

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 Blocco Trasformatori

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL PT0100 004 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

NN1X.0.0.D.78.CL.PT.01.0.0.004.A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	2
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	3
3.1.1	Documenti di progetto.....	3
3.1.2	Normativa e istruzioni.....	3
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	4
4.1	CALCESTRUZZO	4
4.1.1	Magrone	4
4.1.2	Calcestruzzo per opere di fondazione	4
4.1.3	Acciaio per cemento armato.....	4
4.1.4	Copriferri minimi	5
5	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA	6
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA.....	7
6	ANALISI FONDAZIONE TRASFORMATORE.....	8
6.1	VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE.....	9
6.2	VERIFICA STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE.....	14
6.2.1	Verifica in direzione longitudinale.....	14
6.2.2	Verifica in direzione trasversale	18
7	INCIDENZA	20

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 delle fondazioni dei trasformatori previsti all'interno del fabbricato SSE.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

I trasformatori presenti all'interno del fabbricato SSE poggiano su una fondazione in c.a., strutturalmente giuntata dalla fondazione del fabbricato, di forma rettangolare con dimensioni:

- B= 1.70m Larghezza
- L= 5.90m Lunghezza
- H= 1.03m Altezza (dettata esclusivamente dalla Q.ta +0.10m da garantire)

Di seguito si riporta una vista schematica in cui in rosso si evidenzia la posizione del trasformatore e della sua fondazione (oggetto di analisi) all'interno della SSE.

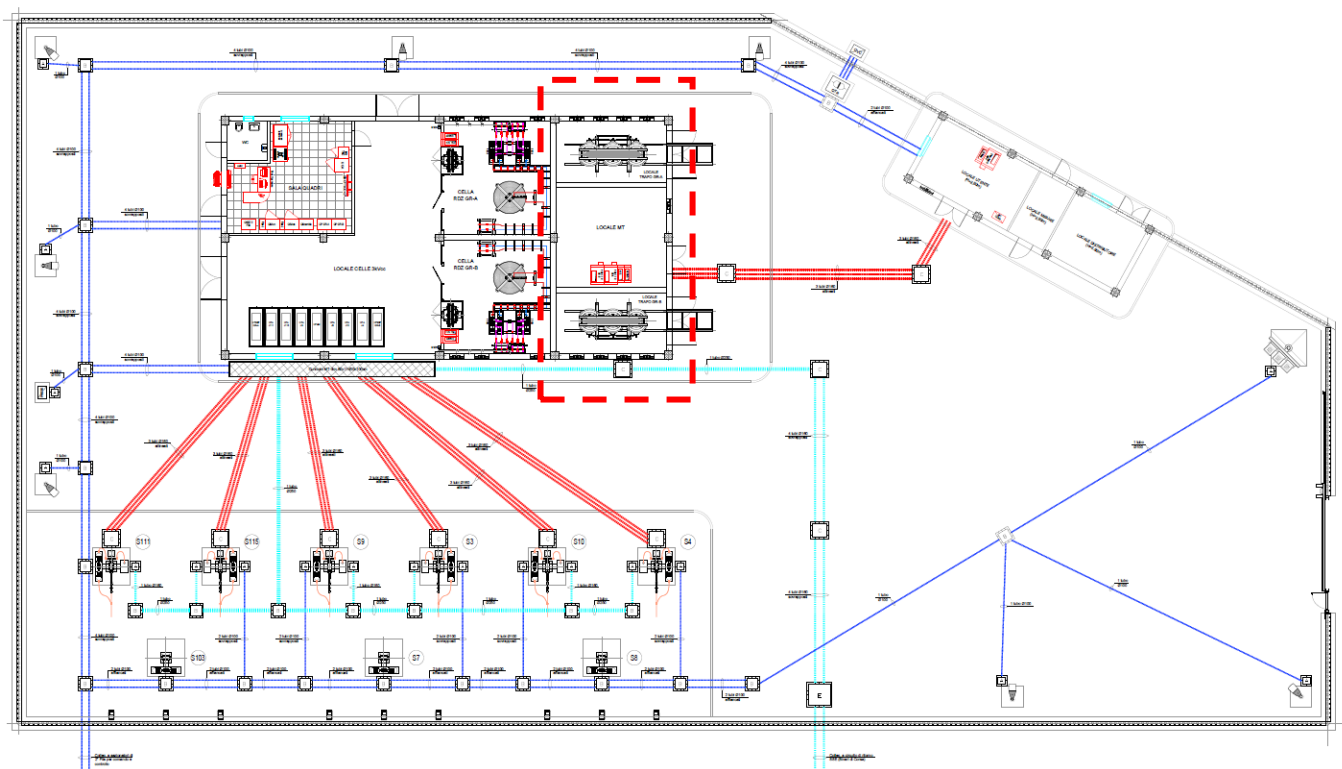


Figura 1 – Pianta fabbricato SSE km 5+750.

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”;
- NN1X00D78BCPT0100004 – “PROGETTO DEFINITIVO – FABBRICATI – SSE km 5+750 – Corpo stradale piazzale tecnologico – Carpenteria fondazione Blocco trasformatori”.

3.1.2 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2;

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D Dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.

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 Copriferri 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	$c \geq 40\text{mm}$.

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'	C_u	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Riporto								
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).

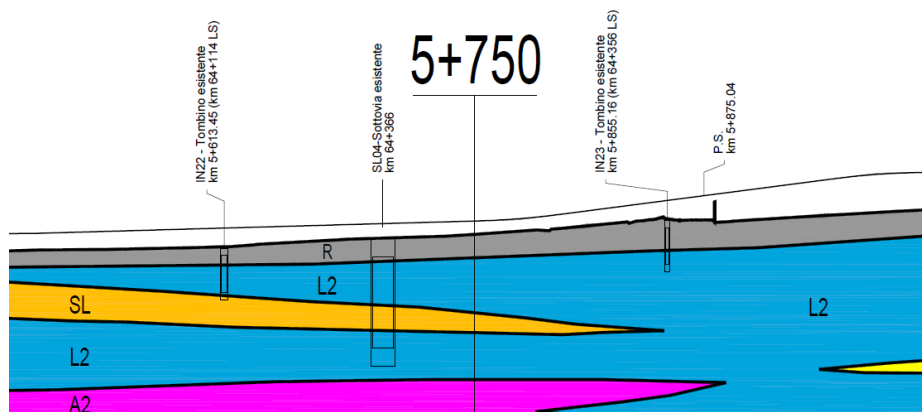


Figura 2 – Profilo geotecnico.

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.

5.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità $V_{s,30}$.

Si può ricavare il parametro $V_{s,30}$ mediante la relazione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Come riportato dettagliatamente nella relazione geologica, l'analisi dell'assetto stratigrafico e dei valori di $V_{s,30}$ disponibili dalle prove sismiche Masw ha permesso di definire la categoria di sottosuolo come "C e E".

Nel seguito, a vantaggio di sicurezza, si assume l'intera area di progetto appartenente alla categoria di sottosuolo di fondazione "E" ovvero "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".

6 ANALISI FONDAZIONE TRASFORMATORE

Per l'analisi della suddetta opera fondale si considerano i seguenti carichi agenti:

P.P.FONDAZIONE $B \times L \times H \times \gamma_{cls} = 1.70 \times 5.90 \times 1.03 \times 25 = 260 \text{ kN};$

P.P. TRASFORMATORE = $13500 \text{ kg} \equiv 132.39 \text{ kN}.$

In accordo con la normativa, considerando l'Approccio 2 che prevede un'unica combinazione dei coefficienti amplificativi, A1+M1+R3, le verifiche da effettuare sono:

- Verifica a carico limite verticale (GEO)
- Verifica strutturale dalla fondazione (STR)

Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

6.1 VERIFICA A CARICO LIMITE 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 ($e_B = M_b/N$)

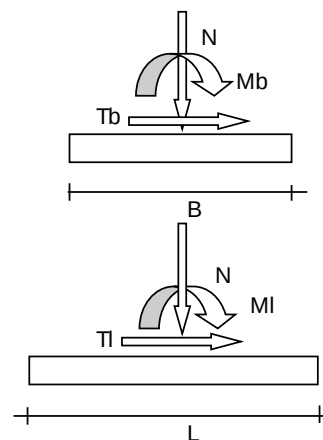
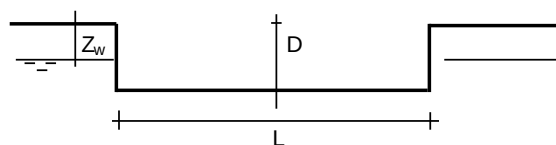
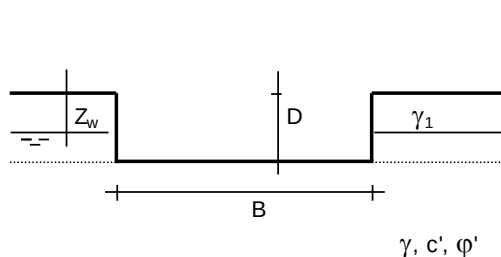
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
Metodo di calcolo			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	qlim	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	⦿	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
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)

$B = 1.70$ (m)
 $L = 5.90$ (m)
 $D = 1.03$ (m)

Condizioni drenate

AZIONI			
	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	392.40		510.12
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	4.88		6.34
H [kN]	4.88	0.00	6.34

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \text{ (kN/mc)}$$

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 12.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 23.00 \text{ (°)}$$

Valori di progetto

$$c' = 12.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 23.00 \text{ (°)}$$

Profondità della falda

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

$$e_B = 0.00 \text{ (m)}$$

$$e_L = 0.00 \text{ (m)}$$

$$B^* = 1.70 \text{ (m)}$$

$$L^* = 5.90 \text{ (m)}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 18.54 \text{ (kN/mq)}$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

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

$$S_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$S_c = 1.14$$

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

$$S_q = 1.12$$

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

$$S_\gamma = 0.88$$

i_c, i_q, i_γ : **fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.78 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.22 \quad m = 1.22 \quad (-)$$

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

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

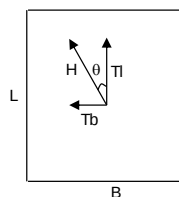
$$i_q = 0.99$$

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

$$i_c = 0.99$$

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

$$i_\gamma = 0.98$$



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

$$d_q = 1.19$$

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

$$d_c = 1.22$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : **fattori di inclinazione base della fondazione**

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : **fattori di inclinazione piano di campagna**

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 618.03 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 50.86 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 268.71 \geq q = 50.86 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Condizioni non drenate

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	392.40	0.00	510.12
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	4.88	0.00	6.34
H [kN]	4.88	0.00	6.34

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 65.00 \quad (\text{kN/mq})$$

Valore di progetto

$$c_u = 65.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.70 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 5.90 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 18.54 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

Nc : coefficiente di capacità portante

$$Nc = 2 + \pi$$

$$Nc = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.06$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.78$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.22$$

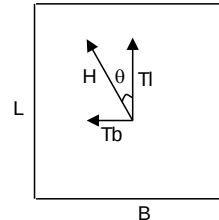
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.22$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 1.00$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.24$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 15.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 0.97$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 15.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 0.93$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 412.92 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 50.86 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 179.53 \geq q = 50.86 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Le verifiche a carico limite risultano soddisfatte in entrambe le condizioni.

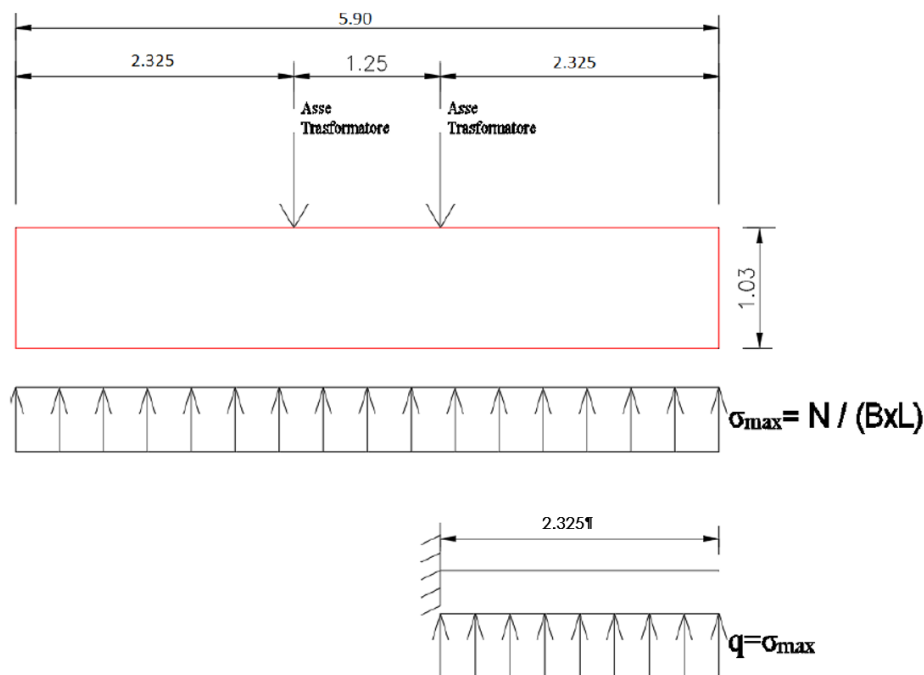
6.2 VERIFICA STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE

La fondazione è armata secondo i minimi di normativa per le travi di fondazione: seppur ampiamente soddisfatte, si riportano comunque le verifiche strutturali della fondazione in entrambe le direzioni principali (longitudinale e trasversale).

6.2.1 Verifica in direzione longitudinale

In direzione longitudinale si considera uno schema di mensola, con incastro posto in corrispondenza della posizione di uno degli assi del trasformatore, soggetta ad un carico uniformemente distribuito q pari a:

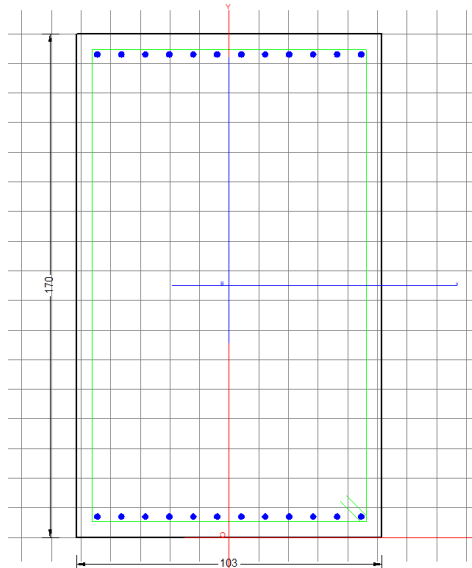
$$q = q_{\text{lim}} \times B = 50.86 \times 1.70 = 86.4 \text{ kN/m}$$



A valle di ciò si ottengono le seguenti caratteristiche della sollecitazione nella sezione più sollecitata:

$$M_{\text{MAX}} = (q \times 2.325^2) / 2 = (86.4 \times 2.325^2) / 2 = 233.5 \text{ kNm};$$

$$V_{\text{MAX}} = q \times 2.325 = 86.4 \times 2.325 = 200.9 \text{ kN};$$



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:	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/cm²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	103.0	cm
Altezza:	170.0	cm
Barre inferiori:	12Ø20	(37.7 cm²)
Barre superiori:	12Ø20	(37.7 cm²)

SSE KM 5+750_Corpo stradale piazzale tecnologico
Relazione di calcolo fondazione blocco trasformatori

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL PT0100 004	A	16 di 20

Coprif.Inf.(dal baric. barre): 7.0 cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre): 7.0 cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre): 7.0 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	23350	0	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.1 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 ≥ 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 [cm²] 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	23350	14	233611	10.005	161.5	0.05	0.70	37.7 (35.0)

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	170.0	0.00062	163.0	-0.06350	7.0

VERIFICA A TAGLIO

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrane a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sollecitazioni Agenti:

V_{Ed} 200.9 kN
 N_{Ed} 0 kN

Calcestruzzo **C25/30**

R_{ck} 30 N/mm²
 f_{ck} 24.9 N/mm²

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

f_{cd} 14.11 N/mm²

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

γ_c 1.5

Altezza sezione

h 1030 mm

Copriferro

c 70 mm

Larghezza minima della sezione (in mm)

b_w 1700 mm

Altezza utile della sezione (in mm)

d 960 mm

Area Calcestruzzo

A_c 1751000 mm²

Armatura longitudinale tesa

n 12

$\emptyset$ 20 mm

A_{sl} 3768 mm²

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

ρ_1 0.0023 ≤ 0.02 **ok**

Tensione media di compressione nella sezione

σ_{cp} 0.0000 ≤ 0.2 f_{cd} **ok**

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

k 1.46 ≤ 2 **ok**

$$v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

v_{min} 0.22

V_{Rd} 510.96 kN

Verifica:

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

VERIFICATA

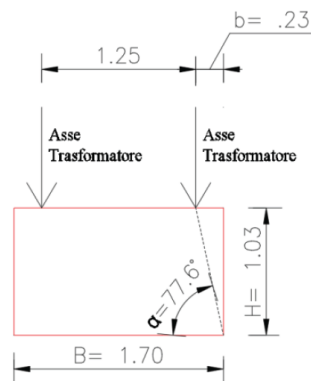
Le verifiche strutturali della sezione longitudinale risultano soddisfatte.

6.2.2 Verifica in direzione trasversale

In direzione trasversale si considera uno schema di mensola tozza essendo:

$$b \leq H;$$

$$\alpha > 45^\circ$$



con incastro posto in corrispondenza della posizione di uno degli assi del trasformatore, soggetta ad un carico uniformemente distribuito q pari a:

$$q = q_{\text{lim}} \times L = 50.86 \times 5.90 = 300 \text{ kN/m}$$

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

$$P_{Ed} = q \times 0.23 = 300 \times 0.23 = 69 \text{ kN}$$

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

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

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: con $c=1$ per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura e $c=1.5$ per sbalzi di travi provvisti di staffatura. Di seguito si riporta quanto la verifica considerando a vantaggio di sicurezza una base resistente di 1.25m

MENSOLA TOZZA

[C4.1.2.1.5]

Acciaio

B450C

f_{yk} 450 MPa

f_{yd} 391.3 MPa

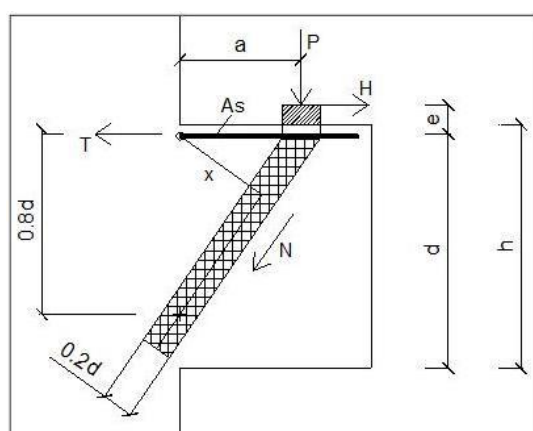
Calcestruzzo

C25/30

R_{ck} 30 MPa

f_{ck} 24.90 MPa

f_{cd} 14.11 MPa



P_{Ed} 69 kN

H_{Ed} 0 kN

h 1.03 m

a 0.12 m

d 0.96 m

e 0 m

x 0.119 m

b 1.25 m

Dati armatura

ϕ 20 mm

n_{ferri} 6

A_s 1884.96 mm²

Angolo di inclinazione della biella di cls compressa

ψ 45 °

0.79 rad

$$\lambda = \cot g \psi \cong L / (0.9 d)$$

λ 0.36

1.00

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:

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda}$$

P_{Rs} 2042.56 kN

$P_R \geq P_{Ed}$ **VERIFICATO**

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

$$c = \begin{cases} 1 & \text{per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura} \\ 1.5 & \text{per sbalzi di travi provvisti di staffatura} \end{cases}$$

$$P_{Rc} = 0.4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} = 0.4 b d f_{cd} c \sin^2 \alpha \geq P_{Rs}$$

P_{Rc} 5991.50 kN

$P_{Rc} \geq P_s$ **VERIFICATO**

7 INCIDENZA

INCIDENZA		
FONDAZIONE BLOCCO TRASFORMATORE	80	kg/m ³