tipo II.

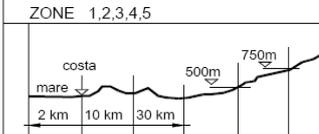
A questo punto occorre si definisce il coefficiente di esposizione per le due differenti quote: $z=10\text{m}$ e $z=18\text{m}$.

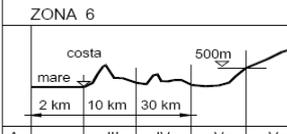
Altezza del punto rispetto al suolo: $z_1=10\text{m}$

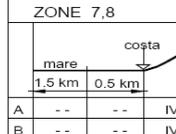
Classe di rugosità del terreno

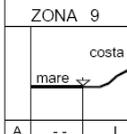
D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,.....)

Categoria di esposizione

	ZONE 1,2,3,4,5					
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

	ZONA 6				
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

	ZONE 7,8	
		
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		

	ZONA 9
	
A	-- I
B	-- I
C	-- I
D	I I

z altezza edif. [m]	Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
10	3	D	30

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]	c_t
II	0.19	0.05	4	1

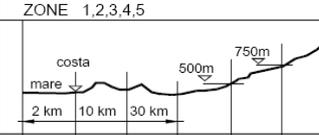
c_e	2.35
-------	------

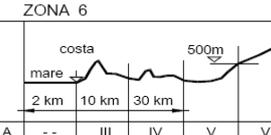
Altezza del punto rispetto al suolo: z1=18m

Classe di rugosità del terreno

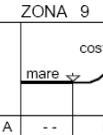
D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,.....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9	
	
A	-- I
B	-- I
C	-- I
D	I I

Z altezza edif. [m]	Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
18	3	D	30

Cat. Esposiz.	k _f	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0.19	0.05	4	1

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

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

c _e	2.74
----------------	------

Coefficiente di forma

Il Coefficiente di forma (c_p) per corpi cilindrici a sezione circolare di diametro d ed altezza h vale:

$$c_p = \begin{cases} 1,2 & \text{per } d\sqrt{q} \leq 2,2 \\ (1,783 - 0,263d\sqrt{q}) & \text{per } 2,2 < d\sqrt{q} < 4,2 \\ 0,7 & \text{per } 4,2 \leq d\sqrt{q} \end{cases}$$

In cui:

Altezza del punto rispetto al suolo: z1=10m

$$q_b = 45,60 \text{ daN/mq} \quad (\text{Pressione cinetica di riferimento})$$

$$q = q_b \cdot c_e = 456 \cdot 2,35 = 1073 \text{ N/m}^2$$

Il diametro del palo è 520 mm alla base e 200 mm in testa. Considero quindi un diametro pari a 340mm a 10m di altezza.

$$d \cdot \sqrt{q} = 11.1 \text{ N/m}$$

Quindi nel caso in esame vale (terza condizione verificata):

$$c_p = 0,70$$

Altezza del punto rispetto al suolo: $z_1=18\text{m}$

$q_b = 45,60 \text{ daN/mq}$ (Pressione cinetica di riferimento)

$q = q_b * c_e = 456 * 2,74 = 1249 \text{ N/m}^2$

Il diametro del palo è 520 mm alla base e 200 mm in testa. Considero quindi un diametro pari a 200mm a 18m di altezza.

$$d * \sqrt{q} = 7.07 \text{ N/m}$$

Quindi nel caso in esame vale (terza condizione verificata):

$c_p = 0,70$

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 si assume il valore:

- pressione del vento a 10 m (su corpi cilindrici).

La pressione del vento vale $q_p =$	750.23	N/mq	\Rightarrow	0.750	KN/mq
-------------------------------------	--------	------	---------------	--------------	-------

- pressione del vento a 18 m (su corpi cilindrici).

La pressione del vento vale $q_p =$	873.30	N/mq	\Rightarrow	0.873	KN/mq
-------------------------------------	--------	------	---------------	--------------	-------

- pressione del vento a 18 m sul corpo illuminante (con $c_p = 1.8$ da NTC2018)

La pressione del vento vale $q_p =$	2245.62	N/mq	\Rightarrow	2.246	KN/mq
-------------------------------------	---------	------	---------------	--------------	-------

7.2.1 Determinazione dell'azione del vento sul corpo illuminante e su torre faro

In corrispondenza del corpo illuminante l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale e vale:

AZIONE SULLA CORONA MOBILE			
H,c,ill	18	m	
A,c,ill	2	m ²	Sup. corpo illuminante
P,c,ill	2.25	kN/m ²	Pressione su corpo illuminante
F_x	4.5	kN	taglio in fondazione
M_y	81	kN*m	momento in fondazione

La torre faro ha le seguenti caratteristiche altezza 18m, diametro inferiore 520mm, superiore 200mm peso 1000daN (sono dimensioni massime cautelative); ai fini dei calcoli si utilizza un diametro alla quota di 10m pari a 340mm.

L'azione sul fusto della torre faro è calcolato, nei due tronchi separatamente, in base alla pressione del vento esplicitata nei paragrafi precedenti:

AZIONE SUL I TRONCO TORRE FARO (10 m)			
L,I,tronco	10	m	Lunhgezza I tronco
A,I,tronco	4.3	m ²	Sup. I tronco
P,I,tronco	0.75	kN/m ²	Pressione I tronco
Q,I,tronco	5	m	Quota applicazione carico vento
F_x	3.2	kN	taglio in fondazione
M_y	16.1	kN*m	momento in fondazione

AZIONE SUL II TRONCO TORRE FARO (18 m)			
L,II,tronco	8	m	Lunhgezza II tronco
A,II,tronco	2.16	m ²	Sup. II tronco
P,II,tronco	0.88	kN/m ²	Pressione I tronco
Q,II,tronco	14	m	Quota applicazione carico vento
F_x	1.9	kN	taglio in fondazione
M_y	26.5	kN*m	momento in fondazione

7.3 AZIONE DELLA NEVE

Il carico della neve sulla copertura è valutato secondo il §3.4.1 delle NTC 2018 mediante la seguente espressione:

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

dove:

μ_i è il coefficiente di forma della copertura e che nel caso in esame, trattandosi di copertura piana si assume pari a 0,8;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo; in mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, la norma fornisce un valore minimo di q_{sk} riferito ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per la zona III (Salerno) e per una quota del suolo sul livello del mare inferiore a 200 m si assume $q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$;

C_E è il coefficiente di esposizione che, per classe di topografia “normale”, assume valore unitario;

C_t è il coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico da neve a causa dello scioglimento della stessa, dovuto alla perdita di calore della costruzione. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Ne consegue che per la struttura in esame si considera un carico da neve uniforme in copertura pari a:

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

Per cui l'azione generata dalla neve è data dalla seguente espressione.

$$F_z = q_s * A_{corona} = 0,48 * 4.16 = 2 \text{ kN}$$

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia, Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

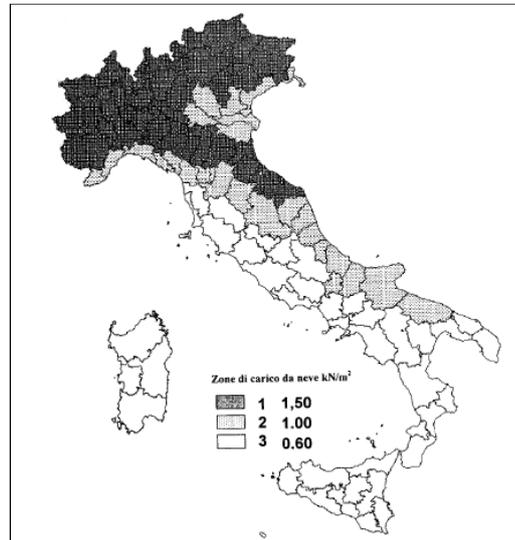
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i q_{sk} C_E C_t$
 μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	30
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0.60

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

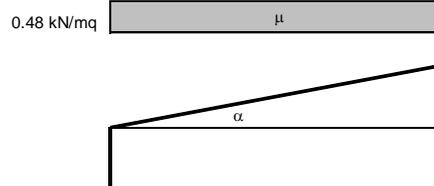
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.60
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0.8
-------	-----



7.4 AZIONE SISMICA

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie riportate nella Tabella 3.2.II delle NTC18, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_{seq} .

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 in allegato [B] delle NTC18, 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.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel presente caso la vita nominale è pari a: 75 anni.

Classe d'uso

Si assume la classe d'uso III, pertanto il coefficiente d'uso assunto nei calcoli è pari a: 1,50

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Per l'edificio in questione si ha:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{anni}$$

Avendo indicato con:

V_R = Periodo di Riferimento;

V_N = Vita Nominale;

C_U = coefficiente d'uso.

Parametri di pericolosità sismica di base

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri che definiscono la pericolosità sismica di base:

- 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 18 sono definite utilizzando come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Esso è definito mediante la seguente relazione attraverso i parametri in esso contenuti.

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR}) = - C_U V_N / \ln (1 - P_{VR})$$

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati;

La vita di riferimento della costruzione è definita come visto precedentemente, mentre la probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} è definita mediante lo stato limite secondo la seguente tabella delle NTC 18 riportate di seguito.

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 in funzione dello stato limite.

Di seguito si riportano i grafici ed i valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a allo stato limite ultimo SLV.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Reticolo di riferimento

Elaborazioni grafiche

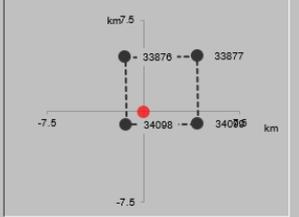
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Classe d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

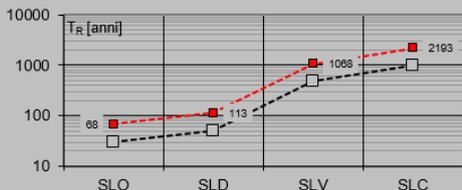
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale ovvero caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sottosuolo secondo quanto indicato nel § 7.11.3 NTC 18. Per quanto concerne l'effetto locale della stratigrafia del sottosuolo in mancanza di analisi specifiche si utilizza l'approccio semplificato il quale si basa sull'individuazione la categoria di sottosuolo di riferimento secondo la tabella di seguito riportata delle NTC 18. Sulla base della categoria le NTC 18 definiscono un coefficiente di amplificazione stratigrafica s_s valutato mediante i parametri di pericolosità sismica di base secondo le relazioni nella tabella seguente.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 2 – Categoria di sottosuolo

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

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

Tabella 3 – Espressioni coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s .

A favore di sicurezza, si assume l'area di progetto appartenente alla categoria di sottosuolo di fondazione "E".

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica inerente l'opera in oggetto, non essendo di fronte a condizioni topografiche complesse – per cui sono necessarie analisi specifiche – ma bensì di fronte a configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione semplificata secondo la seguente tabella della NTC 18.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 4 – Categorie topografiche.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 5 – Coefficiente di amplificazione topografica S_T .

Nel caso specifico si adotta la categoria topografica T1.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: SLV info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: E info $S_s =$ 1.600 $C_c =$ 1.546 info
 Categoria topografica: T1 info $h/H =$ 0.000 $S_T =$ 1.000 info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1.000 info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s 1 Regol. in altezza si info

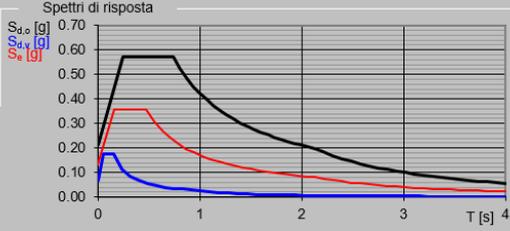
Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q_v 1 $\eta =$ 1.000 info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ➔
 Parametri e punti spettri di risposta ➔

$S_{d,0}$ [g]

$S_{d,v}$ [g]

S_e [g]



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Si riportano di seguito i parametri sismici per lo stato limite agli stati limite ultimi

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite S1

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.133 g
F_o	2.700
T_c^*	0.477 s
S_S	1.600
C_C	1.546
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.000
T_B	0.246 s
T_C	0.738 s
T_D	2.130 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.212
T_B	0.246	0.572
T_C	0.738	0.572
	0.804	0.525
	0.870	0.485
	0.937	0.451
	1.003	0.421
	1.069	0.395
	1.136	0.372
	1.202	0.351
	1.268	0.333
	1.335	0.316
	1.401	0.302
	1.467	0.288
	1.533	0.275
	1.600	0.264
	1.666	0.254
	1.732	0.244
	1.799	0.235
	1.865	0.226
	1.931	0.219
	1.997	0.211
	2.064	0.205
T_D	2.130	0.198
	2.219	0.183
	2.308	0.169
	2.397	0.157
	2.486	0.146
	2.575	0.136
	2.664	0.127
	2.753	0.119
	2.842	0.111
	2.931	0.105
	3.021	0.099
	3.110	0.093
	3.199	0.088
	3.288	0.083
	3.377	0.079
	3.466	0.075
	3.555	0.071
	3.644	0.068
	3.733	0.065
	3.822	0.062
	3.911	0.059
	4.000	0.056

7.4.1 Determinazione dell'azione sismica su fondazione palina di illuminazione

Per quanto riguarda l'effetto del sisma sulla palina luce si considera, a favore di sicurezza, una forza pari al peso della torre e degli accessori, applicata a $\frac{3}{4}$ dell'altezza e moltiplicata per l'accelerazione sismica.

Di seguito si allega il calcolo:

SISMA				
	U.M.	Contributo masse fabbricato	Contributo masse in fondazione	Azione sismica totale sul piano di posa
Coordinata spettrale	[g]	0.572		
Massa partecipante	[ton]	1.17		
Coeff. Riduttivo per accumulo spostamenti λ	[-]	1,0		
Quota baricentro massa partecipante	[m]	13.5		
F Azione orizzontale	[kN]	6.7		6.7
M Azione flettente	[kN*m]	90.45		90.45

Tabella 6 – Azione sismica su palina di illuminazione.

La coordinata spettrale presa in considerazione è relativo al plateau dello spettro di risposta allo SLV.

La massa partecipante è data dai soli pesi propri e permanenti della palina e della armatura stradale in quanto le altre azioni agenti, ovvero neve e vento, in combinazione sismica presentano un coefficiente di combinazione Ψ_{2j} pari a zero.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

- Combinazione sismica:

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

Le azioni sismiche E_x ed E_y vengono combinate, con permutazione dei coefficienti moltiplicativi, in tal modo:

$$E = \pm 1.00 \cdot E_x \pm 0.3 \cdot E_y$$

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle combinazioni di calcolo considerate

Comb.	G1	G2	Q_H	N	Vx	Vy	Ex	Ey
<i>SLU 1</i>	1.30	1.30	1.50	0.75	0.90	0.90	0	0
<i>SLU 2</i>	1.30	1.30	1.2	1,5	0.90	0.90	0	0
<i>SLU 3</i>	1.30	1.30	1.2	0.75	1,5	1,5	0	0
<i>SLU 4</i>	1	1	1.50	0.75	0.90	0.90	0	0
<i>SLU 5</i>	1	1	1.2	1,5	0.90	0.90	0	0
<i>SLU 6</i>	1	1	1.2	0.75	1,5	1,5	0	0
<i>SLV 1</i>	1.00	1.00	0	0	0	0	1.00	0.30
<i>SLV 2</i>	1.00	1.00	0	0	0	0	0.30	1.00
<i>EQU 1</i>	0,9	0,9	1.50	0.75	0.90	0.90	0	0
<i>EQU 2</i>	0,9	0,9	1.2	1,5	0.90	0.90	0	0
<i>EQU 3</i>	0,9	0,9	1.2	0.75	1,5	1,5	0	0
<i>EQU 4</i>	0,9	0,9	1.50	0.75	0.90	0.90	0	0
<i>EQU 5</i>	0,9	0,9	1.2	1,5	0.90	0.90	0	0
<i>SLE Rara1</i>	1.00	1.00	1.00	0.50	0.60	0.60	0	0
<i>SLE Rara2</i>	1.00	1.00	1	1.00	0.60	0.60	0	0
<i>SLE Rara3</i>	1.00	1.00	1	0,5	1	1	0	0
<i>SLE Freq.1</i>	1.00	1.00	0,9	0	0	0	0	0
<i>SLE Freq.2</i>	1.00	1.00	0,8	0,2	0	0	0	0
<i>SLE Freq.3</i>	1.00	1.00	0,8	0	0,2	0,2	0	0
<i>SLS QP1</i>	1.00	1	0,8	0	0	0	0	0

Tabella 7 – Tabella riassuntiva combinazioni di calcolo considerate

9 MODELLO DI CALCOLO

9.1 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Per il calcolo del blocco di fondazione della palina luce sono stati redatti appositi fogli di calcolo mediante il software Excel; di seguito verranno allegati con esplicitati tutti i calcoli di verifica effettuati sul blocco di fondazione.

9.2 CARICHI DI PROGETTO

In conseguenza di quanto riportato nei paragrafi precedenti relativamente alla palina di illuminazione si ottengono, i vari casi di carico, che rappresentano le azioni agenti alla sezione di incastro della palina alla sommità della fondazione, per comodità si riassumono i vari carichi calcolati nei capitoli precedenti e si allega la tabella con le combinazioni di carico che verrà utilizzata per le verifiche del blocco di fondazione:

CARICHI VERTICALI PERMANENTI				
Peso plinto	Pb + Pf	144.2	kN	G1
Peso terreno	Pt	65	kN	G1
Peso torre faro	Ppalo	10	kN	G1
Peso attrezzature	Pproiettori +acc.	2	kN	G1
CARICHI NEVE				
Peso Neve	Pneve	2	kN	N
SISMA				
	V	6.7	kN	E
	M	90.45	kN	E
VENTO				
Carico corona TF	F _{vc}	4.5	kN	V
	M _{vc}	81	kN*m	V
Carico I tronco TF	F _{v11}	3.2	kN	V
	M _{v11}	16.1	kN*m	V
Carico II tronco TF	F _{v12}	1.9	kN	V
	M _{v12}	26.5	kN*m	V

SPINTA ATTIVA DEL TERRENO - M1					SPINTA ATTIVA DEL TERRENO - M2				
Spinta terreno_ka	Sa _{baggolo}	2.68	kN	V	Spinta terreno_ka	Sa _{baggolo}	3.1	kN	V
Spinta terreno_ka	Sa _{fondazione}	16.7	kN	V	Spinta terreno_ka	Sa _{fondazione}	19.36	kN	V
	b _{baggolo}	1	m	V		b _{baggolo}	1	m	V
	b _{fondazione}	0.5	m	V		b _{fondazione}	0.5	m	V
	M _{baggolo}	2.68	kN*m	V		M _{baggolo}	3.1	kN*m	V
	M _{fondazione}	8.35	kN*m	V		M _{fondazione}	9.68	kN*m	V
SPINTA PASSIVA DEL TERRENO - M1					SPINTA PASSIVA DEL TERRENO - M2				
Spinta terreno_Kp	Sp _{baggolo}	3.65	kN	V	Spinta terreno_Kp	Sp _{baggolo}	4.13	kN	V
Spinta terreno_kp	Sp _{fondazione}	22.78	kN	V	Spinta terreno_kp	Sp _{fondazione}	10.33	kN	V
	b _{baggolo}	1	m	V		b _{baggolo}	1	m	V
	b _{fondazione}	0.5	m	V		b _{fondazione}	0.5	m	V
	M _{baggolo}	3.65	kN*m	V		M _{baggolo}	4.13	kN*m	V
	M _{fondazione}	11.39	kN*m	V		M _{fondazione}	5.165	kN*m	V

Tabella 8 – Tabella riassuntiva carichi di progetto

Caso di carico	G1	G2	Q_H	N	Vx	Vy	Ex	Ey
Fx [kN]	0	0	19.38	0	9.6	0	6.7	0
Fy [kN]	0	0	19.38	0	0	9.6	0	2
Fz [kN]	221.2	0	0	2	0	0	0	0
Mx [kN*m]	0	0	11.03	0	0	123.6	0	90.45
My [kN*m]	0	0	11.03	0	123.6	0	90.45	0
Mz [kN*m]	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 9 – Tabella casi di carico di progetto

TABELLA CARICHI IN FONDAZIONE (compreso peso del blocco)						
Combinazione	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]
SLU 1	37.7	37.7	289.1	127.8	127.8	0.0
SLU 2	31.9	31.9	290.6	124.5	124.5	0.0
SLU 3	37.7	37.7	289.1	198.6	198.6	0.0
SLU 4	37.7	37.7	222.7	127.8	127.8	0.0
SLU 5	31.9	31.9	224.2	124.5	124.5	0.0
SLU 6	37.2	37.2	222.7	192.5	192.5	0.0
SLV 1	6.7	0.6	221.2	27.1	90.5	0.0
SLV 2	2.0	2.0	221.2	90.5	27.1	0.0
EQU 1	37.7	37.7	200.6	127.8	127.8	0.0
EQU 2	31.9	31.9	202.1	124.5	124.5	0.0
EQU 3	35.3	35.3	200.6	167.7	167.7	0.0
EQU 4	37.7	37.7	200.6	127.8	127.8	0.0
EQU 5	31.9	31.9	202.1	124.5	124.5	0.0
SLE Rara 1	25.1	25.1	222.2	85.2	85.2	0.0
SLE Rara 2	25.1	25.1	223.2	85.2	85.2	0.0
SLE Rara 3	29.0	29.0	222.2	134.6	134.6	0.0
SLE Freq.1	17.4	17.4	221.2	9.9	9.9	0.0
SLE Freq.2	15.5	15.5	221.6	8.8	8.8	0.0
SLE Freq.3	17.4	17.4	221.2	33.5	33.5	0.0
SLS QP1	15.5	15.5	221.2	8.8	8.8	0.0

Tabella 10 – Carichi di progetto nelle combinazioni previste

10 VERIFICHE GEOTECNICHE

10.1 VERIFICA DI RIBALTAMENTO

Le verifiche a ribaltamento SLU e GEO vengono effettuate con l'Approccio 2, che prevede una sola combinazione dei coefficienti (A1+M1+R3) in cui i coefficienti parziali di sicurezza R3 (come da NTC2018) sono pari a:

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

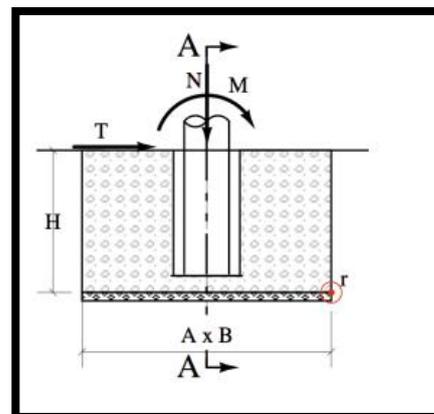
Tabella 11 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno

Dalla condizione di equilibrio alla rotazione attorno all'asse - r – (vedi figura schematica seguente) si ha:

Geometria

$H=1,0m$

$A = B = 1,0m$



Il momento stabilizzante dovuto ai carichi verticali e al momento stabilizzante dovuto al terreno laterale vale:

$$M_{stab,x} = M_{stab,y} = F_z \times A/2 + M_{terr} \quad (\text{in } F_z \text{ è compreso il peso del blocco di fondazione})$$

Il momento ribaltante nelle direzione x e y vale:

$$M_{rib,x} = M_x + F_y * H$$

$$M_{rib,y} = M_y + F_x * H$$

e devono essere soddisfatte la seguente relazioni:

$$M_{stab,x} / M_{rib,x} \geq \gamma_R = 1,15$$

$$M_{stab,y} / M_{rib,y} \geq \gamma_R = 1,15$$

Si allega la tabella con le verifiche per le varie combinazioni di carico:

Combinazione	$M_{stab,x}$	$M_{stab,y}$	$M_{fib,x}$	$M_{fib,y}$	$M_{stab,x}/M_{fib,x}$	$M_{stab,y}/M_{fib,y}$		
	[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]	[-]	[-]		
SLU 1	370.62	370.62	184.35	184.35	2.010414972	2.010414972	ok	ok
SLU 2	372.495	372.495	172.32	172.32	2.161646936	2.161646936	ok	ok
SLU 3	370.62	370.62	255.12	255.12	1.452728128	1.452728128	ok	ok
SLU 4	287.67	287.67	184.35	184.35	1.560455655	1.560455655	ok	ok
SLU 5	289.545	289.545	172.32	172.32	1.68027507	1.68027507	ok	ok
SLU 6	287.67	287.67	248.22	248.22	1.158931593	1.158931593	ok	ok
SLV 1	285.795	285.795	28.035	100.5	10.19422151	2.843731343	ok	ok
SLV 2	285.795	285.795	93.45	30.15	3.058266453	9.479104478	ok	ok
EQU 1	260.02	260.02	184.35	184.35	1.410469216	1.410469216	ok	ok
EQU 2	261.895	261.895	172.32	172.32	1.519817781	1.519817781	ok	ok
EQU 3	260.02	260.02	220.62	220.62	1.178587617	1.178587617	ok	ok
EQU 4	260.02	260.02	184.35	184.35	1.410469216	1.410469216	ok	ok
EQU 5	261.895	261.895	172.32	172.32	1.519817781	1.519817781	ok	ok
SLE Rara 1	287.045	287.045	122.9	122.9	2.335598047	2.335598047	ok	ok
SLE Rara 2	288.295	288.295	122.9	122.9	2.345768918	2.345768918	ok	ok
SLE Rara 3	287.045	287.045	178.1	178.1	1.611706906	1.611706906	ok	ok
SLE Freq.1	285.795	285.795	36.09	36.09				
SLE Freq.2	286.295	286.295	32.08	32.08				
SLE Freq.3	285.795	285.795	59.68	59.68	4.788790214	4.788790214	ok	ok
SLS QP1	285.795	285.795	32.08	32.08				

Tabella 12 –Verifiche di ribaltamento della fondazione della palina di illuminazione

10.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

Per la verifica a scorrimento del blocco lungo il piano di fondazione deve risultare, che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa, che tendono a fare scorrere la fondazione, deve essere minore di tutte le forze parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. In particolare, la Normativa, richiede che il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scorrimento F_R e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s sia:

$$F_R / F_s \geq R_3 = 1,1 \quad \text{per l'approccio 2}$$

Con:

$$F_s = F_x + F_y$$

somma delle componenti della spinta parallela al piano di posa (taglio massimo), e con F_R , la forza resistente.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione, F_z composto dal carico totale di calcolo agente sul blocco e il peso del blocco stesso, indicando con " ϕ " l'angolo d'attrito fondazione si avrà:

$$F_R = F_z \times \tan \phi$$

Si assume un valore di " ϕ " pari a 2/3 dell'angolo d'attrito del terreno.

L'azione di taglio agente in testa al blocco di fondazione ($F_x + F_y$) nella realtà viene completamente contrastata dalla presenza del terreno laterale alla fondazione. Facendo comunque astrazione da questa condizione avremo la seguente tabella con le verifiche per tutte le combinazioni di carico:

Combinazione	F_{res} [kN]	F_{scorr} [kN]	F_{res}/F_{scorr} [-]	ESITO [-]
SLU 1	179.6686504	75.42	2.382241453	OK
SLU 2	180.0799421	63.792	2.822923597	OK
SLU 3	179.6686504	75.312	2.385657669	OK
SLU 4	161.4731061	75.42	2.14098523	OK
SLU 5	161.8843978	63.792	2.537691212	OK
SLU 6	161.4731061	75.312	2.144055477	OK
SLV 1	161.0618144	7.3	22.06326225	OK
SLV 2	161.0618144	4.01	40.165041	OK
EQU 1	155.4079246	75.42	2.06056649	OK
EQU 2	155.8192163	63.792	2.44261375	OK
EQU 3	155.4079246	75.312	2.063521413	OK
EQU 4	155.4079246	75.42	2.06056649	OK
EQU 5	155.8192163	63.792	2.44261375	OK
SLE Rara 1	161.3360088	50.28	3.20875117	OK
SLE Rara 2	161.6102033	50.28	3.214204521	OK
SLE Rara 3	161.3360088	57.96	2.783575032	OK
SLE Freq.1	161.0618144	34.884		
SLE Freq.2	161.1714922	31.008		
SLE Freq.3	161.0618144	34.848	4.621838108	OK
SLS QP1	161.0618144	31.008		

Tabella 13 – Verifica a scorrimento della fondazione della Palina

Il blocco di fondazione risulta verificato allo scorrimento.

11 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

La verifica della capacità portante del terreno di fondazione è svolta in accordo con le NTC2018.

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra il carico verticale di esercizio in fondazione e il carico limite per il terreno. La stabilità della base della fondazione nei riguardi di un superamento della capacità portante viene assicurata applicando alla capacità portante ultima calcolata un fattore di sicurezza maggiore uguale a 2,3.

Per il calcolo della capacità portante si è adottato il metodo descritto in “Lancellotta- Geotecnica- Ed. Zanichelli - 1993” basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce la seguente espressione generale per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno:

$$q_{lim} = c' N_c D_c S_c + q_o' N_q D_q S_q + 0,5 \gamma A' N_\gamma D_\gamma S_\gamma$$

dove:

- γ = Peso di volume efficace del terreno di fondazione;
- c', ϕ' = Parametri di resistenza al taglio del terreno di fondazione in condizioni drenate;
- A' = Dimensione efficace della fondazione, funzione dell'eccentricità dei carichi;
- q_o' = Pressione efficace litostatica verticale al livello del piano di posa della fondazione;
- N_g, N_c, N_γ = Fattori di capacità portante funzione della resistenza al taglio;
- S_g, S_c, S_γ = Fattori di forma dipendenti dal rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;
- D_g, D_c, D_γ = Fattori di profondità funzione del rapporto fra l'approfondimento del piano di posa e le dimensioni reali della fondazione;

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

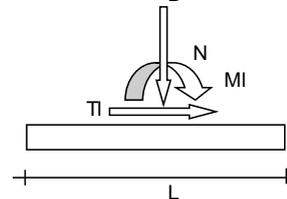
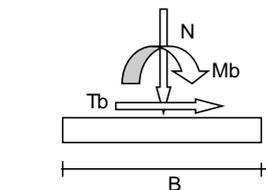
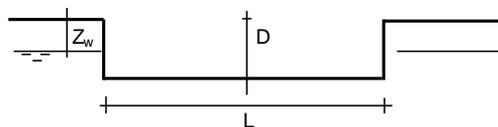
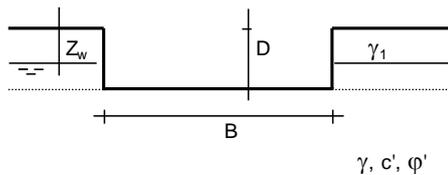
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1 ○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2 ○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA ○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3 ●	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA ○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili ○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista ○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.50 (m)
L = 2.50 (m)
D = 1.50 (m)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	223.20		290.16
Mb [kNm]	123.60		160.68
MI [kNm]	123.60		160.68
Tb [kN]	9.60		12.48
TI [kN]	9.60		12.48
H [kN]	13.58	0.00	17.65

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 18.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 12.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 23.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 12.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 23.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5.00$ (m)

$e_B = 0.55$ (m)
 $e_L = 0.55$ (m)

$B^* = 1.39$ (m)
 $L^* = 1.39$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 27.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 8.66$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 18.05$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 8.20$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$

$s_c = 1.48$

$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$

$s_q = 1.42$

$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$

$s_\gamma = 0.60$

i_c, i_q, i_y : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.50 \quad \theta = \arctg(Tb/\Pi) = 45.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.50 \quad m = 1.50 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

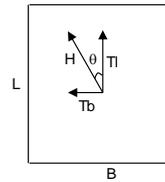
$$i_q = 0.92$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0.91$$

$$i_y = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi))^{(m+1)}$$

$$i_y = 0.88$$



d_c, d_q, d_y : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.26$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.29$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_l \tan\varphi')^2 \quad \beta_l + \beta_p = 0.00 \quad \beta_l + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_l + \beta_p = 0.00 \quad \beta_l + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 820.73 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 149.65 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 356.84 \geq q = 149.65 \quad (\text{kN/m}^2)$$

12 VERIFICHE STRUTTURALI

12.1 VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU

Le verifiche strutturali da eseguire, in accordo con la normativa di riferimento, sono:

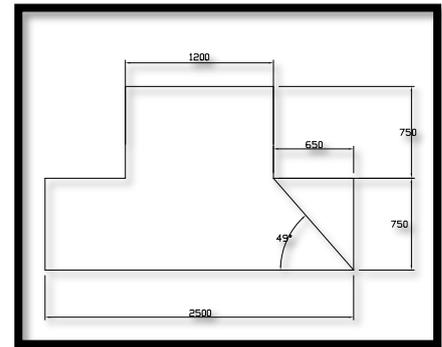
Verifiche di resistenza allo SLU;

Verifiche di resistenza allo SLV;

Nel caso specifico, essendo:

$$b \leq H_f$$

$$\alpha \geq 45^\circ$$



Siamo in presenza di un "Plinto Alto" (ovvero Plinto Tozzo), per il quale si instaura un meccanismo di tirante-puntone. Pertanto, per la verifica del plinto si considera uno schema di mensola tozza; il soddisfacimento di tale verifica è possibile assicurarla se:

$$P_R \geq P_{Ed}$$

in cui:

- P_{Ed} : è la sollecitazione agente in testa al singolo palo;

- P_R : è la resistenza del meccanismo tirante/puntone posta pari alla resistenza dell'armatura P_{Rs}

$$P_R = P_{Rs} = (A_s \cdot f_{yd} - H_{ed}) \cdot 1/\lambda$$

con $\lambda = \text{ctg} \Psi \approx 1/0,9d$ (vedi figura sottostante).

Dovrà inoltre risultare una resistenza P_{Rc} del puntone di calcestruzzo non minore di quella dell'armatura:

$$P_{Rc} = 0,4 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

con $c=1$ per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura e $c=1,5$ per sbalzi di travi provvisti di staffatura.

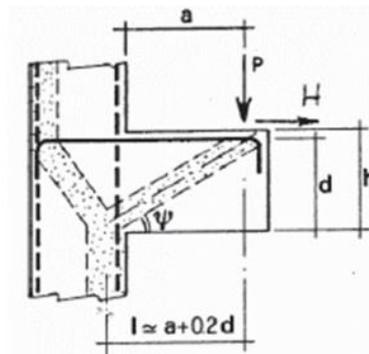
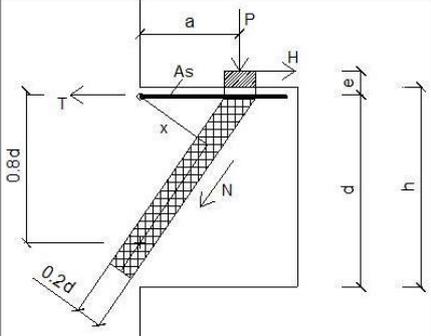


Figura 5 – Tipologico meccanismo tirante-puntone in elementi di calcestruzzo

Di seguito si riportano le verifiche effettuate con la massima sollecitazione agente.

MENSOLA TOZZA		[C4.1.2.1.5]																
Acciaio	B450C	Calcestruzzo																
f_{yk}	450 MPa	R_{ck}																
f_{yd}	391.3 MPa	f_{ck}																
		f_{cd}																
		<table> <tr> <td>P_{Ed}</td> <td>290.6 KN</td> </tr> <tr> <td>H_{Ed}</td> <td>0 KN</td> </tr> <tr> <td>h</td> <td>0.75 m</td> </tr> <tr> <td>a</td> <td>0.325 m</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>0.7 m</td> </tr> <tr> <td>e</td> <td>0 m</td> </tr> <tr> <td>x</td> <td>0.289 m</td> </tr> <tr> <td>b</td> <td>2.5 m</td> </tr> </table>	P_{Ed}	290.6 KN	H_{Ed}	0 KN	h	0.75 m	a	0.325 m	d	0.7 m	e	0 m	x	0.289 m	b	2.5 m
P_{Ed}	290.6 KN																	
H_{Ed}	0 KN																	
h	0.75 m																	
a	0.325 m																	
d	0.7 m																	
e	0 m																	
x	0.289 m																	
b	2.5 m																	
		Dati armatura																
		ϕ																
		n_ferri																
		A_s																
<p>Angolo di inclinazione della biella di cls compressa</p> $\lambda = \cot g \psi \cong L / (0.9 d)$		<table> <tr> <td>ψ</td> <td>45 °</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0.79 rad</td> </tr> <tr> <td>λ</td> <td>0.74</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1.00</td> </tr> </table>	ψ	45 °		0.79 rad	λ	0.74		1.00								
ψ	45 °																	
	0.79 rad																	
λ	0.74																	
	1.00																	
<p>Il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale superiore, corrispondente all'armatura tesa, e da un puntone di calcestruzzo inclinato di ψ, che riporta il carico P_{Ed} entro il bordo del pilastro. Attraverso l'equilibrio del nodo caricato si ottiene la portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:</p> $P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda}$																		
		<table> <tr> <td>P_{Rs}</td> <td>1279.13 kN</td> </tr> <tr> <td>$P_R \geq P_{Ed}$</td> <td>VERIFICATO</td> </tr> </table>	P_{Rs}	1279.13 kN	$P_R \geq P_{Ed}$	VERIFICATO												
P_{Rs}	1279.13 kN																	
$P_R \geq P_{Ed}$	VERIFICATO																	
<p>Dovrà inoltre risultare una resistenza P_{Rc} del puntone di calcestruzzo non minore di quella correlata all'armatura con:</p> $c \begin{cases} 1 & \text{per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura} \\ 1.5 & \text{per sbalzi di travi provvisti di staffatura} \end{cases}$																		
$P_{Rc} = 0.4 b d f_{cd} \frac{c}{1+\lambda^2} = 0.4 b d f_{cd} c \sin^2 \alpha \geq P_{Rs}$		<table> <tr> <td>P_{Rc}</td> <td>6393.77 kN</td> </tr> <tr> <td>$P_{Rc} \geq P_s$</td> <td>VERIFICATO</td> </tr> </table>	P_{Rc}	6393.77 kN	$P_{Rc} \geq P_s$	VERIFICATO												
P_{Rc}	6393.77 kN																	
$P_{Rc} \geq P_s$	VERIFICATO																	

13 INCIDENZA

INCIDENZA		
FONDAZIONE TORRE FARO	80	kg/m ³