

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 Pali Sezionatori di 1° e 2° fila

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL PT0100 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Romano	Ott-2020	M.Davino	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. 10476

NN1X.0.0.D.78.CL.PT.01.0.0.003.A

n. Elab.:

INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>IPOTESI DI CALCOLO</b> .....	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>5</b>
	4.1.1 Documenti di progetto.....	5
	4.1.2 Normativa e istruzioni.....	5
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</b> .....	<b>7</b>
5.1	CALCESTRUZZO .....	7
	5.1.1 Magrone .....	7
	5.1.2 Calcestruzzo per opere di fondazione .....	7
	5.1.3 Acciaio per cemento armato.....	7
	5.1.4 Copriferrini minimi .....	8
<b>6</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA</b> .....	<b>9</b>
<b>7</b>	<b>VERIFICHE</b> .....	<b>11</b>
7.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	11
7.2	VERIFICA A SCORRIMENTO .....	12
7.3	VERIFICA A CARICO LIMITE .....	12
7.4	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	13
<b>8</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>14</b>
8.1	CARICHI DA PESO PROPRIO E PERMANENTI.....	14
8.1	SOVRACCARICO PERMANENTE ORIZZONTALE [G2].....	15
8.2	SOVRACCARICO ACCIDENTALE .....	15
	8.2.1 Azione del ghiaccio .....	15
	8.2.2 Azione del vento .....	16
	8.2.3 Vento trasversale.....	17
8.3	AZIONE SISMICA .....	20
	8.3.1 Determinazione dell'azione sismica su fondazione palina di illuminazione .....	26
<b>9</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>27</b>
<b>10</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO</b> .....	<b>29</b>
10.1	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI .....	29
10.2	CARICHI DI PROGETTO .....	29
<b>11</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE</b> .....	<b>31</b>
11.1	VERIFICA DI RIBALTAMENTO.....	31
11.2	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	33
<b>12</b>	<b>VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE</b> .....	<b>35</b>
<b>13</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI</b> .....	<b>39</b>
13.1	VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU .....	39
<b>14</b>	<b>INCIDENZA</b> .....	<b>43</b>

## 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 verranno ancorati i pali TE attrezzati con sezionatori a 3kVcc di 1° e 2° fila; nella seguente figura viene mostrata l'ubicazione degli stessi all'interno del piazzale.

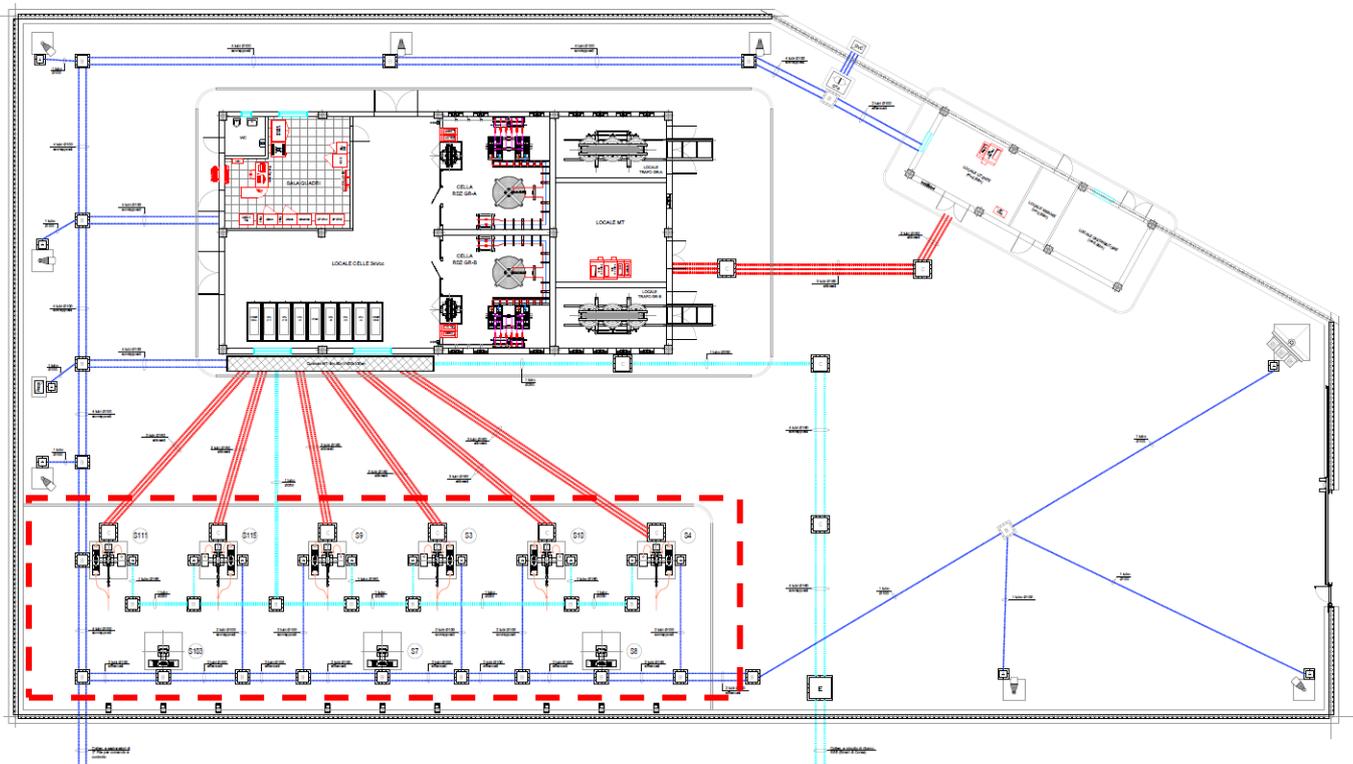


Figura 1 – Pianta fabbricato SSE km 5+750.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le opere in oggetto sono sostegni tipo LSU22c e relative strutture fondali blocco standard tipo P8M, ubicati nella Cabina TE oggetto del progetto definitivo, sono concepite con struttura fondale totalmente in calcestruzzo armato gettato in opera.

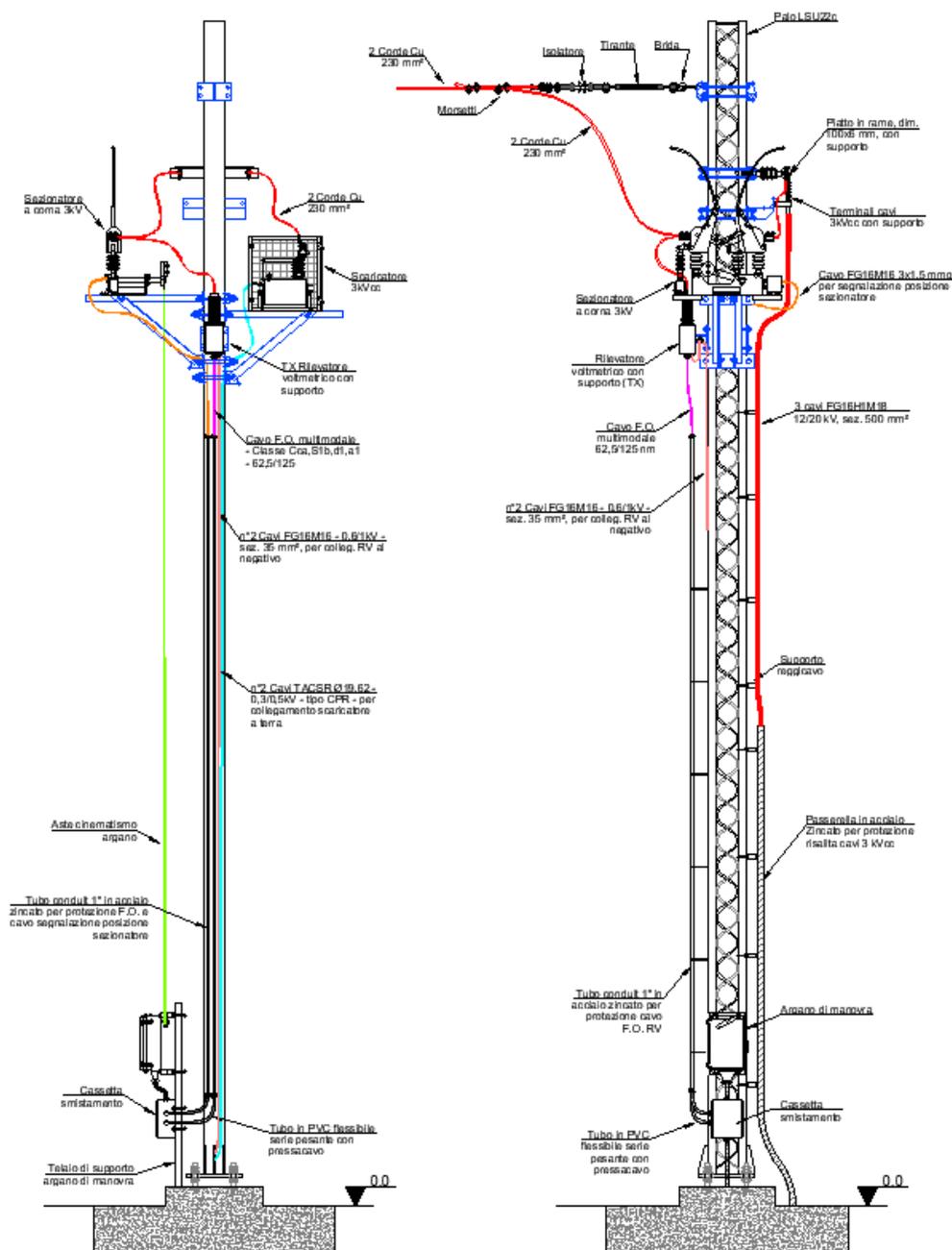


Figura 2 – Vista longitudinale e trasversale Palo 1° e 2° fila.

La configurazione di carico più sollecitante per il sostegno è risultata quella del palo di 1° fila, rispetto a quello di 2° fila e consiste nella risalita cavi di alimentazione con ormeggio trasversale in cima al sostegno di 2 corde di sezione pari a 230 mm<sup>2</sup> a tiro ridotto).

La verifiche per il blocco e il sostegno hanno evidenziato la seguenti considerazioni cautelative:

- applicazione dei momenti flettenti dovuti ai carichi trasversali dell'ormeggio delle corde di alimentazione trasversali a quota 12m e comunque comprensivi della componente longitudinale considerando una inclinazione delle corde massima di 45°;
- utilizzo di tiro di n. 2 corde di alimentazione 2x230 mm<sup>2</sup> con tiro a 110 daN cadauna a T=15°C con conseguente tiro massimo calcolato pari a T=-20°C 150 daN cadauna e campate pari a 20m;

La struttura in oggetto è costituita da un plinto in cemento armato. Tale fondazione ha una forma cubica di lato 220 cm. Sulla parte superiore delle fondazioni viene ancorato il palo della TE mediante dei tirafondi ancorati nel plinto su di un baggio di dimensioni in pianta di 90x90 cm e di altezza 25 cm. Tal fondazione poggia su di un magrone di spessore di 10 cm. Si riportano di seguito pianta e sezioni del plinto.

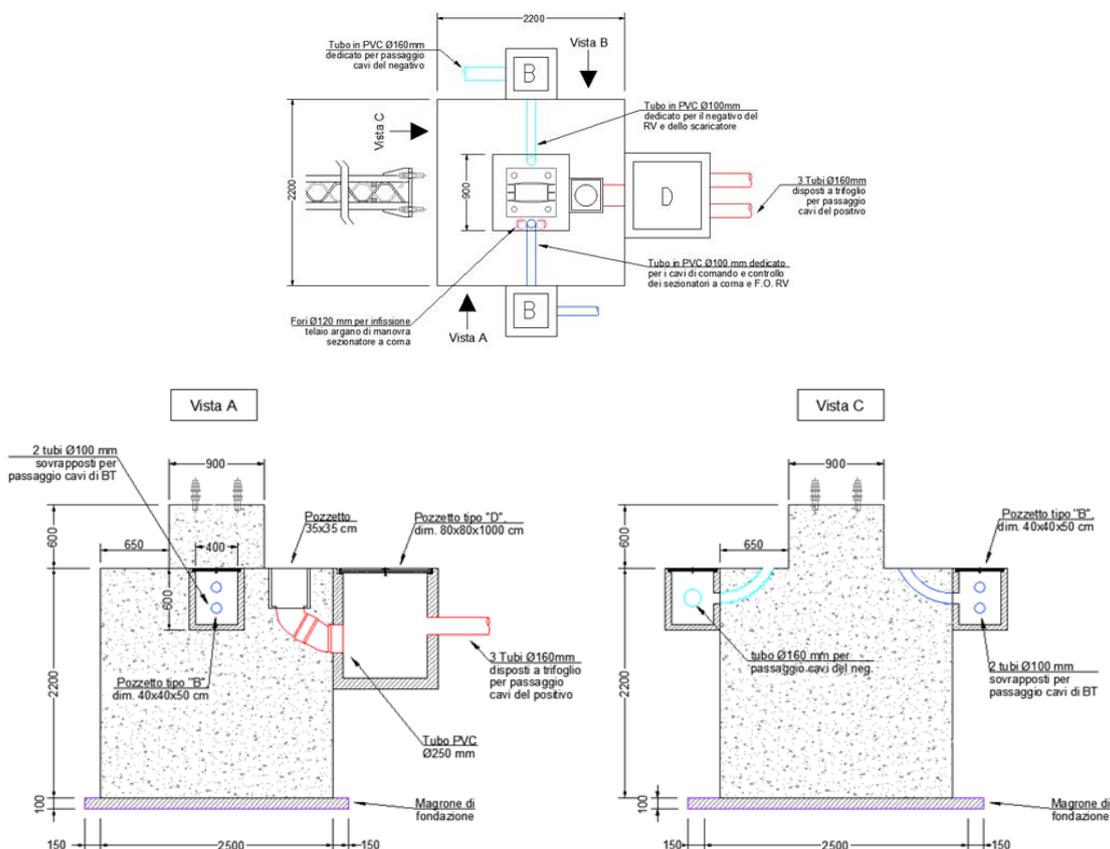


Figura 3 – Viste Plinto di fondazione

### 3 IPOTESI DI CALCOLO

I calcoli sono impostati prendendo come riferimento le condizioni di carico in base a quanto prescritto dalle norme in vigore e dalle specifiche tecniche:

In base a quanto prescritto nella norma EN 50119 i carichi saranno determinati in funzione delle seguenti condizioni:

- A = Temperatura di riferimento -20°C - senza ghiaccio e vento;
- B = Temperatura di riferimento -5°C - con ghiaccio e 50% vento;
- C = Temperatura di riferimento +5°C - senza ghiaccio e con vento.

Per le verifiche dei blocchi di fondazione, si farà riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 e circolare applicativa n.7 del 2019.

### 4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 4.1.1 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”;
- NN1X00D78BCPT0100003 – “PROGETTO DEFINITIVO – FABBRICATI – SSE km 5+750 – Corpo stradale piazzale tecnologico – Carpenterie fondazioni Pali sezionatori 1° e 2° fila”.

#### 4.1.2 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

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

### 5.1 CALCESTRUZZO

#### 5.1.1 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.

#### 5.1.2 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

#### 5.1.3 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  $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$ .

#### 5.1.4 Copriferrini minimi

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

## 6 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 $E' = E_0/5$
	$\gamma$	$\phi'$	$c'$	Cu	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
<b>Riporto R</b> <sup>(2)</sup>	18-20	31-33	-	-	100-150	5-25	Var.	20-30
<b>Argilla scarsa consistenza A1</b> <sup>(3)</sup>	16-18	19-21	5-10	20-40	100-300 z<30 m	<5	5.6 E <sup>-08</sup>	20-60 z<30 m
<b>Argilla media consistenza A2</b> <sup>(4)</sup>	18-20	19-23	10-20	70-120	300-400 z<30 m	5-40	5.6 E <sup>-08</sup>	60-80 z<30 m
<b>Limo scarsa consistenza L1</b> <sup>(5)</sup>	17-19	22-25	2-5	20-50	85-200 z<30 m 200 – 600 30<z<50 m	<10	3.5 E <sup>-06</sup>	17-40 z<30 m 40 – 120 30<z<50 m
<b>Limo media consistenza L2</b> <sup>(5)</sup>	17-19	22-25	10-15	45-90	200-350 z<30 m 350-850 30<z<50 m	10-20	3.5 E <sup>-06</sup>	40-70 z<30 m 70-170 30<z<50 m
<b>Limo alta consistenza, L3</b> <sup>(5)</sup>	17-19	22-25	15-30	90-180	400-470 z<30 m 470-1000 30<z<50m	20-40	3.5 E <sup>-06</sup>	80-94 z<30 m 94-200 30<z<50m
<b>Sabbia Limosa SL</b> <sup>(6)</sup>	18-20	26-30	0-5	-	200-400 z<36 m	15-30	1.2 E <sup>-07</sup> - 3.6 E <sup>-06</sup>	40-80 z<36 m
<b>Sabbia media S</b> <sup>(6)</sup>	18-20	29-33	-	-	400-800 z<36 m	30-50	3.6 E <sup>-06</sup> - 1.4 E <sup>-05</sup>	80-160 z<36 m
<b>Ghiaia/sabbia G/S</b> <sup>(7)</sup>	18-19	33-37	-	-	300-800 z<30 m 800-1500 30<z<50 m	30-50	7.8 E <sup>-05</sup> - 1.5 E <sup>-04</sup>	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).

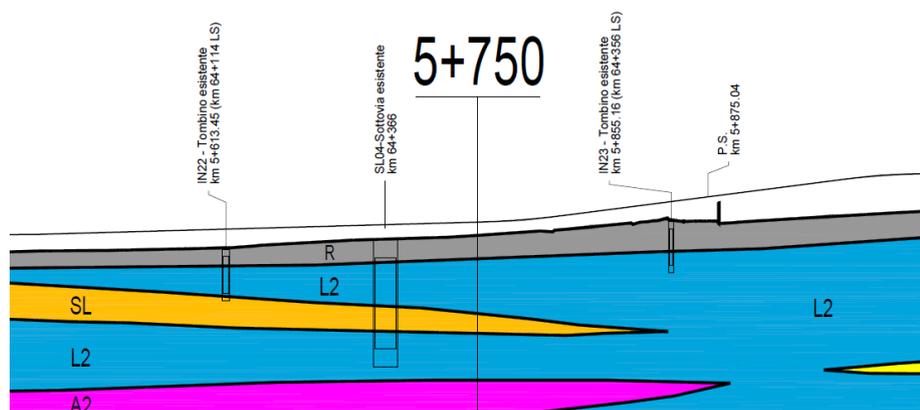


Figura 4 – Profilo geotecnico.

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 $E'=E_0/5$
	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	$C_u$	$E_0^{(1)}$		k	$E'$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
<b>Limo media consistenza L2</b> <sup>(5)</sup>	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.

## 7 VERIFICHE

### 7.1 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.

## 7.2 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.

## 7.3 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 )
$\zeta_q$	$1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\varphi)$	$1 + \tan(\varphi)$
$\zeta_c$	$1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{N_q}{N_c}$
$\zeta_\gamma$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$	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.

#### 7.4 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  $P_{R_s}$

## 8 ANALISI DEI CARICHI

Si riepilogano nel seguito i carichi agenti sulla struttura:

### 8.1 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.

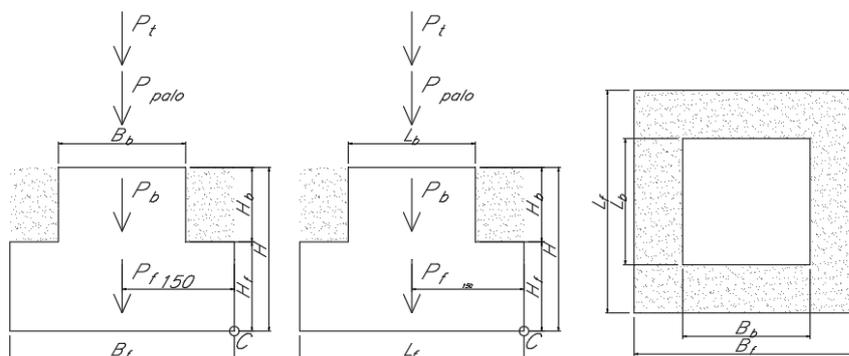


Figura 5 – Azioni tipologiche agenti su fondazione.

Peso blocco fondazione e struttura di sostegno:

$$P_b = B_b \cdot L_b \cdot H_b \cdot \gamma_{cls} = 2,20 \cdot 2,20 \cdot 2,20 \cdot 25 = 266,2 \text{ kN}$$

$$P_{ss} = 9,42 \text{ kN}$$

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

Peso conduttori e accessori di ormeggio

$$P_{\text{apparecchiatura}} (\text{quota } 8,70 \text{ m}) = 126 \text{ daN}$$

$$P_{\text{scaricatore}} (\text{quota } 8,70 \text{ m}) = 80 \text{ daN}$$

$$P_{\text{mensola sostegno}} (\text{quota } 8,70 \text{ m}) = 35 \text{ daN}$$

$$P_{\text{totale}} = 241 \text{ daN} = 2,41 \text{ kN}$$

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

## 8.1 SOVRACCARICO PERMANENTE ORIZZONTALE [G2]

Come azioni orizzontali longitudinali rispetto ai binari, si considerano i tiri delle condutture ormeggiate alle temperature di riferimento in accordo con la norma CEI EN 50119. Facendo riferimento a quanto precisato nel paragrafo di “ipotesi di calcolo” della presente relazione, si hanno i seguenti tiri delle condutture.

COMBO A\_ Temperatura di riferimento -20°C - senza ghiaccio e vento:

$T_A = 113$  kN, (tiro nella singola conduttura)

COMBO B\_ Temperatura di riferimento -5°C - con ghiaccio e con 50% vento:

$T_B = 160$  kN, (tiro nella singola conduttura)

COMBO C\_ Temperatura di riferimento +5°C - senza ghiaccio e con vento:

$T_C = 160$  kN, (tiro nella singola conduttura)

## 8.2 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Tra le azioni variabili rientrano le azioni accidentali dovute alla possibile manutenzione, le variazioni termiche, l'azione del ghiaccio, che viene considerato come un sovraccarico verticale agente sui conduttori, l'azione della neve e l'azione del vento, che viene considerato sia agente in direzione longitudinale (parallelo ai binari) che trasversale (ortogonale ai binari).

Di seguito si riportano i riferimenti normativi che hanno condotto all'analisi dei carichi inseriti nei calcoli.

### 8.2.1 Azione del ghiaccio

Per quanto attiene ai carichi da ghiaccio sui conduttori, dal paragrafo 6.2.5 della normativa CEI EN 50119 risulta:

“I carichi del ghiaccio si determinano per accumulo dovuto a brina, deposito di neve/ghiaccio e neve bagnata sui conduttori delle linee aeree di contatto. I carichi caratteristici del ghiaccio  $g_{IK}$  dipendono dal clima e dalle condizioni locali, per es. dall'altitudine, dalla vicinanza di laghi e dall'esposizione al vento. Le definizioni per i carichi del ghiaccio sono date nella EN 50125-2. I carichi dovuti al ghiaccio devono essere fissati nella specifica dell'acquirente. Qualora richiesto nella specifica dell'acquirente, deve essere considerato l'effetto del ghiaccio sulle strutture”.

Di conseguenza, prendendo in considerazione il paragrafo della norma CEI EN 50125-2, risulta:

“Ove applicabile il carico della neve e del ghiaccio deve essere considerato fino a +5° C. I carichi del ghiaccio sui conduttori dovrebbero essere specificati come indicato nella Tabella seguente.

Classe Class	Carico del ghiaccio Iceload N/m
I 0 (nessun ghiaccio_ no ice)	0
I 1 (bassa_low)	3,5
I 2 (medio_medium)	7
I 3 (pesante_beavy)	15

Tabella 1 – Classi di azione del ghiaccio

Questi valori sono validi per conduttori con diametro usuale tra 10 mm e 20 mm”.

Considerando quindi, una classe media (I2), il carico a metro lineare del ghiaccio sui conduttori sarà pari a 7N/m.

### 8.2.2 Azione del vento

Dal paragrafo 6.2.4.2 della normativa CEI EN 50119 risulta:

La pressione dinamica del vento  $q_K$  misurata in  $N/m^2$  agente sugli elementi di linea aerea di contatto deve essere determinata mediante la seguente formula:

$$q_K = \frac{1}{2} G_q \times G_t \times \rho \times V_R^2$$

dove

- $G_q$  è il fattore di risposta alle raffiche di vento così come definito nella ENV 1991-2-4:1995. Per le linee aeree di contatto di altezza pari a circa 10 m,  $G_q$  deve essere 2,05;
- $G_t$  è il fattore caratteristico del terreno che tiene in considerazione la protezione delle linee, Per esempio nelle trincee, negli attraversamenti delle città e delle foreste. Negli spazi aperti  $G_t$  deve essere 1,0; per i siti protetti i fattori  $G_t$  possono essere definiti nella specifica del cliente;
- $V_R$  è la velocità di riferimento del vento in m/s ad un'altezza di 10 m al di sopra del terreno, mediata su un intervallo di 10 minuti, con un periodo di ritorno in accordo con 6.2.4.1;
- $\rho$  è la densità dell'aria, pari a  $1,225 \text{ kg/m}^3$  a  $15^\circ\text{C}$  e 600 m di altitudine. La densità dell'aria per altri valori di temperatura ed altitudine può essere calcolata mediante l'equazione:

$$\rho = 1,225 \times \left( \frac{288}{T} \right) \cdot e^{-1,2 \cdot 10^{-4} \cdot H}$$

dove

- T è la temperature assoluta in K;
- H è l'altitudine in m.

Di conseguenza, è stato preso come riferimento il DM 17/01/18 e la relativa Circolare Ministeriale del 2019 per il calcolo della velocità di riferimento del vento.

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 II (vedi Tab. 3.3.II), 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:

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

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

- $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  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

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d' Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Nel caso in esame il piazzale della sottostazione ha una altitudine (metri di altitudine sul livello marino),  $a_s = 30$  m e  $v_b = 27$  m/s, la pressione dinamica del vento risulterà:

$$q_k = 0,5 \times 2,05 \times 1,0 \times 1,222 \times 27^2 = 913 \text{ N/m}^2 = 0,91 \text{ kN/m}^2$$

### 8.2.3 Vento trasversale

#### Vento in assenza di ghiaccio

La pressione del vento sui conduttori è regolamentata dalla Norma CEI EN 50119 (§6.2.4.3):

La pressione del vento sui conduttori determina forze trasversali alla direzione della linea. La forza agente su un sostegno per effetto dell'azione del vento sulle due campate adiacenti deve essere determinata mediante la formula:

$$Q_{WC} = q_k \times G_C \times d \times C_C \times \frac{L_1 + L_2}{2} \times \cos^2 \Phi$$

Dove:

- $q_k$  è la pressione dinamica caratteristica del vento (fare riferimento a 6.2.4.2);
- $G_C$  è il fattore di risposta strutturale dei conduttori che tiene in considerazione la risposta dei conduttori mobili al carico del vento. Il fattore  $G_C$  dovrebbe essere determinato sulla base dell'esperienza nazionale. Un valore ampiamente accettato sarebbe  $G_C = 0,75$ ;

- $d$  è il diametro del conduttore;
- $C_C$  è il coefficiente di resistenza del conduttore. Si raccomanda il valore 1,0; altri valori possono essere forniti nella specifica del cliente;
- $L_1, L_2$  sono le lunghezze delle due campate adiacenti;
- $\Phi$  è l'angolo d'incidenza della direzione critica del vento rispetto alla perpendicolare al conduttore. In generale si assume  $\Phi$  pari a zero.

Qualora conduttori doppi siano tesi parallelamente, può essere operata una riduzione del carico del vento sul conduttore sottovento, ammontando tale carico all'80% del carico relativo al conduttore sopravvento se il distanziamento tra gli assi dei due conduttori è inferiore a cinque volte il diametro.

Per il calcolo del vento agente sui sostegni (nel caso in esame i sostegni sono solo del tipo LSU) si farà riferimento al par. 6.2.4.7 della CEI EN 50119. Che fornisce la seguente relazione:

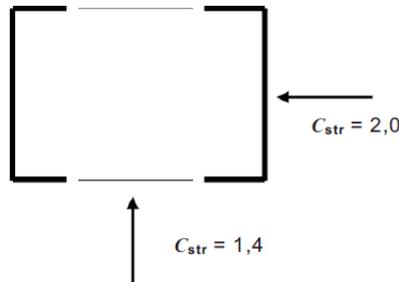
$$Q_{W\text{ str}} = q_K \times G_{\text{str}} \times C_{\text{str}} \times A_{\text{str}}$$

dove:

- $A_{\text{str}}$  è l'area proiettata della struttura
- $q_K$  è la pressione dinamica caratteristica del vento (fare riferimento a 6.2.4.2);
- $G_k$  è il fattore di risonanza strutturale di una struttura. Valore tipico 1,0
- $C_{\text{str}}$  è il coefficiente di resistenza dipendente dalla forma e dalla rugosità della superficie della struttura.

I valori da utilizzare sono riportati nella tabella seguente. Nel caso in esame si prenderanno, rispettivamente, i valori 2,0 per il vento trasversale al binario e 1,4 per quello longitudinale.

Tipo di struttura	$C_{\text{str}}$
Strutture tubolari in acciaio e calcestruzzo con sezione trasversale circolare	0,7
Strutture tubolari in acciaio con sezione trasversale dodecanale	0,85
Strutture tubolari in acciaio e calcestruzzo con sezione trasversale esagonale ed ottagonale	1,0
Strutture tubolari in acciaio e calcestruzzo con sezione trasversale quadrata o rettangolare	1,4
Profilato a doppia C con sezione trasversale quadrata o rettangolare	Vedi Fig. 4
Profilati ad H	1,4



### Vento in presenza di ghiaccio

La presenza contemporanea dell'azione del vento e di quella del ghiaccio è regolamentata dalla Norma CEI 50119 (§6.2.6):

Qualora per il progetto degli impianti e delle strutture della linea aerea di contatto siano prese in considerazione le azioni combinate dei carichi del ghiaccio e del vento, si può assumere il 50% del carico del vento, conformemente a 6.2.4, come agente sulle strutture e sulle apparecchiature senza ghiaccio e sui conduttori coperti da ghiaccio in accordo con 6.2.5. Un valore alternativo può essere fissato nella specifica dell'acquirente. La forza peso unitaria  $\rho_i$  del ghiaccio può essere estratta da norme appropriate ed il coefficiente di resistenza aerodinamica può essere scelto pari a 1,0.

Se definito nella specifica dell'acquirente, si deve considerare un incremento del diametro dell'accumulo di ghiaccio.

Il diametro equivalente  $D_1$  in metri dell'accumulo di ghiaccio deve essere calcolato mediante la formula:

$$D_1 = \sqrt{d^2 + \frac{4 \times g_{IK}}{\pi \times \rho_1}}$$

dove

- $d$  è il diametro del conduttore senza ghiaccio misurato in metri;
- $g_{IK}$  è il carico caratteristico del ghiaccio misurato in N/m.

Per quanto concerne invece il carico sul sostegno, basterà dimezzare i carichi da vento trasversale.

### 8.3 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 2 – 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**



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".

Elaborazioni grafiche

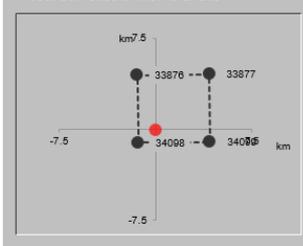
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



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

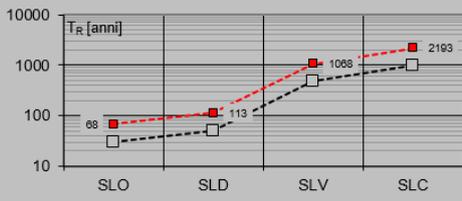
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="68"/>
		<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="1068"/>
		<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 3 – 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 4 – 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 5 – 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 $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

*Tabella 6 – 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  $\xi$  (%) = **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

---

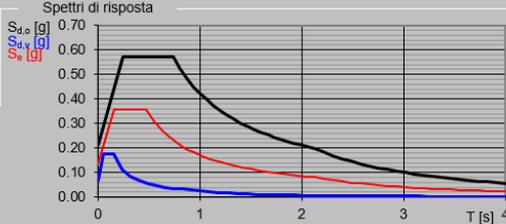
**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta →  
 Parametri e punti spettri di risposta →

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

Spettri di risposta



$S_{d,0}$  [g]  
 $S_{d,v}$  [g]  
 $S_e$  [g]

T [s]

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
$\eta$	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  $\eta$  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

### 8.3.1 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]	1.18		
Coeff. Riduttivo per accumulo spostamenti $\lambda$	[-]	1,0		
Quota baricentro massa partecipante	[m]	9		
F Azione orizzontale	[kN]	6.7		6.7
M Azione flettente	[kN*m]	60.3		60.3

Tabella 7 – 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  $\Psi_{2j}$  pari a zero.

## 9 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 8 – Tabella riassuntiva combinazioni di calcolo considerate

## 10 MODELLO DI CALCOLO

### 10.1 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.

### 10.2 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	266.2	kN	G1
Peso terreno	Pt	9.42	kN	G1
Peso torre faro	Ppalo	2.41	kN	G1
CARICHI ORIZZONTALI PERMANENTI				
Tiro conduttura	Tc	1.5	kN	G2
	M	18		
CARICHI GHIACCIO				
Peso Ghiaccio	Pghiaccio	0.084	kN	Q1
CARICHI NEVE				
Peso Neve	Pneve	2	kN	N
SISMA				
	V	6.7	kN	E
	M	60.3	kN	E
VENTO				
Carico long	F <sub>vc</sub>	1.27	kN	Q2
	M <sub>vc</sub>	15.24	kN*m	Q2
Carico trasv	F <sub>vt</sub>	1.82	kN	Q3
	M <sub>vt</sub>	21.84	kN*m	Q3

Tabella 9 – Tabella riassuntiva carichi di progetto

Caso di carico	G1	G2	Q_H	N	Vx	Vy	Ex	Ey
Fx [kN]	0	1.5	0	0	3.09	0	6.7	0
Fy [kN]	0	1.5	0	0	0	3.09	0	2
Fz [kN]	278.03	0	0.084	2	0	0	0	0
Mx [kN*m]	0	18	0	0	0	37.08	0	60.3
My [kN*m]	0	18	0	0	37.08	0	60.3	0
Mz [kN*m]	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 10 – 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	4.7	4.7	363.1	56.8	56.8	0.0
SLU 2	4.7	4.7	364.5	56.8	56.8	0.0
SLU 3	6.6	6.6	363.0	79.0	79.0	0.0
SLU 4	4.3	4.3	279.6	51.4	51.4	0.0
SLU 5	4.3	4.3	281.1	51.4	51.4	0.0
SLU 6	6.1	6.1	279.6	73.6	73.6	0.0
SLV 1	8.2	2.1	278.1	36.1	78.3	0.0
SLV 2	3.5	3.5	278.1	78.3	36.1	0.0
EQU 1	4.1	4.1	251.8	49.6	49.6	0.0
EQU 2	4.1	4.1	253.3	49.6	49.6	0.0
EQU 3	6.0	6.0	251.8	71.8	71.8	0.0
EQU 4	4.1	4.1	251.8	49.6	49.6	0.0
EQU 5	4.1	4.1	253.3	49.6	49.6	0.0
SLE Rara 1	3.4	3.4	279.1	40.2	40.2	0.0
SLE Rara 2	3.4	3.4	280.1	40.2	40.2	0.0
SLE Rara 3	4.6	4.6	279.1	55.1	55.1	0.0
SLE Freq.1	1.5	1.5	278.1	18.0	18.0	0.0
SLE Freq.2	1.5	1.5	278.5	18.0	18.0	0.0
SLE Freq.3	2.1	2.1	278.1	25.4	25.4	0.0
SLS QP1	1.5	1.5	278.1	18.0	18.0	0.0

Tabella 11 – Carichi di progetto nelle combinazioni previste

## 11 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 11.1 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	$\gamma_R = 1,4$

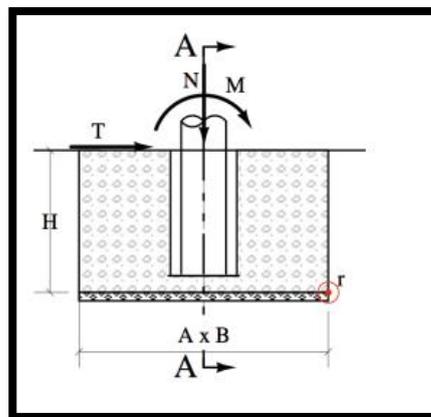
Tabella 12 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno

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

Geometria

$H=2.2$  m

$A = B = 2.2$  m



Il momento stabilizzante dovuto ai carichi verticali (per sicurezza il momento stabilizzante dovuto al terreno laterale non viene considerato) vale:

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

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	$M_{stab,x}$ [kN*m]	$M_{stab,y}$ [kN*m]	$M_{fib,x}$ [kN*m]	$M_{fib,y}$ [kN*m]	$M_{stab,x}/M_{fib,x}$ [-]	$M_{stab,y}/M_{fib,y}$ [-]		
SLU 1	399.3715	399.3715	67.1802	67.1802	5.944779861	5.944779861	ok	ok
SLU 2	400.99378	400.99378	67.1802	67.1802	5.968928047	5.968928047	ok	ok
SLU 3	399.35302	399.35302	93.507	93.507	4.270835552	4.270835552	ok	ok
SLU 4	307.5754	307.5754	60.7902	60.7902	5.059621452	5.059621452	ok	ok
SLU 5	309.2254	309.2254	60.7902	60.7902	5.086763985	5.086763985	ok	ok
SLU 6	307.5754	307.5754	87.117	87.117	3.530601375	3.530601375	ok	ok
SLV 1	305.9254	305.9254	40.71	96.34	7.514748219	3.175476438	ok	ok
SLV 2	305.9254	305.9254	86	43.812	3.557272093	6.982685109	ok	ok
EQU 1	276.98286	276.98286	58.6602	58.6602	4.721819223	4.721819223	ok	ok
EQU 2	278.63286	278.63286	58.6602	58.6602	4.749947324	4.749947324	ok	ok
EQU 3	276.98286	276.98286	84.987	84.987	3.259120336	3.259120336	ok	ok
EQU 4	276.98286	276.98286	58.6602	58.6602	4.721819223	4.721819223	ok	ok
EQU 5	278.63286	278.63286	58.6602	58.6602	4.749947324	4.749947324	ok	ok
SLE Rara 1	307.0254	307.0254	47.6268	47.6268	6.446483912	6.446483912	ok	ok
SLE Rara 2	308.1254	308.1254	47.6268	47.6268	6.469580152	6.469580152	ok	ok
SLE Rara 3	307.0254	307.0254	65.178	65.178	4.710567983	4.710567983	ok	ok
SLE Freq.1	305.9254	305.9254	21.3	21.3				
SLE Freq.2	306.3654	306.3654	21.3	21.3				
SLE Freq.3	305.9254	305.9254	30.0756	30.0756	10.1718802	10.1718802	ok	ok
SLS QP1	305.9254	305.9254	21.3	21.3				

Tabella 13 –Verifiche di ribaltamento della fondazione della palina di illuminazione

## 11.2 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 " $\phi$ " l'angolo d'attrito fondazione si avrà:

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

Si assume un valore di " $\phi$ " 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	$F_{res}$	$F_{scorr}$	$F_{res}/F_{scorr}$	ESITO
	[kN]	[kN]	[-]	[-]
SLU 1	99.55041135	9.462	10.52107497	OK
SLU 2	99.95479334	9.462	10.56381244	OK
SLU 3	99.54580489	13.17	7.558527326	OK
SLU 4	76.66860953	8.562	8.954521085	OK
SLU 5	77.07990122	8.562	9.002557956	OK
SLU 6	76.66860953	12.27	6.248460435	OK
SLV 1	76.25731784	10.3	7.403623092	OK
SLV 2	76.25731784	7.01	10.87836203	OK
EQU 1	69.04287775	8.262	8.356678498	OK
EQU 2	69.45416944	8.262	8.406459627	OK
EQU 3	69.04287775	11.97	5.767993129	OK
EQU 4	69.04287775	8.262	8.356678498	OK
EQU 5	69.45416944	8.262	8.406459627	OK
SLE Rara 1	76.5315123	6.708	11.4089911	OK
SLE Rara 2	76.80570676	6.708	11.44986684	OK
SLE Rara 3	76.5315123	9.18	8.336766046	OK
SLE Freq.1	76.25731784	3		
SLE Freq.2	76.36699563	3		
SLE Freq.3	76.25731784	4.236	18.00219968	OK
SLS QP1	76.25731784	3		

Tabella 14 – Verifica a scorrimento della fondazione della Palina

Il blocco di fondazione risulta verificato allo scorrimento.

## 12 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:

- $\gamma$  = Peso di volume efficace del terreno di fondazione;
- $c', \phi'$  = 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;
- $N_g, N_c, N_\gamma$  = Fattori di capacità portante funzione della resistenza al taglio;
- $S_g, S_c, S_\gamma$  = Fattori di forma dipendenti dal rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;
- $D_g, D_c, D_\gamma$  = 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 ( $e_L = Ml/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

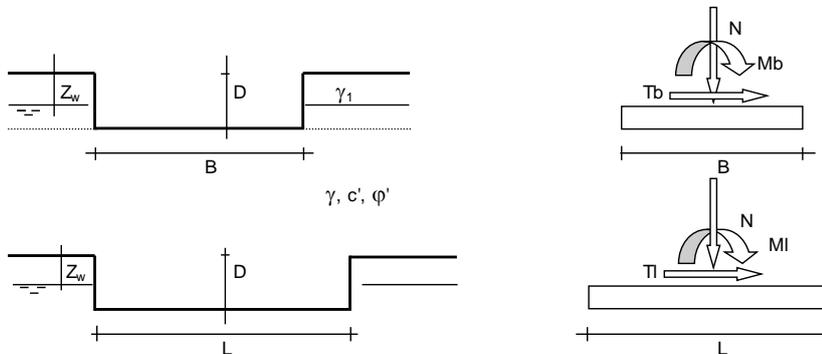
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = 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 = 2.20 (m)  
L = 2.20 (m)  
D = 2.20 (m)

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	363.10		472.03
Mb [kNm]	79.00		102.70
MI [kNm]	79.00		102.70
Tb [kN]	8.20		10.66
TI [kN]	8.20		10.66
H [kN]	11.60	0.00	15.08

*Peso unità di volume del terreno*

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$\begin{aligned} c' &= 12.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 23.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

*Valori di progetto*

$$\begin{aligned} c' &= 12.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 23.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0.22 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.22 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 1.76 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1.76 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 39.60 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 8.66$$

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

$$N_c = 18.05$$

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

$$N_\gamma = 8.20$$

**Sc, Sq, Sy : fattori di forma**

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

$$s_c = 1.48$$

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

$$s_q = 1.42$$

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

$$s_\gamma = 0.60$$

**ic, iq, iy : fattori di inclinazione del carico**

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

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

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

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

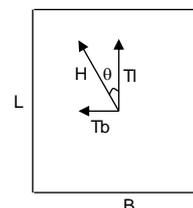
$$i_q = 0.96$$

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

$$i_c = 0.95$$

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

$$i_\gamma = 0.93$$



**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1.28$$

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

$$d_c = 1.32$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1077.74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 151.55 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 468.58 \geq q = 151.55 \quad (\text{kN/m}^2)$$

## 13 VERIFICHE STRUTTURALI

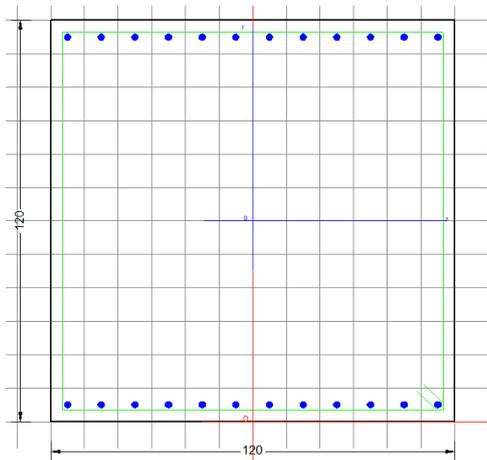
### 13.1 VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU

I calcoli per la verifica delle armature del blocco di fondazione si svolgono a presso-flessione retta allo stato limite per entrambe le direzioni considerando dimensioni e armature previste da capitolato.

Allo scopo, è stato utilizzato il software “RC-SEC” considerando, a vantaggio di sicurezza, la sezione maggiormente sollecitata del blocco.

Di seguito si riportano input ed output del programma, considerando solo il momento agente in direzione trasversale.

Facendo riferimento al capitolato assumiamo un copriferro pari a 5 cm:



### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di trave di fondazione in combinazione sismica
Tipologia sezione:	Rettangolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Poco aggressive
Condizioni Ambientali:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona non sismica
Riferimento alla sismicità:	Sezione appartenente a trave di fondazione (arm.minima ex §7.2.5NTC)

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	141.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	137.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	137.50	daN/cm <sup>2</sup>

SSE KM 5+750\_Corpo stradale piazzale tecnologico  
Relazione di calcolo pali sezionatori 1° e 2° fila

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL PT0100 003	A	40 di 43

Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.200 mm  
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 100.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. a snervamento fyk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. a rottura ftk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. a snerv. di progetto fyd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di progetto ftd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di progetto Epu: 0.068  
Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito  
Coeff. Aderenza istant.  $\beta_1 \cdot \beta_2$ : 1.00  
Coeff. Aderenza differito  $\beta_1 \cdot \beta_2$ : 0.50  
Comb.Rare - Sf Limite: 3375.0 daN/cm<sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 120.0 cm  
Altezza: 120.0 cm  
Barre inferiori: 12Ø20 (37.7 cm<sup>2</sup>)  
Barre superiori: 12Ø20 (37.7 cm<sup>2</sup>)  
Coprif.Inf.(dal baric. barre): 5.0 cm  
Coprif.Sup.(dal baric. barre): 5.0 cm  
Coprif.Lat. (dal baric.barre): 5.0 cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	7900	0	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	5510

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	5510 (88325)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)

SSE KM 5+750\_Corpo stradale piazzale tecnologico  
Relazione di calcolo pali sezionatori 1° e 2° fila

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL PT0100 003	A	41 di 43

con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	5510 (88325)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.0 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]  
As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	7900	24	164335	20.802	113.6	0.06	0.70	37.7 (28.8)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	120.0	0.00078	115.0	-0.05903	5.0

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X, Y, O)  
Sc min Minima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X, Y, O)  
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X, Y, O)  
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)  
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

SSE KM 5+750\_Corpo stradale piazzale tecnologico  
Relazione di calcolo pali sezionatori 1° e 2° fila

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL PT0100 003	A	42 di 43

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.7	120.0	0.0	93.7	-136	115.0	12.5	1500	37.7	10.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00007	0.00002	0.50	0.60	0.000041 (0.000041)	271	0.011 (0.20)	88325

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.7	120.0	0.0	93.7	-136	115.0	12.5	1500	37.7	10.0

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00007	0.00002	0.50	0.60	0.000041 (0.000041)	271	0.011 (0.20)	88325

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.7	120.0	0.0	93.7	-136	115.0	12.5	1500	37.7	10.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00007	0.00002	0.50	0.40	0.000041 (0.000041)	271	0.011 (0.20)	88325

## 14 INCIDENZA

INCIDENZA		
FONDAZIONE PALO TE	80	kg/m <sup>3</sup>