

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA  
U.O. TECNOLOGIE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA

INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUI PRG  
DELLE STAZIONI DI ASSISI ED ELLERA

LINEA DI CONTATTO – STAZIONE FERROVIARIA DI ASSISI

Relazione di Calolo strutturale fuori standard

SCALA:

-

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

I R 0 B 0 1 D 1 8 C L L C 0 0 0 0 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione definitiva	S. SERRONI <i>Serroni</i>	Luglio 2020	A.GIUSEPPONE <i>Giuseppone</i>	Luglio 2020	T.PAOLETTI <i>Paolotti</i>	Luglio 2020	G. GUIDI BUFFARINI Luglio 2020 <i>Guidi Buffarini</i>

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Tecnologie Centro  
Ing. Guido Buffarini  
Ordine Ingegneri Provincia di Roma  
n° 17812

## INDICE

1.	<b>PREMESSA</b> .....	4
2.	<b>INTRODUZIONE</b> .....	6
1.1	<b>Ipotesi di calcolo</b> .....	6
1.2	<b>Normative di riferimento</b> .....	7
1.3	<b>Parametri Geotecnici</b> .....	8
1.4	<b>Descrizione dei materiali</b> .....	8
1.5.1	<b>Opere in calcestruzzo armato</b> .....	9
2	<b>Software di Calcolo</b> .....	10
3	<b>Modello di Calcolo</b> .....	11
3.1	<b>Valutazione delle azioni provenienti dalle strutture della trazione elettrica</b> .....	11
4	<b>Calcolo Azioni</b> .....	14
4.1	<b>Peso proprio elementi strutturali</b> .....	14
4.2	<b>Sovraccarichi permanenti verticali</b> .....	14
4.3	<b>Sovraccarichi permanenti orizzontali</b> .....	14
4.4	<b>Tabella Pesi e Tiri sui conduttori</b> .....	14
4.5	<b>Sovraccarichi variabili</b> .....	15
2.5.1	<b>Azione del ghiaccio</b> .....	15
2.5.2	<b>Azione del vento</b> .....	10
2.5.3	<b>Vento trasversale (ai binari) Vento in assenza di ghiaccio</b> .....	11
2.5.4	<b>Azione Sismica</b> .....	14
2.5.4.1	<b>Vita nominale</b> .....	14
2.5.4.2	<b>Classe d'uso</b> .....	14
2.5.4.3	<b>Azioni di Progetto</b> .....	15
2.5.4.4	<b>Amplificazione stratigrafica</b> .....	17
2.5.4.5	<b>Condizioni topografiche</b> .....	17
2.5.4.6	<b>Classe di duttilità</b> .....	17
2.5.4.7	<b>Regolarità</b> .....	17
2.5.4.8	<b>Tipologia strutturale e fattore di struttura</b> .....	17
2.5.4.9	<b>Spettri di risposta</b> .....	18
2.5.4.11	<b>Calcolo coefficienti di spinta attiva e passiva in fase sismica</b> .....	19
2.5.5	<b>Azione Aerodinamica</b> .....	21
	<b>qaer= q1k x k1 xk2 =118.95 daN/mq</b> .....	22

4.6	Carichi eccezionali.....	22
5	COMBINAZIONI DI CARICO .....	23
6	REAZIONI ALLA BASE DEL PALO ALIMENTATORE .....	24
7	CRITERI DI VERIFICA FONDAZIONI.....	25
7.1	Verifiche di portanza della fondazione .....	25
7.2	Verifiche agli Stati Limite .....	25
7.3	Capacità Portante Fondazione .....	27
7.4	Verifica a Ribaltamento (Approccio 2-A1-M1-R3).....	29
7.5	Verifica a Scorrimento (Approccio 2-A1-M1-R3).....	30
8	VERIFICHE BLOCCO DI FONDAZIONE TIPO P8M.....	32
8.1	Verifica Armature .....	36
8.2	Verifica della capacità portante della fondazione e a Scorrimento .....	37
8.3	Verifica a Ribaltamento .....	41
9	Conclusioni.....	42

## 1. PREMESSA

Nell'ambito del progetto “Potenziamento della linea Foligno–Terontola”, rientrano gli interventi di semplificazione e velocizzazione ed upgrade tecnologico presso la stazione di Assisi. Le attività prevedono la velocizzazione degli itinerari in deviata, l’adeguamento a STI dei marciapiedi di stazione e dei relativi sottopassi pedonali e l’upgrading tecnologico dell’impianto esistente ACEI in un più moderno apparato ACC.

Il Programma di Esercizio fornito come input di base dalla Committenza prevede interventi di semplificazione e velocizzazione dell’impianto. In particolare sono previste le seguenti lavorazioni:

- Sostituzione delle comunicazioni esistenti a 30 km/h con comunicazioni a 60 km/h
- Realizzazione di tronchini di indipendenza per i binari di precedenza
- Adeguamento a STI dei marciapiedi di stazione
- Costruzione nuovo sottopasso pedonale

Per la stazione di Assisi è inoltre previsto, come detto in precedenza, l’upgrade tecnologico dell’attuale apparato (con ACC telecomandabile) e conseguente riconfigurazione del Posto Centrale.

L’inizio dell’intervento è previsto alla progressiva Km 14+800 circa e termina alla progressiva Km 16+450 circa.

E’ prevista la modifica dell’attuale PRG di stazione allo schematico comunicato dal Cliente, la realizzazione di un nuovo sottopasso e dei collegamenti perdonali (rampe scale ed ascensori), innalzamento dei due marciapiedi esistenti ad H=55cm. Inoltre, verrà prevista la realizzazione di un nuovo sottopasso pedonale in aggiunta a quello esistente.

Entrambi i marciapiedi verranno dotati di due nuove pensiline ferroviarie in continuità a quelle esistenti a copertura del nuovo sottopasso.

A tal proposito, si evidenzia che per quanto riguarda il marciapiede ad isola, per il soddisfacimento del Programma di Esercizio anzidetto, si viene a determinare un ampliamento di circa 2m della banchina lato III binario. Per quanto riguarda la pensilina attuale prevista sul marciapiede del II e III binario si è deciso, d’intesa con la DTP RFI, di non intervenire sull’ampliamento della pensilina esistente su detta banchina, in virtù del vincolo presente da parte della sovrintendenza BBCC sul fabbricato viaggiatori.

Verrà previsto un nuovo Fabbricato Tecnologico per ospitare la cabina ACC, i locali tecnologici e la Cabina MT/BT, quest’ultima necessaria per una migliore gestione dei carichi elettrici presenti in stazione.



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

**PROGETTO DEFINITIVO  
POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA  
INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE  
SUI PRG DELLE STAZIONI DI ASSISI ED ELLERA**

**LINEA DI CONTATTO - STAZIONE FERROVIARIA  
DI ASSISI**  
Relazione di Calcolo strutturale fuori standard

COMMESSA  
IROB

LOTTO  
01 D 18

CODIFICA  
CL

DOCUMENTO  
LC0000 001

REV.  
A

Saranno previsti inoltre, dal punto di vista impiantistico:

- illuminazione punte scambi;
- impianti RED;
- illuminazione scale, sottopasso, banchine
- impianti IaP e DS

## 2. INTRODUZIONE

Nel presente documento sono riportati i calcoli di verifica del blocco di fondazione relativo al sostegno nuovo n. 30 della stazione di Assisi impiegato nella configurazione di carico fuori standard illustrato nei paragrafi seguenti della presente relazione di calcolo.

### 1.1 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:

- A1 = Temperatura di riferimento -20°C - senza ghiaccio e vento;
- A2 = Temperatura di riferimento +5°C - senza ghiaccio e vento;
- B = Temperatura di riferimento +5°C - senza ghiaccio e con vento;
- C = Temperatura di riferimento -5°C - con ghiaccio e senza vento;
- D = Temperatura di riferimento -5°C - con ghiaccio e 50% 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.

## 1.2 Normative di riferimento

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. del 17 Gennaio 2018:** Nuove norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018);
- **Circolare 21/01/2019, N.7 C.S.LL.PP.** - “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **CEI EN 50119:2010-05** - “Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane – Impianti fissi – Linee aeree di contatto per trazione elettrica”;
- **RFI DMAIMTE SP IFS 006** - “Procedimento di calcolo di verifica dei pali della linea di contatto in stazione e di piena linea”;
- **Norma Tecnica RFI TE 019:** “Fornitura di filo tondo e sagomato per le linee aeree di contatto”;
- **Norma Tecnica RFI TE 025:** “Fornitura di corde di rame e lega di rame per le linee aeree di contatto”;
- **Norma Tecnica RFI TE 118:** “Costruzione delle condutture di contatto e di alimentazione a corrente continua a 3 Kv”;
- **Dis. E66013:** “Sostegni LSU”;
- **Dis. E64865:** “Tirafondi per sostegni LSU di piena linea allo scoperto e stazione”
- **Dis. E64866:** “Blocchi di fondazione e relative armature per sostegni tipo “LSU” di piena linea”
- **Standard costruttivi RFI** per le linee di trazione elettrica.
- **Capitolato Tecnico T.E. ed. 2014** “Capitolato tecnico per la costruzione delle linee aeree di contatto e di alimentazione a 3 kV cc”
- **Norma CEI - EN50119 Ed. 05/2010:** “Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane. Impianti fissi – Linee aeree di contatto per la trazione elettrica”;
- **Norma CEI – 11-4 Ed. 01/2011:** “Norme tecniche per la costruzione di linee elettriche aeree esterne”;
- **Norma CEI - EN50423-1 Ed. 07/2005:** “Linee elettriche a tensione maggiore di 1 kV fino a 45 kV – Parte 1: Prescrizioni Generali e Specifiche Comuni”
- **Norma CEI - EN50423-3 Ed. 07/2005:** “Linee elettriche a tensione maggiore di 1 kV fino a 45 kV – Parte 3: Raccolta degli aspetti normativi nazionali”
- **EC2:** Eurocodice 2: “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;

- **Norma UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3):** “Progettazione delle strutture di acciaio”;
- **Specifica Tecnica 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”

### 1.3 Parametri Geotecnici

Di seguito si riportano i parametri utilizzati per i calcoli di verifica desunti dalla relazione geotecnica generale:

Peso di volume naturale	$\gamma =$	19.5 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito terreno	$\phi'$	= 27°
Coesione drenata	$c'$	= 0

Nella seguente tabella vengono riportati i parametri geotecnici del sito in esame:

Unità	g	f'	c'	c <sub>u</sub>	G <sub>0</sub>	E <sub>op</sub>	k
	kN/m <sup>3</sup>	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(m/s)
Als	19.5	25÷28	0 ÷ 5	25 ÷ 75		7 ÷ 13	1E-05 ÷ 1E-06
Gs	20.0	31÷35	0	-		25 ÷ 35	1E-04 ÷ 1E-05
Al	19.5	25÷28	5 ÷ 10	50 ÷ 100		17÷ 25	1E-06

### 1.4 Descrizione dei materiali

E' previsto l'utilizzo dei seguenti materiali dei quali di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche:



### 1.5.1 Opere in calcestruzzo armato

Per i calcestruzzi si fa riferimento alle normative UNI EN 206-1 (Specificazione, prestazione, produzione e conformità) e UNI 11104 (Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1).

#### - Struttura in fondazione

Classe di resistenza:	C25/30 (Rck300)
Classe di esposizione:	XC2
Resistenza caratteristica cubica:	Rck = 30 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica:	fck = 25 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica media:	fcm = fck + 8 = 33 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione semplice:	fctm = 0.30 fck 2/3 = 2.56
N/mm <sup>2</sup> Resistenza media a trazione per flessione:	fctm = 1.2 fctm = 3.08
N/mm <sup>2</sup> Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%):	fctk = 0.7 fctm = 1.79
N/mm <sup>2</sup> Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%):	fctk = 1.3 fctm = 3.33
N/mm <sup>2</sup>	

Modulo di elasticità longitudinale	Ecm = 22.000 [fcm/10] <sup>0.3</sup> = 31476 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	ν = 0.1
Coeff. espansione termica lineare	α = 10 x 10 <sup>-6</sup> per °C-1
Densità	ρ = 2500 kg/m <sup>3</sup>

Coefficiente sicurezza SLU	γ <sub>C</sub> = 1,50
Resistenza di calcolo a compressione SLU	fcd = 0,85 fck / γ <sub>C</sub> = 14.17 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	fctd = 0.7 fctk / γ <sub>C</sub> = 1.20 N/mm <sup>2</sup>

Coefficiente sicurezza SLE	γ <sub>C</sub> = 1,00
combinazione rara	σ <sub>c,ad</sub> = 0,60 fck = 15.00 N/mm <sup>2</sup>
combinazione quasi permanente	σ <sub>c,ad</sub> = 0,45 fck = 11.25 N/mm <sup>2</sup>

#### - Acciaio per calcestruzzo armato

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

Tensione caratteristica di snervamento	f <sub>yk</sub> > 450 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	f <sub>tk</sub> > 540 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	E <sub>s</sub> = 206000 N/mm <sup>2</sup>
Rapporto	1,15 < (f <sub>t</sub> /f <sub>y</sub> ) <sub>k</sub> < 1,35 (frattile 10%)
Rapporto	(f <sub>y</sub> /f <sub>y</sub> , nom) <sub>k</sub> < 1,25 (frattile 10%)
Allungamento	(A <sub>gt</sub> ) <sub>k</sub> > 7,5% (frattile 10%)

Coefficiente sicurezza SLU	γ <sub>S</sub> = 1,15
Resistenza di calcolo SLU	f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>S</sub> = 391,30 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di calcolo SLE	σ <sub>y,ad</sub> = 0,80 f <sub>yk</sub> = 360 N/mm <sup>2</sup>

## 2 Software di Calcolo

Il dimensionamento dell'opera è stato ottenuto mediante modellazione ad elementi finiti monodimensionali tipo "frames" tramite il programma di calcolo "Midas Civil" 2019.

Le analisi condotte all'interno del modello agli elementi finiti sono volte a determinare lo stato di sollecitazione del manufatto durante tutta la sua esistenza.

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi centigradi °
- angoli: gradi sessadecimali.

### 3 Modello di Calcolo

#### 3.1 Valutazione delle azioni provenienti dalle strutture della trazione elettrica

Al fine di definire le azioni provenienti dalle sovrastrutture da applicare in fondazione, è stato analizzato un modello semplificato del palo alimentatore; le quali reazioni alla base sono diventate le azioni sulla fondazione in esame.

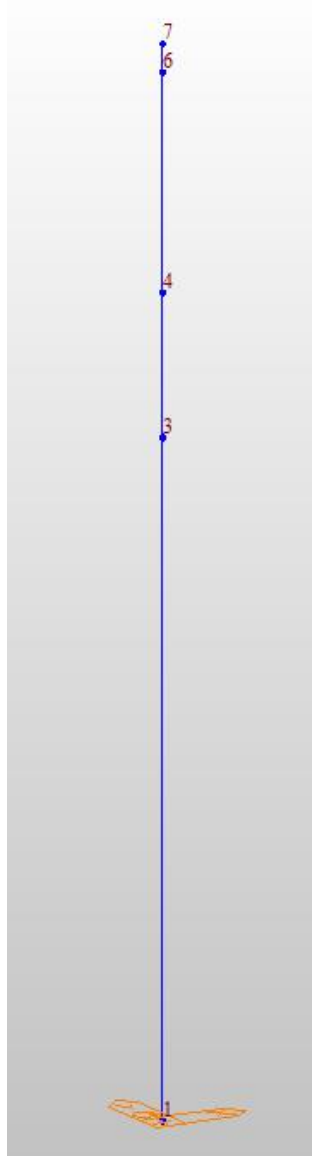


Figura 1: Schema semplificato del palo alimentatore – numerazione dei nodi di applicazione dei carichi

I carichi elementari considerati sono:

- peso proprio del palo alimentatore;
- peso mensole + sospensioni + ormeggi;
- pesi propri e tiri funi CdT;
- pesi propri e tiri funi CP;
- pesi propri e tiri funi FdC;
- vento trasversale e vento longitudinale, in accordo alle NTC 2018 e al MdP RFI;
- sisma trasversale e sisma longitudinale.

Verranno descritti nel dettaglio nel paragrafo seguente.

Mentre qui di seguito si riporta il disegno del palo alimentatore nella sua configurazione reale, dove sono stati riportati graficamente anche i carichi (ad una temperatura standard di 15°).

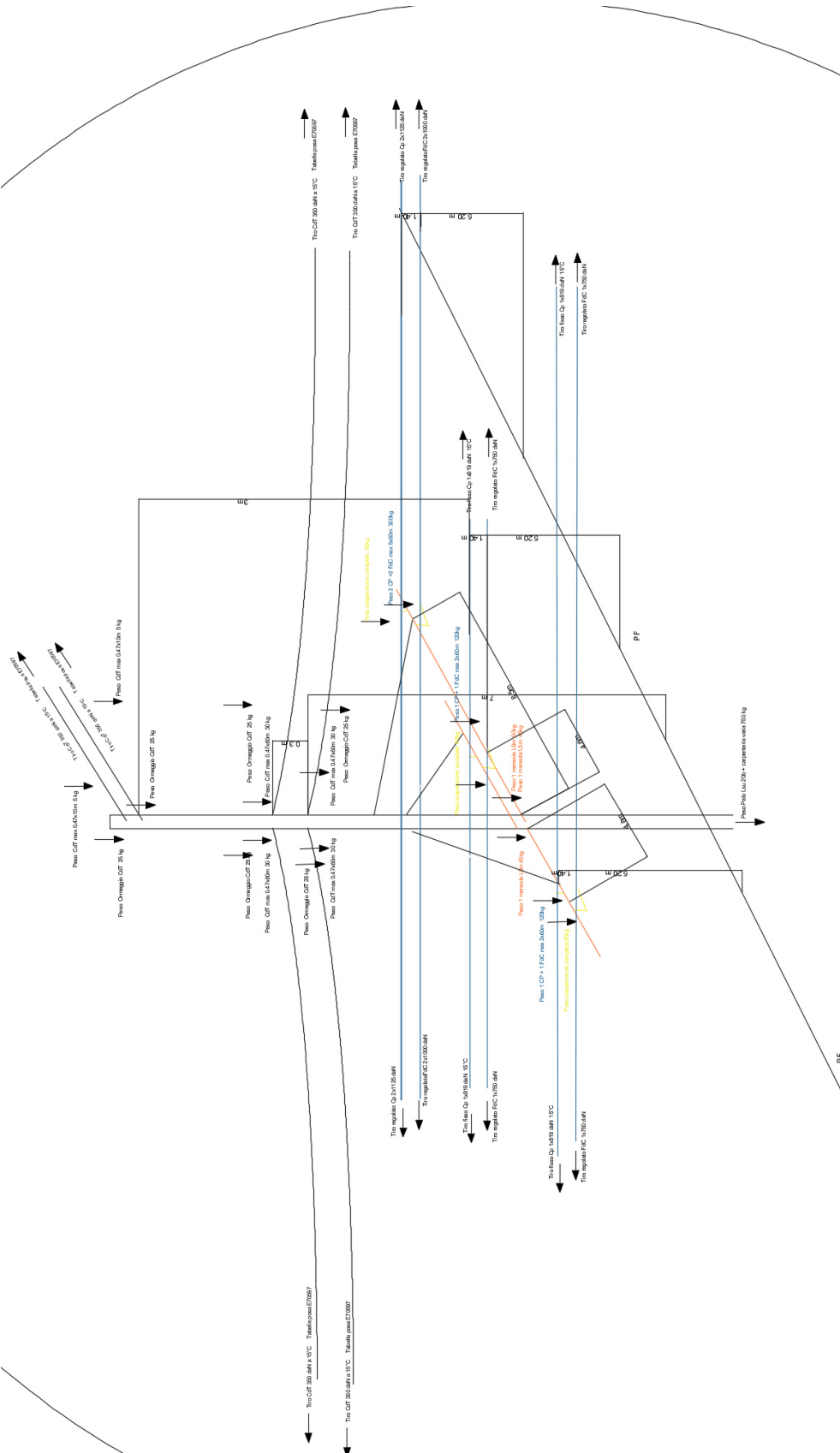


Figura 2: Carichi applicati al modello di calcolo

#### 4 Calcolo Azioni

In quanto segue si riporta l'analisi dei carichi agenti sulle strutture in oggetto, tale analisi è svolta per determinare i valori da inserire sullo schema di calcolo del modello della struttura.

##### 4.1 Peso proprio elementi strutturali

I pesi dei materiali utilizzati per le strutture portanti sono conformi alle NTC 2018 e alle specifiche tecniche RFI (vedi normative di riferimento).

##### 4.2 Sovraccarichi permanenti verticali

Tali carichi sono costituiti dalle forze dovute al peso del palo, delle mensole, delle sospensioni e dei conduttori ormeggiati con relativa pendinatura, oltre al peso degli accessori di ormeggio ed i contrappesi per la regolazione del tiro nei fili di contatto.

##### 4.3 Sovraccarichi permanenti orizzontali

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.

##### 4.4 Tabella Pesi e Tiri sui conduttori

Di seguito si riporta la tabella dei pesi e dei tiri agenti sui conduttori che saranno impiegati per la realizzazione della L.d.C., per le condizioni di carico considerate, in accordo con il par. 6.3 della CEI EN 50119:

#### CONDIZIONE A1 (-20°)

TIPO LINEA	N CP	S CP	P. LINEA	P CP	D CP	T CP	N FC	S FC	P FC	D FC	T FC
220CPF	1	120	2,139	1,07	0,014	1530	1	100	0,869	0,0118	750
440CPR	2	120	4,078	1,07	0,014	1125	2	100	0,869	0,0118	1000
Corda di Terra	0	0	0,585	0	0	0	2	170	0,585	0,0159	800

#### CONDIZIONE A2 (+5°)

TIPO LINEA	N CP	S CP	P. LINEA	P CP	D CP	T CP (+5°)	N FC	S FC	P FC	D FC	T FC
220CPF	1	120	2,139	1,07	0,014	1180	1	100	0,869	0,0118	750
440CPR	2	120	4,078	1,07	0,014	1125	2	100	0,869	0,0118	1000
Corda di Terra	0	0	0,585	0	0	0	2	170	0,585	0,0159	500

#### CONDIZIONE B (+5°)+VENTO

TIPO LINEA	N CP	S CP	P. LINEA	P CP	D CP	T CP	N FC	S FC	P FC	D FC	T FC
220CPF	1	120	2,139	1,07	0,014	1031	1	100	0,869	0,0118	750
440CPR	2	120	4,078	1,07	0,014	1125	2	100	0,869	0,0118	1000
Corda di Terra	0	0	0,585	0	0	0	2	170	0,585	0,0159	700

#### CONDIZIONE C (-5°)+GHIACCIO

TIPO LINEA	N CP	S CP	P. LINEA	P CP	Deq CP	T CP	N FC	S FC	P FC	Deq FC	T FC
220CPF	1	120	3,539	1,77	0,0344	1350	1	100	1,569	0,0336	750
440CPR	2	120	6,878	1,77	0,0344	1125	2	100	1,569	0,0336	1000
Corda di Terra	0	0	1,285	0	0	0	2	170	1,285	0,0357	800

**CONDIZIONE D (-5°)+GHIACCIO+50%VENTO**

TIPO LINEA	N CP	S CP	P. LINEA	P CP	D CP	T CP	N FC	S FC	P FC	D FC	T FC
220CPF	1	120	3,539	1,77	0,0344	1450	1	100	1,569	0,0336	750
440CPR	2	120	6,878	1,77	0,0344	1125	2	100	1,569	0,0336	1000
Corda di Terra	0	0	1,285	0	0	0	2	170	1,285	0,0357	800

Dove:

Ncp è il numero di corde portanti

Scp è la superficie delle corde portanti in mm<sup>2</sup>

P.linea è il peso della Linea di contatto (Corda Portante+Filo di contatto) in daN/m

P CP è il peso unitario della Corda Portante in daN/m

D CP è il diametro della Corda Portante in m

T CP è il tiro della Corda Portante in daN

N FC è il numero dei Fili di contatto

S FC è la superficie dei Fili di Contatto in mm<sup>2</sup>

P FC è il peso dei fili di contatto in daN/m

D FC è il diametro dei Fili di Contatto in m

T FC è il tiro dei Fili di Contatto in daN

#### 4.5 Sovraccarichi variabili

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.

##### 2.5.1 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 gIK 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

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.

### 2.5.2 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:

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

per  $a_s \leq a_0$

$$v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0)$$

per  $a_0 \leq a_s \leq 1500m$



- $vb,0, a0, ka$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame,
- $as$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione".

**Tabella 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}, a_0, k_a$** 

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 siamo nella Regione Umbria,  $as = 10$  m e  $vb=27$  m/s, la pressione dinamica del vento risulterà:

$$\underline{q_k = 0.5 \times 2.05 \times 1.0 \times 1.225 \times 27^2 = 915 \text{ N/m}^2 = 91.5 \text{ daN/m}^2}$$

### 2.5.3 Vento trasversale (ai binari)

#### 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 tesati 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 al par. 6.2.4.7 della CEI EN 50119. Che fornisce la seguente relazione:

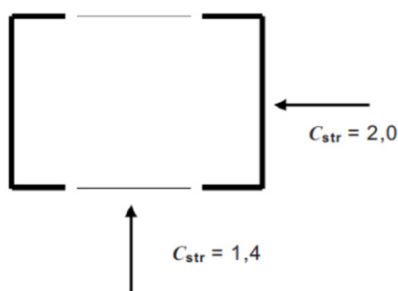
$$Q_{W\text{str}} = q_K \times G_{\text{str}} \times C_{\text{str}} \times A_{\text{str}}$$

dove

- $q_K$  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
- $C_{str}$  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.

Tabella 13 – Valori raccomandati per il fattore  $C_{str}$  di diversi tipi di strutture

Tipo di struttura	$C_{str}$
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



- $A_{str}$  è l'area proiettata della struttura.

Tale azione deve essere cumulata all'azione aerodinamica dovuta al passaggio dei treni. Si veda a questo proposito il paragrafo successivo.

### 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



**LINEA DI CONTATTO - STAZIONE FERROVIARIA  
DI ASSISI**  
Relazione di Calcolo strutturale fuori standard

**PROGETTO DEFINITIVO  
POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA  
INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE  
SUI PRG DELLE STAZIONI DI ASSISI ED ELLERA**

COMMESSA  
IRB0

LOTTO  
01 D 18

CODIFICA  
CL

DOCUMENTO  
LC0000 001

REV.  
A

fissato nella specifica dell'acquirente. La forza peso unitaria  $p_i$  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.

#### **2.5.4 Azione Sismica**

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $TC^*$ , relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento, sono forniti nelle tabelle riportate in all [ B ] delle NTC18, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno  $TR$ .

L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in  $g/10$ ,  $F_0$  è adimensionale,  $TC^*$  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.

##### **2.5.4.1 Vita nominale**

La vita nominale dell'edificio in questione è prevista in:

$VN = 50$  anni.

##### **2.5.4.2 Classe d'uso**

La Classe d'Uso dei manufatti è prevista in:

Classe II:

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Per l'edificio in questione si ha:

$VR$  (Periodo di Riferimento) =  $VN$  (Vita Nominale) x  $CU$  (coefficiente d'uso)

Per  $CU = 1$  abbiamo:

$VR = VN \times CU = 50 \times 1 = 50$  anni

### 2.5.4.3 Azioni di Progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC 18, dalle accelerazioni ag e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- ag: accelerazione orizzontale massima al sito;
- F0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- TC\*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e da vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

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

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

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1-0.1)} :$$

**FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE**

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO -  $P_{VR} = 81\%$
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$

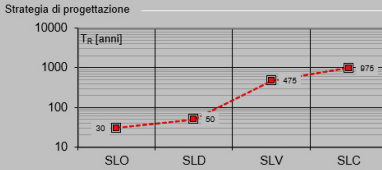
Stati limite ultimi - SLU

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

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

Scelta della strategia di progettazione

Qualora la attuale pericolosità sismica sul reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno TR corrispondente alla VR e alla PVR fissate, il valore del generico parametro p (ag, F0 e TC\*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai TR previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

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

Di seguito si riportano i grafici ed i valori dei parametri ag, F0 e TC\* per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno stato limite.

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0.072	2.402	0.271
SLD	50	0.095	2.335	0.277
SLV	475	0.229	2.402	0.310
SLC	975	0.292	2.420	0.321

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$

#### **2.5.4.4 Amplificazione stratigrafica**

Dalle analisi condotte sul sito in esame e riportate nell'elaborato geologica del sito. (rif. par. 6.1 doc. A[1]) risulta che per la verifica delle opere è conveniente assumere la **Categoria di sottosuolo tipo "C"**.

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT, 30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu, 30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina)”.

#### **2.5.4.5 Condizioni topografiche**

Con riferimento alle caratteristiche della superficie topografica inerente l'opera in oggetto (sempre come riportato nella relazione geologica generale (rif. par. 6.2 doc. A[1]), si adotta:

**Categoria topografica T1:** Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

#### **2.5.4.6 Classe di duttilità**

La costruzione soggetta all'azione sismica, non dotata di appositi dispositivi dissipativi, è stata progettata considerando un comportamento strutturale dissipativo per il quale gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati tenendo conto delle non linearità di comportamento. Nello specifico:

Classe di duttilità CD:[ B ] bassa.

#### **2.5.4.7 Regolarità**

La struttura è rispondente a tutti i requisiti di regolarità in pianta ed in elevazione:

Regolare in pianta    no

Regolare in altezza    no

#### **2.5.4.8 Tipologia strutturale e fattore di struttura**

La struttura è classificabile come: **Struttura a telaio in acciaio**

Il valore del fattore di struttura  $q$ , da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, funzione della tipologia strutturale, del suo grado di iperstaticità e dei criteri di progettazione adottati e che prende in conto le non linearità del materiale, è determinabile come:

$$q = q_0 \times K_R \quad \text{dove,}$$

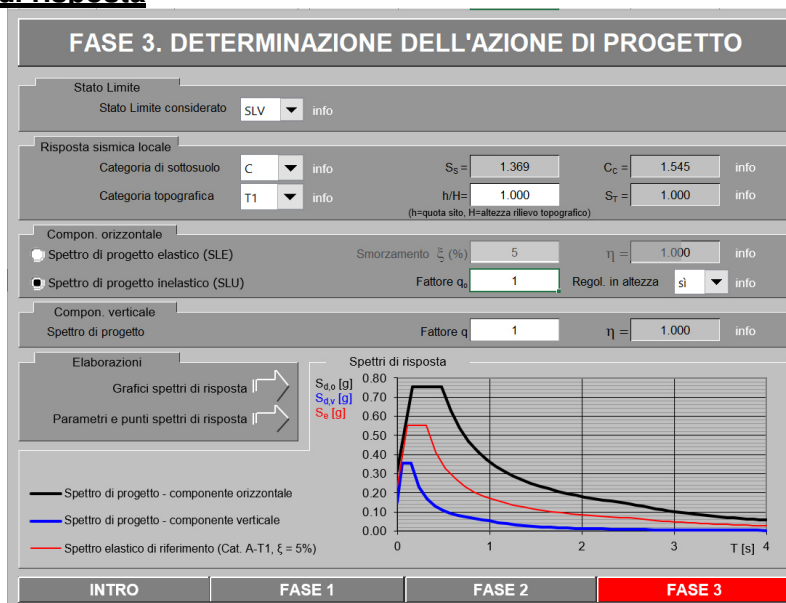
- $q_0=3,0$  au /  $\alpha_1$ : per strutture con classe di duttilità CD "B" e struttura a telaio in acciaio,
- $\alpha_u / \alpha_1= 1,1$  a telaio di un piano,;
- $k_R = 0,8$  per strutture non regolari in altezza;

da cui:

$$q = q_0 \times K_R = 3,0 \times 1,1 \times 0.8 = 2,64$$

In via cautelativa si utilizza un fattore di struttura  $q_0=1$  con  $K_R=1$  come indicato nel documento RFI E64864c

### 2.5.4.9 Spettri di risposta



Spettro di progetto inelastico (slv)



L'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a = S_s * S_f * a_g$$

ed è pari a 0.314 g.

Il valore di accelerazione al suolo di progetto risulta inferiore a quella indicata nel documento RFI E64864c e pertanto verrà considerata un'accelerazione al suolo di progetto pari a 0.75/g.

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k. I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

Ne deriva il seguente valore dei parametri:

$$k_h = 0.75$$

$$k_v = 0.375$$

La forza orizzontale sul palo dovuta al suo peso proprio è pari a:

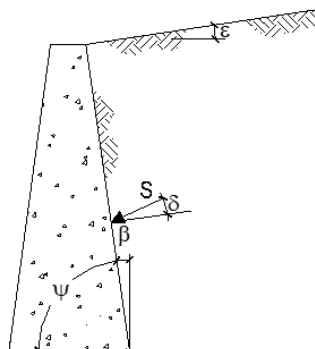
$$F_h = 1130 \text{ kg} \times 0.75 \text{ m/s}^2 = 8.4 \text{ kN}$$

#### **2.5.4.11 Calcolo coefficienti di spinta attiva e passiva in fase sismica**

Il calcolo dei coefficienti di spinta attiva e passiva in fase sismica si determinano con la formulazione di Mononobe-okabe. A favore di sicurezza si considera un'accelerazione al suolo di progetto pari a 0.6 ( $2 \times 0.3$  - E64864c).

#### **COEFFICIENTI DI SPINTA**

$\phi'$ =	27.0	(°)
$\varepsilon$ =	0.0	(°)
$\delta$ =	13.0	(°)
$\beta$ =	0.0	(°)
$\psi$ =	90.0	(°)



$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

1.  $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$     2.  $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$     3.  $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

massima accelerazione al suolo	$a_g/g =$	0.60	(-)
coefficiente stratigrafico	$S_S =$	1.18	(-)
coefficiente stratigrafico	$S_T =$	1.00	(-)
rapporto sisma verticale/orizzontale	$k_v / k_h =$	0.50	(-)
peso di volume naturale del terreno	$\gamma =$	19.5	(kN/mc)
peso di volume secco del terreno	$\gamma_d =$	13.0	(kN/mc)
peso specifico dell'acqua	$\gamma_w =$	10.0	(kN/mc)

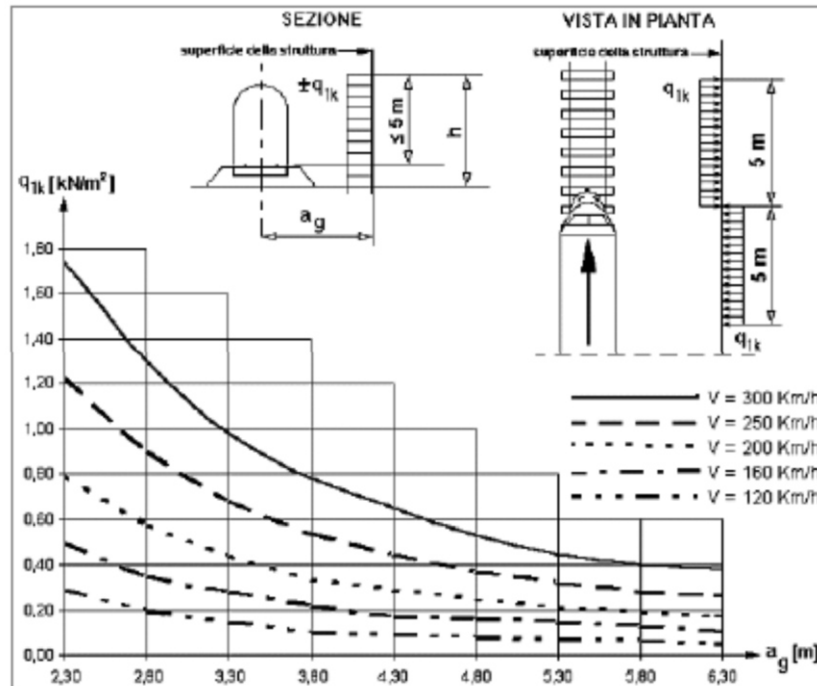
$$k_h = 0.1770 \quad k_v = 0.0885$$

$$\theta^+ = 12.54 \quad (^\circ) \quad \theta^- = 14.88 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva			coefficienti di spinta passiva ( $\delta = 0$ )		
$kas^+ =$	0.5268	(-)	$kps^+ =$	2.2642	(-)
$kas^- =$	0.5786	(-)	$kps^- =$	2.1750	(-)

## 2.5.5 Azione Aerodinamica

L'azione aerodinamica dovuta al passaggio dei rotabili lungo linea si è valutata in accordo alla specifica RFI DTC INC PO SP IFS 001 A.



Valori caratteristici delle azioni  $q_{1k}$  per superfici parallele al binario



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

PROGETTO DEFINITIVO  
POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA  
INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE  
SUI PRG DELLE STAZIONI DI ASSISI ED ELLERA

LINEA DI CONTATTO - STAZIONE FERROVIARIA  
DI ASSISI  
Relazione di Calcolo strutturale fuori standard

COMMESSA IRB0	LOTTO 01 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO LC0000 001	REV. A
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------

In accordo al documento RFI E64864c si è considerata la curva in figura di cui sopra relativa ad una velocità di 250 km/h con i seguenti coefficienti correttivi:

$k_1 = 1$  (per i casi di treni con forme aerodinamiche sfavorevoli);

$k_2 = 1.3$  (larghezza dei sostegni minore di 2.5 m).

$$q_{aer} = q_{1k} \times k_1 \times k_2 = 118.95 \text{ daN/mq}$$

Tale azione viene applicata in direzione concorde con quella del vento sulla superficie del sostegno e sulle condutture che insistono fino a livello +5m da terra, considerando il binario più vicino al sostegno.

#### 4.6 Carichi eccezionali

In questo caso specifico non saranno considerati carichi eccezionali.

## 5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico utilizzate nel calcolo dei sostegni e delle relative fondazioni sono quelle delle NTC 2018 e di seguito elencate:

CMB	Case name	Coefficiente Amplificato	CMB	Case name	Coefficiente Amplificato
STR1	G1:C.P.S.	1,30	SLV1	G1:C.P.S.	1,00
	G2:C.P.N.S.	1,50		G2:C.P.N.S.	1,00
STR2-V+X	G1:C.P.S.	1,30		Sis ma X	1,00
STR2-V-X	G2:C.P.N.S.	1,50		Sis ma Y	0,30
	Q1: ICE	1,50	SLV2	G1:C.P.S.	1,00
	Q3: WIND X (ICE)	0,90		G2:C.P.N.S.	1,00
STR3-V+X	G1:C.P.S.	1,30		Sis ma X	1,00
STR3-V-X	G2:C.P.N.S.	1,50		Sis ma Y	-0,30
	Q1: ICE	0,75	SLV3	G1:C.P.S.	1,00
	Q3: WIND X (ICE)	1,50		G2:C.P.N.S.	1,00
STR4-V+X	G1:C.P.S.	1,30		Sis ma X	-1,00
STR4-V-X	G2:C.P.N.S.	1,50		Sis ma Y	0,30
	Q2: WIND X (NOICE)	1,50	SLV4	G1:C.P.S.	1,00
STR5-V+Y	G1:C.P.S.	1,30		G2:C.P.N.S.	1,00
STR5-V-Y	G2:C.P.N.S.	1,50		Sis ma X	-1,00
	Q2: WIND Y (NO ICE)	1,50		Sis ma Y	-0,30
STR6-V+X	G1:C.P.S.	1,30	SLV5	G1:C.P.S.	1,00
STR6-V-X	G2:C.P.N.S.	1,50		G2:C.P.N.S.	1,00
	Q2: WIND X (NOICE)	1,05		Sis ma X	0,30
	Q2: WIND Y (NO ICE)	1,05		Sis ma Y	1,00
STR7	G1:C.P.S.	1,00	SLV6	G1:C.P.S.	1,00
	G2:C.P.N.S.	1,00		G2:C.P.N.S.	1,00
	ECC1	1,00		Sis ma X	-0,30
				Sis ma Y	1,00
			SLV7	G1:C.P.S.	1,00
				G2:C.P.N.S.	1,00
				Sis ma X	0,30
				Sis ma Y	-1,00
			SLV8	G1:C.P.S.	1,00
				G2:C.P.N.S.	1,00
				Sis ma X	-0,30
				Sis ma Y	-1,00

Le verifiche saranno pertanto svolte utilizzando tutte le combinazioni sopra riportate e successivamente, individuando le combinazioni di carico peggiorative per ciascuna verifica effettuata, con:

- combinazione fondamentale con vento in direzione +x e/o +y;
- combinazione fondamentale con vento in direzione -x e/o +y;

- combinazione equilibrio con vento in direzione +x e/o +y;
- combinazione equilibrio con vento in direzione -x e/o +y;
- combinazione con carichi di esercizio e carichi eccezionali;
- combinazione sismica.

## 6 REAZIONI ALLA BASE DEL PALO ALIMENTATORE

Le reazioni alla base del palo sono riportate nella seguente tabella:

Comb	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)
STR1	-24.87	0.00	24.32	0.00	-237.94
STR2	-31.91	0.00	24.77	0.00	-281.39
STR3	-36.60	0.00	24.77	0.00	-303.21
STR4	-33.60	0.00	21.52	0.00	-265.34
STR5	-21.87	-8.22	21.52	38.21	-210.79
STR6	-30.08	-5.75	21.52	26.74	-248.98
SLV1	-24.39	-2.34	17.23	10.90	-194.95
SLV2	-24.39	-2.34	17.23	10.90	-194.95
SLV3	-8.77	-2.34	17.23	10.90	-122.30
SLV4	-8.77	2.34	17.23	-10.90	-122.30
SLV5	-18.92	-7.81	17.23	36.33	-169.52
SLV6	-14.24	-7.81	17.23	36.33	-147.73
SLV7	-18.92	7.81	17.23	-36.33	-169.52
SLV8	-14.24	7.81	17.23	-36.33	-147.73

## 7 CRITERI DI VERIFICA FONDAZIONI

Le fondazioni oggetto della presente relazione sono verificate in accordo con le prescrizioni della NTC2018 in base ai seguenti criteri.

### 7.1 Verifiche di portanza della fondazione

Per ciascun stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove  $E_d$  è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni e  $R_d$  è il valore di progetto delle resistenze del sistema geotecnico considerato. Il valore di progetto delle azioni può essere espresso come:

$$E_d = E \left( \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

Ovvero:

$$E_d = \gamma_E E \left( F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

Dove  $\gamma_E = \gamma_F$ ,  $F_k$  è il valore caratteristico delle azioni,  $X_k$  è il valore caratteristico dei parametri del terreno.

Il valore di progetto delle resistenze del sistema geotecnico può essere espresso come:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left( \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto del terreno  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = \gamma_E E_k$ . Nella formulazione delle resistenze  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulle resistenze del sistema. La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

### 7.2 Verifiche agli Stati Limite

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza sono scelti nell'ambito di due approcci di analisi distinti e alternativi:

Approccio 1

Combinazione 1: (A1+M1+R1) – SLU

Approccio 2

Combinazione 1: (A1+M1+R3) – SLU

Le verifiche vengono effettuate tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I del D.M. 17/01/2018. In particolare di seguito vengono riportate le suddette tabelle.

**Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 2 – Coefficienti parziali Azioni

**Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 3 – Coefficienti parziali Parametri

**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

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

Per la verifica a ribaltamento si fa riferimento ai coefficienti parziali usati nelle verifiche dei muri di sostegno.



**Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno**

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	$\gamma_R = 1,4$

Tabelle 4 e 5– Coefficienti parziali Resistenze

### 7.3 Capacità Portante Fondazione

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:

$$q_{lim} = c' N_c D_c s_c + q_0' N_q D_q s_q + 0,5 \gamma A' N_\gamma D_\gamma s_\gamma$$

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;
- $q_0'$  = Pressione efficace litostatica verticale al livello del piano di posa della fondazione;
- $N_q, N_c, N_\gamma$  = 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;

Altri simboli utilizzati nelle verifiche:

- $B$  = dimensione reale della fondazione longitudinale al binario;
- $A$  = dimensione reale della fondazione trasversale al binario;
- $A_{ef}$  =  $B' \times A'$  = area efficace della fondazione;
- $e_T$  = eccentricità del carico rapporto tra momento flettente e carico verticale in direzione trasversale al binario;
- $e_L$  = eccentricità del carico rapporto tra momento flettente e carico verticale in direzione longitudinale al binario;

La pressione ammissibile netta vale:

$$P_{amm} = (q_{lim} - q_0') / FS + q_0'$$

Le dimensioni efficaci della fondazione sono valutate tramite le seguenti espressioni (Meyeroff, 1953):

$$B' = B - 2e_T$$

$$A' = A - 2e_L$$

Per il calcolo dei fattori di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si farà riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl (1921) e da Reissner (1924). Per il fattore  $N_\gamma$  si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953):

$$N_q = \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$$

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

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

Per i coefficienti di forma si adottano le seguenti espressioni:

$$s\gamma = 1+0.1 \cdot (B'/A') \cdot Kp$$

$$Kp = (1+\text{sen}\phi') / (1-\text{sen}\phi')$$

$$sc = 1+0.2 \cdot (B'/A') \cdot Kp$$

$$sq = s\gamma$$

Per tener conto dell'approfondimento del piano di posa si adottano le seguenti espressioni:

$$d\gamma = 1$$

$$dq = 1+2 \cdot \tan\phi' \cdot (1-\text{sin}\phi')^2 \cdot k$$

$$dc = dq - (1-dq) / (Nc \cdot \tan\phi')$$

essendo:

$$k = (Df / A) \quad \text{per } Df/A \leq 1$$

$$k = \tan^{-1}(Df / A) \quad \text{per } Df/A > 1$$

La forza verticale limite vale:

$$Fzlim = qlim \times Aef$$

Il fattore di sicurezza della capacità portante può essere espresso come:

$$FC = q_{LIM} / [(NEd + Pb) / Aef]$$

Dove  $q_0$  è la pressione litostatica verticale al livello del piano di posa della fondazione.

#### 7.4 Verifica a Ribaltamento (Approccio 2-A1-M1-R3)

La verifica è svolta secondo le prescrizioni della NTC 2018 e CEI EN 50119 par. 6.5., facendo riferimento alle verifiche SLU dei muri di sostegno e considerando l'Approccio DA2 (A1+M1+R3).

Per fondazioni caricate mediante sollecitazioni trasversali e longitudinali rispetto al binario si avrà:

$$M_{rib,T} = M_T + (T_T \times (C+C1) + MSa,T + c_x \cdot MSi,BI) \text{ (solo caso sismico) (momento ribaltante trasversale)}$$

$$M_{rib,L} = M_L + (T_L \times (C+C1) + MSa,L + c_y \cdot MSi,BI) \text{ (solo caso sismico) (momento ribaltante longitudinale)}$$

$$M_{res,T} = [Ned \times A2 + (Ax \cdot Bx \cdot Cx \cdot gcls)] \times (A/2) \times 0.9 + ((A1 \times B1 \times C1 \times gcls)) \times A2 \times 0.9 + M_{sp,T} [Ned \times (A-A2) + (Ax \cdot Bx \cdot Cx \cdot gcls)] \times (A/2) \times 0.9 + ((A1 \times B1 \times C1 \times gcls)) \times (A-A2) \times 0.9 + M_{sp,T} \cdot \text{ContrTerreno}$$

(momento stabilizzante trasversale nel caso di Momento ribaltante totale positivo)

$$M_{res,T} = [Ned \times A2 + (Ax \cdot Bx \cdot Cx \cdot gcls)] \times (A/2) + ((A1 \times B1 \times C1 \times gcls)) \times A2 + M_{sp,T} [Ned \times (A-A2) + (Ax \cdot Bx \cdot Cx \cdot gcls)] \times (A/2) \times 0.9 + ((A1 \times B1 \times C1 \times gcls)) \times (A-A2) \times 0.9 + M_{sp,T} \cdot \text{ContrTerreno}$$

(momento stabilizzante trasversale nel caso di Momento ribaltante totale negativo)

$$M_{res,L} = (N_{Ed} + Pb + \gamma \times C1 \times A \times B) \times B/2 + M_{sp,L}$$

(momento stabilizzante longitudinale)

$$Sp,T = \frac{1}{2} \times k_p \times \gamma \times (C+C1)^2 \times B$$

(da non considerare nel lato opposto al binario)

$$Sp,T = \frac{1}{2} \times k_p \times \gamma \times (C+C1)^2 \times B \times (1-k_v)$$

(da non considerare nel lato opposto al binario nel caso sismico)

$$Sp,L = \frac{1}{2} \times k_p \times \gamma \times (C+C1)^2 \times A$$

$$Sp,L = \frac{1}{2} \times k_p \times \gamma \times (C+C1)^2 \times A (1+k_v) \text{ (nel caso sismico)}$$

$$Si,BI = P_{bl} \times K_h \text{ (nel caso sismico)}$$

$$(K_p = (1+\text{sen}\phi') / (1-\text{sen}\phi')) \quad \text{(coefficiente di spinta passiva)}$$

$$M_{sp,T} = (C+C1)/3 \times Sp,T \quad \text{(momento dovuto alla spinta passiva in direzione trasversale)}$$

$$M_{sp,L} = (C+C1)/3 \times Sp,L \quad \text{(momento dovuto alla spinta passiva in direzione longitudinale)}$$

$$M_{si,BL} = (C+C1)/2 \times Si,BI \text{ (momento dovuto alla massa inerziale nel caso sismico)}$$

dove:

$N_{Ed}$  = carico verticale totale agente alla base del blocco [kN]

$P_b$  = peso del blocco di fondazione

$A$  = lato inferiore fondazione direzione trasv. al binario [m]

$B$  = lato inferiore fondazione direzione long. al binario [m]

$C$  = Altezza lato opposto al binario del blocco di fondazione [m]

$A_1$  = lato superiore fondazione direzione trasv. al binario [m]

$B_1$  = lato superiore fondazione direzione long. al binario [m]

$C_1$  = Differenza Altezza del blocco di fondazione- ( $C_{tot}-C$ ) [m]

$C_{tot}$  = Altezza totale lato binario del blocco di fondazione [m]

$K_h$  = coefficiente sismico orizzontale

$K_v$  = coefficiente sismico verticale

$c_x$  = coefficiente amplificazione dei carichi sismici in direzione trasversale

$c_y$  = coefficiente amplificazione dei carichi sismici in direzione longitudinale

$T_T$  = azione di taglio trasversale agente nel punto di incastro del palo [kN]

$T_L$  = azione di taglio longitudinale agente nel punto di incastro del palo [kN]

$\gamma$  = peso di unità di volume del terreno di fondazione

$\phi'$  = angolo di attrito del terreno

La verifica è soddisfatta se:

$$M_{rib,T} / (M_{res,T}) + M_{rib,L} / (M_{res,L}) \leq 1.15 \text{ (formula 15 della CEI EN 50119)}$$

## 7.5 Verifica a Scorrimento (Approccio 2-A1-M1-R3)

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:



**PROGETTO DEFINITIVO  
POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA  
INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE  
SUI PRG DELLE STAZIONI DI ASSISI ED ELLERA**

**LINEA DI CONTATTO - STAZIONE FERROVIARIA  
DI ASSISI  
Relazione di Calcolo strutturale fuori standard**

COMMESSA IRB0	LOTTO 01 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO LC0000 001	REV. A
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------

$FR / F_s \geq R_3 = 1,1$  per l'approccio 2

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

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione,  $N_{Ed}$  e  $P_b$  sono rispettivamente il carico totale di calcolo agente sul blocco e il peso del blocco stesso, indicando con " $\delta$ " l'angolo d'attrito fondazione si avrà:

$$Fr = (N_{Ed} + P_b) \times \tan \delta$$

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



**PROGETTO DEFINITIVO  
POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA  
INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE  
SUI PRG DELLE STAZIONI DI ASSISI ED ELLERA**

**LINEA DI CONTATTO – STAZIONE FERROVIARIA  
DI ASSISI**  
Relazione di Calcolo strutturale fuori standard

COMMESSA  
IRB0

LOTTO  
01 D 18

CODIFICA  
CL

DOCUMENTO  
LC0000 001

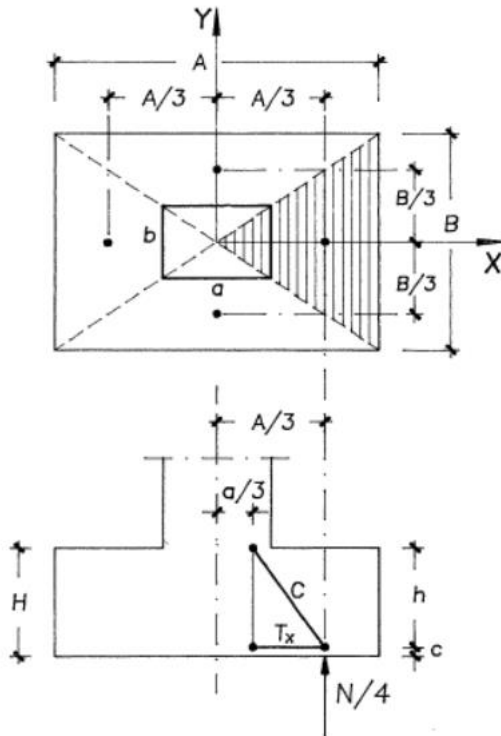
REV.  
A

## **8 VERIFICHE BLOCCO DI FONDAZIONE TIPO P8M**

La Stazione di Assisi si trova in trincea bassa – binario a raso. Il tratto in ingresso è di poco rilevato (H tra p.f. e p.c. nell'ordine di 1-1.5m). I blocchi da impiegare possono essere di tipo "P" e nei paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche del blocco P8M.

## 8.1 Verifica Armature

I calcoli per la verifica delle armature del blocco di fondazione tipo P8M in oggetto della presente relazione, si svolgono adottando il metodo “a traliccio”, visto che il plinto è tozzo, considerando dimensioni e armature previste da capitolato. A vantaggio di sicurezza si considerano solo i ferri inferiori.



Schema di calcolo a “traliccio”

Il conglomerato costituisce la biella compressa del traliccio e le barre di armatura quella tesa.

Per plinti con la pianta pressochè quadrata e sollecitati da sforzo normale centrato, si suddivide l'impronta di base in 4 triangoli; in corrispondenza del baricentro di ciascuno dei quali si suppone agente una forza pari a 1/4 del carico applicato al plinto.

Quindi con riferimento alla figura sopra riportata si ha :

$$T_x = N(A/3 - a/3) / 4h = N(A-a)/12h = 8.35 \text{ KN}$$

$$T_y = N(B-b)/12h = 8.35 \text{ KN}$$

Facendo riferimento al capitolato,  $b = a = 900 \text{ mm}$ ;  $B = A = 2200 \text{ mm}$ ,  $H = 2200 \text{ mm}$ ,  $h = 2150 \text{ mm}$  e copriferro =  $5 \text{ cm}$ ;  $N = \text{max forza agente} + \text{Momento max lungo una direzione}/h = 24.77 + 303.21/2.15 = 165.8 \text{ KN}$

Il quantitativo di armatura da disporre secondo le direzioni x ed y, essendo il tiro della stessa entità, risulta:  
 $A_a = T / \sigma_{al} = 8350/391.3 = 21.4 \text{ mm}^2 \rightarrow n$  ferri minimi ( $\phi 12 = 11.3 \text{ mm}^2$ ) = 2 mentre nel plinto tipo P8M ho ben 16  $\phi 12$  e la sezione risulta verificata.

## 8.2 Verifica della capacità portante della fondazione e a Scorrimento

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*i\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

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 ( $B^* = B - 2^*e_B$ )

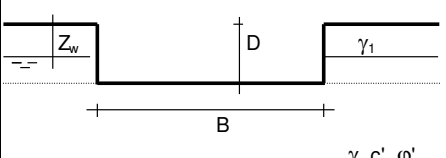
$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2^*e_L$ )

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

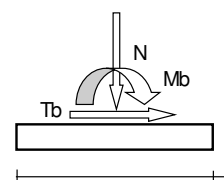
**coefficienti parziali**

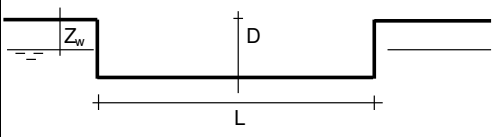
Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.00	1.00

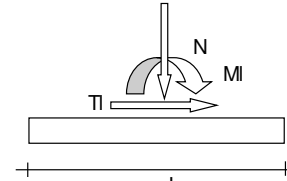
valori suggeriti dall'EC7



$\gamma, c', \varphi'$









(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 2.20 (m)  
L = 2.20 (m)  
D = 2.80 (m)



$\beta_f = 0.00$  (°)



$\beta_p = 0.00$  (°)



**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*i\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

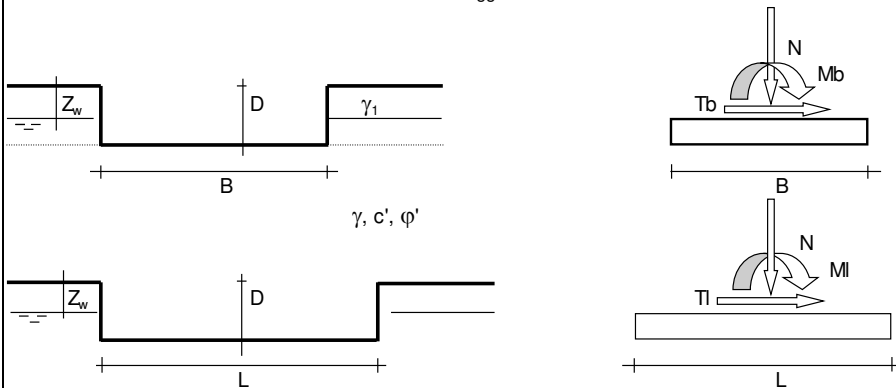
$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2^*e_L$ )

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

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.20 (m)  
L = 2.20 (m)  
D = 2.80 (m)



**AZIONI**

RIGA	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	368.0300	0.00	368.03
Mb [kNm]	405.68	0.00	405.68
Ml [kNm]	38.21	0.00	38.21
Tb [kN]	36.60	0.00	36.60
Tl [kN]	8.22	0.00	8.22
H [kN]	37.51	0.00	37.51

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 19.50$  (kN/mc)  
 $\gamma = 19.50$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 27.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 27.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 10.00$  (m)

$e_B = 1.10$  (m)  
 $e_L = 0.10$  (m)

$B^* = 0.00$  (m)  
 $L^* = 1.99$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 54.60$  (kN/mq)

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

$\gamma = 19.50$  (kN/mc)

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$N_q = 13.20$

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

$N_c = 23.94$

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

$N_\gamma = 14.47$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

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

$s_c = 1.00$

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

$s_q = 1.00$

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

$s_\gamma = 1.00$

**$i_c, i_q, i_y$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 2.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 77.34 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.00 \quad m = 1.95 \quad (-)$$

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

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

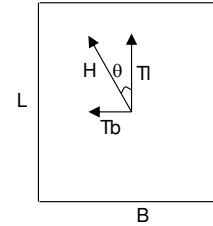
$$i_q = 0.81$$

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

$$i_c = 0.79$$

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

$$i_y = 0.73$$


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

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

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

$$d_q = -183.81$$

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

$$d_c = -198.96$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

<u>Carico limite unitario</u>		R3	2.30
$q_{lim} = -107242.11$ (kN/m <sup>2</sup> )		qrd	-46627 (kN/m <sup>2</sup> )
<u>Pressione massima agente</u>			
$q = N / B * L *$			
$q = -40131.61$ (kN/m <sup>2</sup> )			
<u>Coefficiente di sicurezza</u>			
$F_s = q_{lim} / q =$	2.7	OK	
<u>VERIFICA A SCORRIMENTO</u>		R3	1.10
$H_d = 37.51$ (kN)		$S_{rd} =$	170.47
$S_d = N * \tan(\phi') + c' * B * L *$			
$S_d = 187.52$ (kN)			
<u>Coefficiente di sicurezza allo scorrimento</u>			
$F_{scorr} =$	4.54	OK	

### 8.3 Verifica a Ribaltamento

Verifica a Ribaltamento - NTC2018+ CEI EN 50119				
descrizione	Simbolo	Valore	U.M.	Formula/Rif. Normativo
Momento ribaltante di calcolo	Mrib,T	558.4005	kNm	$M_T + (T_T \times (C1+C)) + MSa,T$
Coefficiente di spinta passiva	kp	2.26		
Spinta passiva del terreno	Sp,T	353.39733	kN	$1/2 \times k_p \times \gamma_d \times C^2 \times B$
Spinta attiva del terreno	Sa,T	156.3705	kN	$1/2 \times \gamma_d \times C^2 \times B / k_p$
Momento resistente dovuto alla spinta passiva	Msp,T	318.057597	kNm	$C/3 \times Sp$
Momento ribaltante dovuto alla spinta attiva	Msa,T	140.73345	kNm	$C/3 \times Sa$
Momento resistente totale	Mres,T	667.1	kNm	$[Ned \times A1] + (AxBxCxgcls)] \times (A/2) \times 0,9 + ((A1xB1xC1xgcls)) \times A2 \times 0,9 + Msp,T$
VERIFICA :				
$\eta_t$	1.19	> 1.15		$Mres,T / (Mrib,T) > 1.15 \rightarrow SI$

**ELABORATI GENERALI**

**Relazione di calcolo delle strutture e fondazioni  
fuori standard: sostegno TE in esterno curva  
R=500m con DR maggiorata**

COMMESSA  
IRB0

LOTTO  
01 D 18

CODIFICA  
CL

DOCUMENTO  
LC0000 001

REV.  
A

FOGLIO  
42 di 43

## 9 Conclusioni

In conclusione è emerso che il blocco di fondazione Tipo P8M per la configurazione di carico, in oggetto alla presente relazione, è idoneo a sostenere i carichi ad esso applicati.