

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**U.O. INFRASTRUTTURE SUD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

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

**BARRIERE ANTIRUMORE**

Lato metro Salerno

Relazione di calcolo fondazioni BA H2

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL BA0000 003 A

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

ITALFERR S.p.A.  
Gruppo Ferrovie dello Stato  
Direzione Generale  
UO Infrastrutture Sud  
Dott. Ing. Dario Tiberti  
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10878

NN1X.0.0.D.78.CL.BA.00.0.0.003.A

n. Elab.:

INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>6</b>
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI.....	6
3.1.1	<i>Documenti di progetto</i> .....	6
3.1.2	<i>Normativa e istruzioni</i> .....	6
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</b> .....	<b>7</b>
4.1	CALCESTRUZZO.....	7
4.1.1	<i>Magrone</i> .....	7
4.1.2	<i>Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante</i> .....	7
4.1.3	<i>Calcestruzzo riempimento micropali</i> .....	7
4.2	ACCIAIO .....	8
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i> .....	8
4.2.2	<i>Acciaio da carpenteria metallica</i> .....	8
4.2.3	<i>Acciaio armatura micropalo</i> .....	8
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA</b> .....	<b>9</b>
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA .....	9
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO</b> .....	<b>10</b>
6.1	PESI PROPRI.....	10
6.2	CARICHI VARIABILI .....	11
6.2.1	<i>Carico del vento</i> .....	11
6.2.2	<i>Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario</i> .....	14
6.3	AZIONE SISMICA .....	15
6.3.1	<i>Vita nominale</i> .....	16
6.3.2	<i>Classe d'uso</i> .....	17
6.3.3	<i>Periodo di riferimento</i> .....	18
6.3.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i> .....	18
6.3.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i> .....	19
<b>7</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>25</b>
<b>8</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA</b> .....	<b>29</b>
8.1	SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI .....	29
8.2	SOLLECITAZIONI AGENTI SUL SINGOLO MICROPALO .....	29
8.3	PORTANZA VERTICALE DEL MICROPALO.....	31
8.3.1	<i>Verifica micropalo compresso</i> .....	34
8.3.2	<i>Instabilità di tipo elastico</i> .....	35
8.3.3	<i>Valutazione cedimenti</i> .....	36
8.3.4	<i>Verifica micropalo tesato</i> .....	37
8.4	PORTANZA ORIZZONTALE.....	38
<b>9</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI</b> .....	<b>44</b>
9.1	VERIFICA TUBO ARMATURA MICROPALO .....	44
<b>10</b>	<b>VERIFICA DI RESISTENZA SUOLA DI FONDAZIONE</b> .....	<b>46</b>
10.1	ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA.....	46
10.2	VERIFICA SEZIONE TRASVERSALE 105x45CM.....	47
10.1	VERIFICA A PUNZONAMENTO .....	52

<b>11</b>	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>54</b>
<b>12</b>	<b>INCIDENZA CORDOLO.....</b>	<b>54</b>

## 1 PREMESSA

Nella presente relazione si dimensionano le fondazioni delle barriere antirumore su rilevato tipo **H2**.

Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto con le relative condizioni e combinazioni, e le verifiche effettuate.

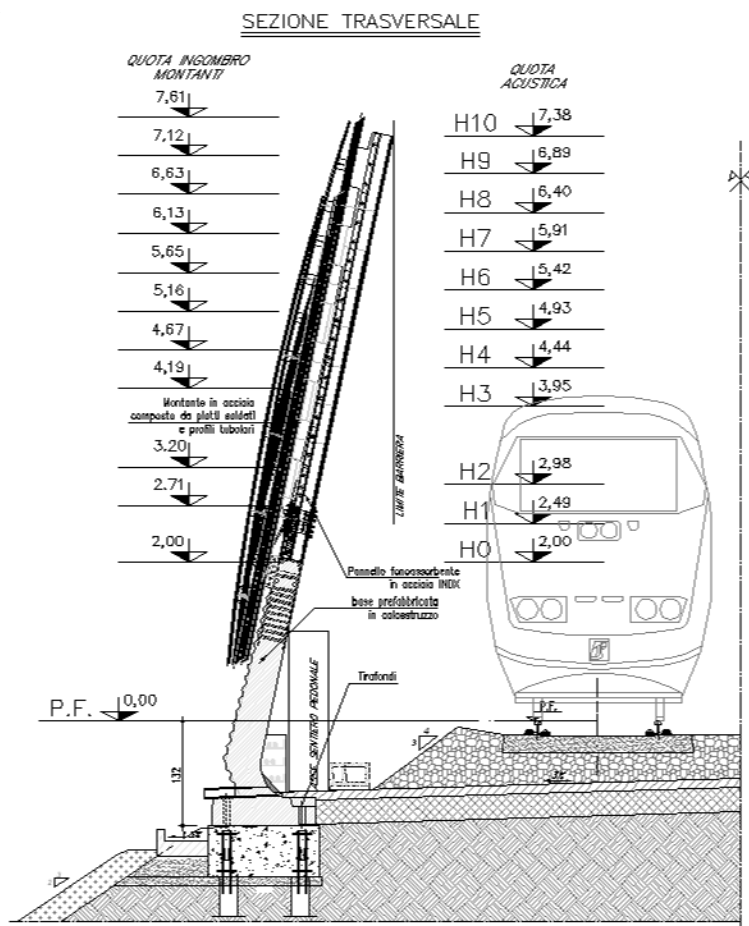
Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 17/01/2018, Aggiornamento delle “*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*” e le relative specifiche ferroviarie (cfr par. 3.1.2)

- azioni permanenti (pesi propri, permanenti, etc.);
- azioni sismiche;
- azioni variabili da traffico ferroviario, ambientali, etc...

Il calcolo viene eseguito per le barriere antirumore in corrispondenza della nuova linea metro Salerno.

## 2 DESCRIZIONE DELL’OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l’analisi e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di fondazione profonde delle barriere antirumore su rilevato tipo H2 (modulo BM95); tali fondazioni sono realizzate con micropali dotati di armatura tubolare in acciaio; sulla testa di tali micropali viene realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato.



**Figura 1 – Sezione tipo barriera antirumore su rilevato.**

I micropali di lunghezza 9.0 m e diametro di perforazione pari a 0.225 m, sono del tipo valvolati iniettati a pressione.

L'armatura in acciaio S275JR è costituita da un tubolare  $\Phi 177.8$  spessore 63 mm.

L'ancoraggio nel calcestruzzo è realizzato mediante piastre ottagonali di dimensioni lorde 270x270x25 con lati da 112 mm, saldate ai micropali tramite doppi cordoni d'angolo su ciascun piatto di dimensioni 10x10 mm.



### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

##### 3.1.1 Documenti di progetto

- NN1400D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1400D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”.

##### 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;
- contenuto min. cemento 150 kg/m<sup>3</sup>.

#### 4.1.2 Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante

Per le strutture di fondazione si impiega calcestruzzo di classe C28/35:

Classe di esposizione	XC3
Resistenza cubica caratteristica a compressione	35MPa
– $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica a compressione;
– $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 16.60 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di calcolo a compressione del cls;
– $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.83 \text{ N/mm}^2$	Resistenza media a trazione del cls;
– $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.98 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica a trazione del cls;
– $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di calcolo a trazione del cls.
– $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.45 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls,

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

– $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.96 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
– $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2$	Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
– $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 32588.1 \text{ N/mm}^2$	Modulo elastico del calcestruzzo
– $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 15.98 \text{ N/mm}^2$	tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
– $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 11.62 \text{ N/mm}^2$	tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

#### 4.1.3 Calcestruzzo riempimento micropali

– classe di resistenza	C25/30
– modulo elastico	$E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 32.90 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$ ;



- resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk} = 2.15 \text{ N/mm}^2$ ;
- resistenza di progetto a trazione  $f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$ .

## 4.2 ACCIAIO

### 4.2.1 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  $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$ .
- $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50 \text{ N/mm}^2$  tensione massima di esercizio per l'acciaio.

### 4.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

Si prescrive l'utilizzo di profilati in acciaio laminati a caldo S275:

- Tensione di snervamento  $f_{yk} < 275 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione di rottura  $f_{tk} < 430 \text{ N/mm}^2$ ;
- Modulo elastico  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ;
- Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.3$ ;
- Modulo di elasticità trasversale  $G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2$ ;
- Coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$  (per T fino a 100 °C);
- Densità  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ .

### 4.2.3 Acciaio armatura micropalo

tipologia S275JR:

- Rapporto a/c max 0.50
- Classe di Resistenza minima C25/30
- Tipo di Cemento CEM III-V

Si dovrà inoltre garantire il seguente requisito: Viscosità Marsh: 10-30 sec (ugello di 13mm)

## 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 lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. Da un'analisi dei dati a disposizione emerge che la stratigrafia del terreno sul quale verrà impostato il piano di posa della fondazione delle barriere antirumore e i relativi micropali è caratterizzato dai valori dei parametri di calcolo riportati.

La tipologia di opera analizzata si sviluppa per tutto lo sviluppo della linea: per le verifiche geotecniche si considera a favore di sicurezza l'unità geotecnica L1 essendo quella con caratteristiche peggiori.

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E'=E_0/5$
	$\gamma$	$\phi'$	$c'$	$C_u$	$E_0^{(1)}$		$k$	$E'$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Limo scarsa consistenza L1	19	23	3	35	140	<10	$3,5 E^{-06}$	28

La falda è considerata ad una profondità di 5.50 m da p.c.

### 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 equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_{S,eq}$ , definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Come riportato nella relazione geotecnica, l'analisi dell'assetto stratigrafico e dei valori di  $V_{S,eq}$  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 DEI CARICHI DI PROGETTO

I carichi permanenti e variabili vengono desunti dalla “Relazione di calcolo per base BM95 per tipologia di barriera H2, per velocità fino a 200 km/h”, riportata nell’allegato A del manuale di progettazione RFI (RFI DTC SI AM MA IFS 001 B). Per i carichi variabili si effettua la verifica puntuale che le azioni da considerare prescritte dalla normativa vigente per il sito in esame risultino uguali o minore a quelle considerate per il calcolo tipologico; nei casi in cui tale condizione non risulti soddisfatta si procede alle opportune modifiche ed integrazioni.

La barriera in oggetto è la tipologia H2 (h = 2.98 m da p.f.); e vengono pertanto considerati i pesi e le relative sollecitazioni di una barriera H2 montata sul modulo BM95.

### 6.1 PESI PROPRI

Le barriere antirumore sono composte da una alternanza di moduli BM e BT, di lunghezza 1.50 m ciascuno. Le azioni agenti in testa ai micropali di fondazione sono date dalla somma dei contributi dei pannelli, del modulo BM95 e del modulo BT95. A questi va aggiunto il peso del cordolo di fondazione (1.05 m x 0.45 m x 3.00 m x 25 kN/m<sup>3</sup> = 35.40 kN).

Di seguito si riportano i singoli contributi:

Sollecitazione quota testa micropali			
	N (KN)	V (KN)	M* (KNm)
PP BM	-56.13	0.0	7.61
PP <sub>PA</sub>	-1.51	0.0	0.95
PP <sub>PB</sub>	-3.01	0.0	1.90
PP BT95	-41.27	0.0	5.16
cordolo	-35.44	0.0	0.00

dove:

PP = peso proprio;

PP<sub>PA</sub> = peso pannelli asciutti;

PP<sub>PB</sub> = peso pannelli bagnati.

## 6.2 CARICHI VARIABILI

### 6.2.1 Carico del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni  $p$  (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

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

#### Pressione cinetica di riferimento:

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

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

dove

- $v_b$  = velocità di riferimento del vento (m/s);
- $\rho$  = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

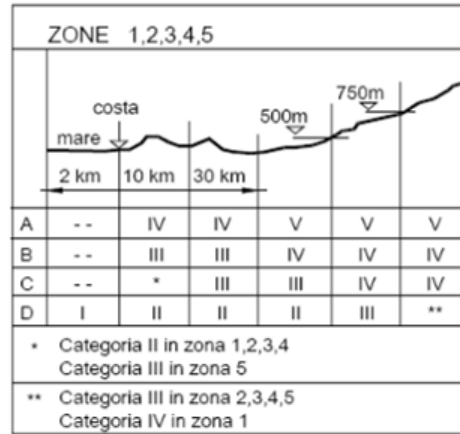
Essendo  $v_b$  pari a 27 m/s si ottiene:

$q_b$ [kN/mq]	0.456
---------------	-------

#### Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione ( $k_r, z_0, z_{min}$ ). Facendo riferimento alla tabella 3.3.I del D.M. 2018, la regione Campania ricade in zona 3, pertanto i parametri saranno i seguenti:

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



Classe di rugosità del terreno: B = Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive;

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

L'altezza della barriera, considerata dalla sommità fino alla base, è 4.30 m.

$k_r$	0.20		Cat. III (D.M.18, Tab 3.3.II)
$z_0$	0.10	m	
$z_{min}$	5.00	m	
$z$	4.30	m	altezza sul suolo del punto considerato (Z)

Il valore di  $c_e$  può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

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

essendo l'altezza della barriera  $z$  pari a  $4.30 < z_{min} = 5$ , si ha:

$c_e$	1.71
-------	------

### Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma  $c_p$  dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

In riferimento alle pareti isolate (§7.4.1) – Zona D (Prospetto 7.9) - E.C.1 si ottiene:

$c_p$	1.20
-------	------

### Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico può essere assunto cautelativamente pari a 1:

$c_d$	1.00
-------	------

Quindi riassunto si ha:

- $q_b$	0.456
- $C_e$	1.71
- $C_p$	1.20
- $C_d$	1

da cui si ricava la pressione del vento, secondo D.M. 2018:

$$P_V = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0.456 \cdot 1.71 \cdot 1.20 \cdot 1.0 = \mathbf{0.934 \text{ kN/m}^2}$$

- $M_{Vento} = P_{Vento} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot h_{barr}(h_{BM95} + h_{cord} + h_{barr}/2) + P_{Vento} \cdot 1.50 \text{ m} \cdot h_{BM95} \cdot (h_{BM95}/2 + h_{cord}) + P_{Vento} \cdot 1.50 \text{ m} \cdot h_{BT95} \cdot (h_{BT95}/2 + h_{cord})$
- $V_{Vento} = P_{Vento} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot h_{barr} + P_{Vento} \cdot 1.50 \text{ m} \cdot (h_{BM95}) + P_{Vento} \cdot 1.50 \text{ m} \cdot (h_{BT95})$
- $h_{barr} = h_{TOT} - h_{BM95} = 4.30 - 3.30 = 1.00 \text{ m}$
- $h_{BM95} = h_{BT95} = 3.30 \text{ m}$
- $h_{cord} = 0.45 \text{ m}$  altezza cordolo
- $N_{Vento} = V_{Vento} \cdot \text{tg}(12^\circ)$

Tipo barriera	H2	BM	95	
pressione vento		$qp =$	0.934	KN/mq
altezza totale barriera		$h_{tot} =$	4.30	m
interasse BM		$i =$	3.0	m
interasse BT95		$i =$	1.5	m
altezza base montante		$h_{BM} =$	3.30	m
altezza base tampone		$h_{BT95} =$	3.30	m
altezza cordolo		$h_{cordolo} =$	0.45	m
altezza barriera		$h_{barr} =$	1.00	m
		$M_{vento} =$	31.25	KNm
		$V_{vento} =$	12.03	KN
		$N_{vento} =$	-2.56	KN

### 6.2.2 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

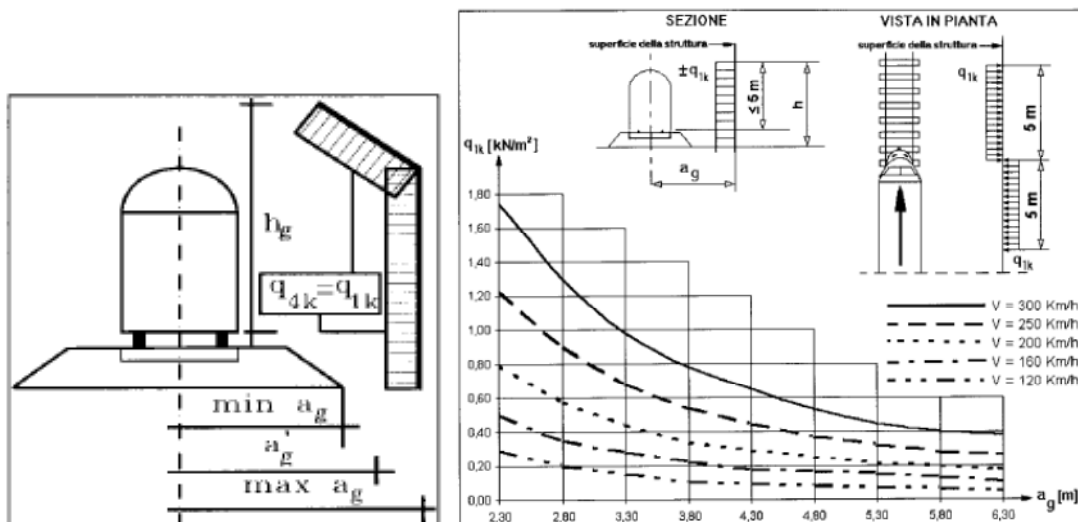
In accordo con quanto previsto al punto 5.2 delle NTC2018 relativo ai ponti ferroviari; si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

#### Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.6.4 – NTC2018):

Il valore dell'azione  $\pm q_{4k}$  agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia  $a_g'$  dal binario:

$$a_g' = 0.6 \min a_g + 0.4 \max a_g$$

dove le distanze  $\min a_g$  e  $\max a_g$  sono state determinate in base al grafico sottostante.



Considerando  $V = 120 \text{ km/h}$  si ottiene

$$q_{1k} = 0.20 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.}$$

Le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento quindi complessivamente si ha:

$q_{tot} = 1.13 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$  Vento + Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli

Il manuale di progettazione (RFI DTC SI PS MA IFS 001 D) prescrive però che il valore minimo della risultante della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica deve essere pari a  $1.50 \text{ kN/m}^2$  per linee percorse a velocità  $V \leq 200 \text{ Km/h}$  e pari a  $2.50 \text{ kN/m}^2$  per linee percorse a velocità  $V > 200 \text{ Km/h}$ . (5.2.3.2.2 PARTE II - SEZIONE 2 PONTI E STRUTTURE).

Per rispettare tale limitazione si considera quindi:

$q_{1k} = 1.5 - 0.93 = 0.57 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$  Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli

AZIONE AERODINAMICA		
$q_{1k} =$	0.57	KN/mq
$M_{aerodin} =$	18.96	KNm
$V_{aerodin} =$	7.30	KN
$N_{aerodin} =$	-1.55	KN

### 6.3 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.



### 6.3.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	Vita Nominale [ V <sub>N</sub> ] <sup>(1)</sup>
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE (V<250 Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V<250 km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V≥250 Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 <sup>(2)</sup>
(1) - La medesima V <sub>N</sub> si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.	

Nel caso in esame si considera  $V_N = 75$ .

### 6.3.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso in esami si considera  $C_U=1.5$ .

### 6.3.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.5 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

### 6.3.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	$P_{VR}$ : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
<b>SLE</b>	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
<b>SLU</b>	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

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

da cui si ottiene:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $V_R$ (anni)
<b>SLE</b>	<b>SLO</b>	68
	<b>SLD</b>	113
<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	1068
	<b>SLC</b>	2193

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo  $T_R$  in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a  $T_R = 1068$  anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale  $V_N = 75$ ;
- periodo di riferimento pari a  $V_R = 112.5$ ;
- il periodo  $T_R$  in corrispondenza dello SLV sarà pari a  $T_R = 1068$  anni.

### 6.3.5 Caratterizzazione sismica del terreno

#### Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

Si considera cautelativamente la Categoria E.

#### Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

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

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come T1.

#### Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente  $S = S_S \cdot S_T$  e di  $C_C$  in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche come riportato di seguito:

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a  $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a  $S_s = 1.600$  e  $C_c = 1.546$

## Parametri sismici di calcolo

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 14.8743      LATITUDINE: 40.6435


Ricerca per comune

REGIONE: Campania      PROVINCIA: Salerno      COMUNE: Pontecagnano

Elaborazioni grafiche  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione  
 media ponderata

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

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

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

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 - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni  
 Grafici parametri azione  
 Grafici spettri di risposta  
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO  
 ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie  
 - - - □ - - - Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato **SLV** info

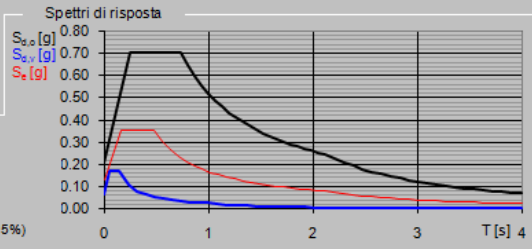
**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo **E** info  $S_B = 1.600$   $C_C = 1.546$  info  
 Categoria topografica **T1** info  $h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%) **5**  $\eta = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_o$  **1** Regol. in altezza **no** info

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

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

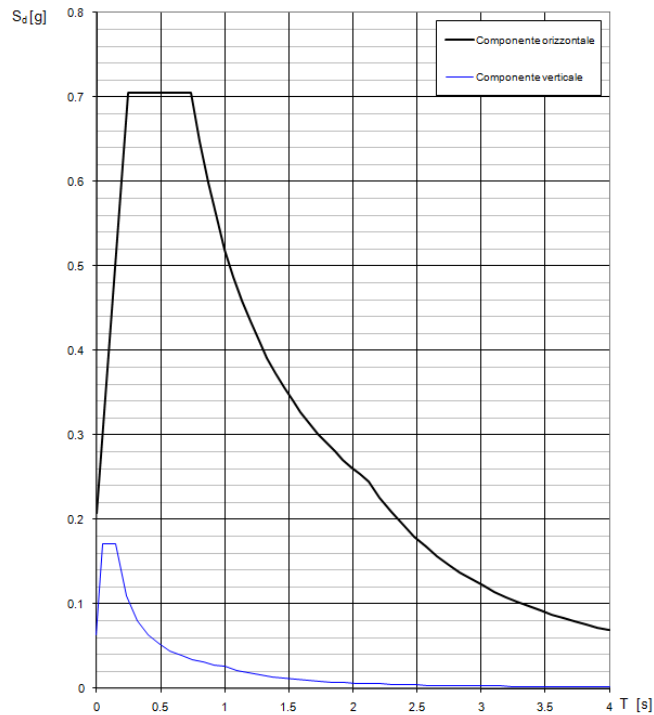
**Spettri di risposta**



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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_s$	0.130 g
$F_o$	2.710
$T_c$	0.477 s
$S_s$	1.600
$C_c$	1.546
$S_T$	1.000
$q$	0.800

**Parametri dipendenti**

$S$	1.600
$\eta$	1.250
$T_B$	0.246 s
$T_C$	0.738 s
$T_D$	2.121 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

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

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.208
$T_B$	0.246	0.705
$T_C$	0.738	0.705
	0.804	0.648
	0.870	0.598
	0.935	0.556
	1.001	0.520
	1.067	0.488
	1.133	0.459
	1.199	0.434
	1.265	0.412
	1.330	0.391
	1.396	0.373
	1.462	0.356
	1.528	0.341
	1.594	0.327
	1.660	0.314
	1.726	0.302
	1.791	0.291
	1.857	0.280
	1.923	0.271
	1.989	0.262
	2.055	0.253
$T_D$	2.121	0.245
	2.210	0.226
	2.300	0.209
	2.389	0.193
	2.479	0.180
	2.568	0.167
	2.658	0.156
	2.747	0.146
	2.837	0.137
	2.926	0.129
	3.016	0.121
	3.105	0.114
	3.195	0.108
	3.284	0.102
	3.374	0.097
	3.463	0.092
	3.553	0.087
	3.642	0.083
	3.732	0.079
	3.821	0.076
	3.911	0.072
	4.000	0.069

Avendo calcolato i parametri con cui determinare l'azione sismica che andrà ad assoggettare la nostra struttura, si esegue ora la valutazione della forza effettiva che il sisma induce sulle barriere.



### Calcolo forza sismica alla base

Per la valutazione della forza alla base del manufatto, indotta dal moto sismico, si procede facendo riferimento ad una analisi statica equivalente.

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni indotte dall'azione sismica si considera il valore maggiore dello spettro  $S_e(T) = 0.705 g$ .

Carichi permanenti per azione sismica	
	N (KN)
PP BM	-56.13
PPpa	-1.51
PPpb	-3.01
PP BT	-41.27
PP cordolo	-35.44

Forze sismiche a quota testa micropali (PB)			
	V (KN)	braccio	M* (KNm)
Base cls	-39.57165	1.84	-72.81
PPpb	-2.12205	4.2	-8.91
PP BT95	-29.09535	1.84	-53.54
cordolo	-24.98	0.225	-5.62
tot.	<b>-95.77</b>		<b>-140.88</b>

Riassumendo si riportano le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti ed ai carichi variabili in condizioni statiche ed in condizioni sismiche.

#### SOLLECITAZIONI STATICHE FINALI A QUOTA TESTA MICROPALI

	N (KN)	V (KN)	M* (KNm)
PP	-132.84	0.00	12.77
PPpa	-1.51	0.00	0.95
PPpb	-3.01	0.00	1.90
Vento + azione aerodinamica	-4.11	19.33	50.20

#### SOLLECITAZIONI SISMICHE FINALI A QUOTA TESTA MICROPALI

	N (KN)	V (KN)	M* (KNm)
PP	-132.84	0.00	12.77
PPpa	-1.51	0.00	0.95
PPpb	-3.01	0.00	1.90
SISMA_PA	0.00	-94.71	-136.44
SISMA_PB	0.00	-95.77	-140.88

## 7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Gli effetti dell'azione sismica vanno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_F$ ,  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$  (relativi alle resistenze dei pali), nonché i coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti; inoltre che l'azione del vento ed l'azione aerodinamica sono state considerate come un'unica azione variabile.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

 Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$g_{F1}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$g_{F2}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$g_{F3}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{F4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

\* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

In totale sono state analizzate:

- 8 combinazioni di tipo SLU,
- 10 combinazioni di tipo SLE,
- 4 combinazioni sismiche

per un totale di 22 combinazioni; i coefficienti adottati per ogni combinazione sono riportati nel seguito.

8 combinazioni SLU utilizzando l'Approccio 2 (A1+M1+R3):

SLU 1 e 3: Carichi permanenti, con pannelli bagnati, sfavorevoli - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLU 2 e 4: Carichi permanenti, con pannelli asciutti, sfavorevoli - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLU 5 e 7: Carichi permanenti, con pannelli bagnati, favorevoli - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLU 6 e 8: Carichi permanenti, con pannelli asciutti, favorevoli - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

4 combinazioni SLE di tipo rara:

SLE 1 e 3 (RARA): Carichi permanenti, con pannelli bagnati, unitari - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLE 2 e 4 (RARA): Carichi permanenti, con pannelli asciutti, unitari - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

4 combinazioni SLE di tipo frequente:

SLE 5 e 7 (FREQ): Carichi permanenti, con pannelli bagnati, unitari - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLE 6 e 8 (FREQ): Carichi permanenti, con pannelli asciutti, unitari - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

2 combinazione SLE di tipo quasi permanente:

SLE 9 (Q.PERM): Carichi permanenti, con pannelli bagnati, unitari - azione vento +aerodinamica variabile assente (moltiplicata per  $\psi_2=0$ );

SLE 10 (Q.PERM): Carichi permanenti, con pannelli asciutti, unitari - azione vento +aerodinamica variabile assente (moltiplicata per  $\psi_2=0$ );

4 combinazioni SLU di tipo SISMICA:

SISMICA 1 e 3 : Carichi permanenti, con pannelli bagnati, unitari - sisma positivo e negativo;

SISMICA 2 e 4: Carichi permanenti, con pannelli asciutti, unitari – sisma positivo e negativo.

**COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE**

	PP	PPpa	PPpb	Vento + aerodinamica
SLU 1	1.35	0	1.35	1.5
SLU 2	1.35	1.35	0	-1.5
SLU 3	1.35	0	1.35	-1.5
SLU 4	1.35	1.35	0	1.5
SLU 5	1	0	1	1.5
SLU 6	1	1	0	-1.5
SLU 7	1	0	1	-1.5
SLU 8	1	1	0	1.5
SLE 1 (RARA)	1	0	1	1
SLE 2 (RARA)	1	0	1	-1
SLE 3 (RARA)	1	1	0	1
SLE 4 (RARA)	1	1	0	-1
SLE 5 (FREQ)	1	0	1	0.5
SLE 6 (FREQ)	1	0	1	-0.5
SLE 7 (FREQ)	1	1	0	-0.5
SLE 8 (FREQ)	1	1	0	0.5
SLE 9 (Q.PERM)	1	0	1	0
SLE 10 (Q.PERM)	1	1	0	0

**COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE**

	PP	PPpa	PPpb	SISMA_PA	SISMA_PB
SISMICA 1	1	1	0	1	0
SISMICA 2	1	0	1	0	1
SISMICA 3	1	1	0	-1	0
SISMICA 4	1	0	1	0	-1

## 8 VERIFICHE GEOTECNICHE MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA

### 8.1 SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI

Si riportano di seguito le sollecitazioni, su 3.0 m, per ogni combinazione di carico descritta al capitolo precedente:

#### SOLLECITAZIONI STATICHE COMBinate

	N (KN)	V (KN)	M (KNm)
SLU 1	-189.56	29.00	95.10
SLU 2	-175.20	-29.00	-56.78
SLU 3	-177.23	-29.00	-55.50
SLU 4	-187.53	29.00	93.82
SLU 5	-142.01	29.00	89.97
SLU 6	-128.18	-29.00	-61.58
SLU 7	-129.68	-29.00	-60.63
SLU 8	-140.51	29.00	89.02
SLE 1 (RARA)	-139.96	19.33	64.87
SLE 2 (RARA)	-131.74	-19.33	-35.53
SLE 3 (RARA)	-138.46	19.33	63.92
SLE 4 (RARA)	-130.24	-19.33	-36.48
SLE 5 (FREQ)	-137.90	9.67	39.77
SLE 6 (FREQ)	-133.79	-9.67	-10.43
SLE 7 (FREQ)	-132.29	-9.67	-11.38
SLE 8 (FREQ)	-136.40	9.67	38.82
SLE 9 (Q.PERM)	-135.85	0.00	14.67
SLE 10 (Q.PERM)	-134.35	0.00	13.72

#### SOLLECITAZIONI SISMICHE COMBinate

	N (KN)	V (KN)	M (KNm)
SISMICA 1	-134.348	-94.71	-122.72
SISMICA 2	-135.848	-95.77	-126.21
SISMICA 3	-134.348	94.71	150.16
SISMICA 4	-135.848	95.77	155.55

### 8.2 SOLLECITAZIONI AGENTI SUL SINGOLO MICROPALO

Le sollecitazioni (sforzo normale e taglio) agenti sui singoli micropali vengono calcolati in base al numero di micropali presente al di sotto di ogni campo di lunghezza 3.0m e al loro interasse trasversale, secondo le seguenti formule:

$$N_p = \frac{N}{n_{pali}} \pm N_m = \frac{N}{n_{pali}} \pm \frac{M}{2 \cdot i_{trasv}} \quad V_p = \frac{V}{n_{pali}}$$

interasse trasversale micropali = 

0.55
------

 m  
 numero micropali sotto ogni montante = 

4
---

**SOLL. STATICHE COMBINATE SUI SINGOLI MICROPALI**

	<b>Np1 (KN)</b>	<b>Np2 (KN)</b>	<b>Vp (KN)</b>
<b>SLU 1</b>	39.07	-133.85	7.25
<b>SLU 2</b>	-95.42	7.82	-7.25
<b>SLU 3</b>	-94.76	6.14	-7.25
<b>SLU 4</b>	38.41	-132.18	7.25
<b>SLU 5</b>	46.29	-117.29	7.25
<b>SLU 6</b>	-88.03	23.94	-7.25
<b>SLU 7</b>	-87.54	22.70	-7.25
<b>SLU 8</b>	45.80	-116.06	7.25
<b>SLE 1 (RARA)</b>	23.98	-93.96	4.83
<b>SLE 2 (RARA)</b>	-65.23	-0.63	-4.83
<b>SLE 3 (RARA)</b>	23.49	-92.72	4.83
<b>SLE 4 (RARA)</b>	-65.72	0.60	-4.83
<b>SLE 5 (FREQ)</b>	1.68	-70.63	2.42
<b>SLE 6 (FREQ)</b>	-42.93	-23.97	-2.42
<b>SLE 7 (FREQ)</b>	-43.42	-22.73	-2.42
<b>SLE 8 (FREQ)</b>	1.19	-69.39	2.42
<b>SLE 9 (Q.PERM)</b>	-20.63	-47.30	0.00
<b>SLE 10 (Q.PERM)</b>	-21.11	-46.06	0.00

**SOLL. SISMICHE COMBINATE SUI SINGOLI MICROPALI**

	<b>Np1 (KN)</b>	<b>Np2 (KN)</b>	<b>Vp (KN)</b>
<b>SISMICA 1</b>	-145.15	77.98	-23.68
<b>SISMICA 2</b>	-148.70	80.78	-23.94
<b>SISMICA 3</b>	102.92	-170.10	23.68
<b>SISMICA 4</b>	107.45	-175.37	23.94

Vengono analizzati i seguenti casi per le verifiche:

- caso di massima compressione sul singolo micropalo: combinazione SISMICA 4;
- caso di massima trazione sul singolo micropalo: combinazione SISMICA 4;
- caso di massimo taglio sul singolo micropalo: combinazione SISMICA 4.

### 8.3 PORTANZA VERTICALE DEL MICROPALO

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' École Nationale des Ponts et Chaussées da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti ( FHWA ) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro  $N_{SPT}$  (numero di colpi) e/o  $p_L$  dei terreni attraversati.

Per la determinazione del carico limite, Bustamante e Doix fanno riferimento alla nota espressione:

$$Q_{lim} = P + S$$

dove con P viene indicata la resistenza totale alla punta, mentre con S quella laterale. La resistenza laterale S, a sua volta, è data da:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \sum L_i s_i$$

dove:

- $D_s$  = diametro di perforazione;
- $L_i$  = lunghezza della zona iniettata;
- $\alpha$  = coefficiente maggiorativo adimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali (IRS o IGU) e del tipo di terreno;
- $s_i$  = portata laterale unitaria stabilita in funzione del valore  $N_{SPT}$  o  $p_L$ . È ricavabile tramite i grafici messi a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées" in base a numerose prove di carico a rottura per vari tipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo.
- $Q_{pl}$  = portata alla punta ultima. Dato l'alto rapporto esistente fra superficie laterale portante e superficie della punta del palo, normalmente, per i micropali, si considera un valore della portata alla punta pari al 15% della portata laterale.

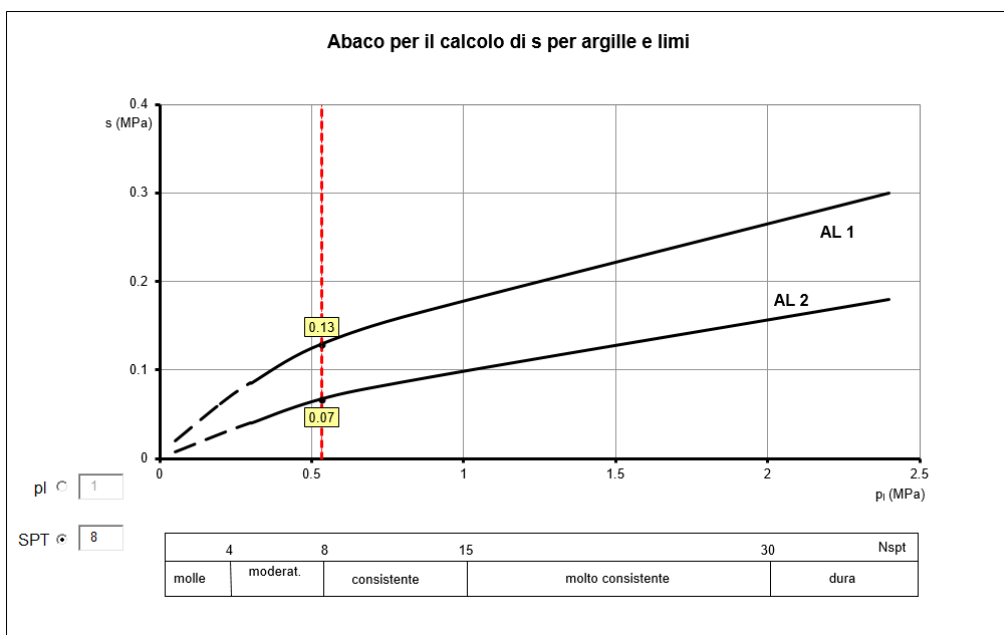
Valori del coefficiente $\alpha$ ( $V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$ )				
TERRENO	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 $V_s$	1.5 $V_s$
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 $V_s$	1.5 $V_s$
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 $V_s$	1.5 $V_s$
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 $V_s$	1.5 $V_s$
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 $V_s$	1.5 $V_s$
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 $V_s$	1.5 $V_s$
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) $V_s$	1.5 $V_s$
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 $V_s$	1.5 $V_s$
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) $V_s$	(1.5 - 2) $V_s$
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) $V_s$ per strati compatti	
Calcarei mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) $V_s$ o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) $V_s$ per strati poco fratturati; 2 $V_s$ o più per strati fratturati	



Nel caso in esame viene adottata a favore di sicurezza la tecnica IGU (injection globale inique).

Viene verificata la sezione più critica, nella quale il micropali giace per tutta la sua estensione all'interno dell'unità geotecnica L1.

A partire dalla relazione geotecnica vengono assunti i seguenti parametri.



Unità geotecnica	$\alpha$	s
L1	1.1	0.07

Sulla base dei parametri su definiti si procede alla determinazione della capacità portante mediante la formulazione analitica.

Il calcolo della capacità portante permette inoltre di determinare il valore caratteristico della resistenza caratteristica  $R_k$  del palo così come definito al par.6.4.3.1.1. delle NTC2018, tale valore è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione  $\xi$  (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2018 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

### 8.3.1 Verifica micropalo compresso

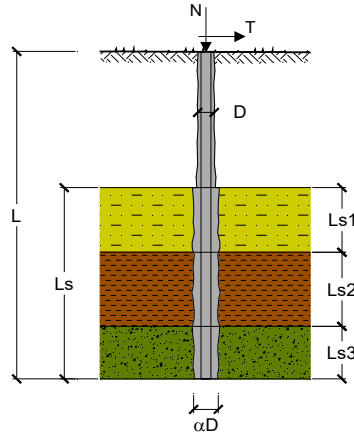
#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

**OPERA:** Micropali barriera antirumore H2

**DATI DI INPUT:**

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	175.37	0.00	175.37
<b>T (kN)</b>	23.94	0.00	23.94



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_s$	$\gamma_s$ traz
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

**Caratteristiche del micropalo:**

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.225 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

#### CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

**Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $ls_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	$s_i$ media (MPa)	$s_i$ minima (MPa)	$s_i$ calcolo (MPa)	$Qs_i$ (kN)
Unità L1	5.00	1.10	0.25	0.070	0.070	0.036	139.20
Unità L1	4.00	1.40	0.32	0.130	0.130	0.066	263.22
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$$Ls = 9.00 \text{ (m)} \quad Ql = 402.42 \text{ (kN)}$$

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta \cdot Ql \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$$\% \text{ Punta } 15\% \quad Qp = 60.36 \text{ (kN)}$$

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Qlim = 462.78 \text{ (kN)}$$

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Fs = 2.64$$

### 8.3.2 Instabilità di tipo elastico

Il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo viene calcolata come:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

In cui  $b = kD_{arm}$  è la reazione laterale per unità di lunghezza e di spostamento ( $k$  è il coefficiente di reazione orizzontale di Winkler). Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a:

$$\eta = P_k / N$$

con  $\eta > 10$  dove  $N$  è lo sforzo normale agente in testa al palo.

**Armatura:**

IPE   
 INP   
 HEA   
 HEB   
 HEM   
 Tubi   
 ALTRO

IPE 180    INP 160    HEA 300    HEB 160    HEM 200    **ø177,8 x 6,3**

### ø177,8 x 6,3

Area dell'armatura ( $A_{arm}$ ): 3394 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura ( $J_{arm}$ ): 1.250E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura ( $W_{arm}$ ): 140,565 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio: S 275 (Fe 430)

Tensione di snervamento dell'acciaio ( $f_y$ ): 275 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio  $\gamma_M$ : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio ( $\sigma_{lim}$ ): 262 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo di elasticità dell'acciaio ( $E_{arm}$ ): 210.000 (N/mm<sup>2</sup>)

#### Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler ( $k$ ): 50.0 (MN/m<sup>3</sup>)

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. ( $\beta$ ) ( $\beta = k \cdot D_{arm}$ ): 8.89 (N/mm<sup>2</sup>)

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = P_k / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$P_k = 9660.06$  (MN)

$\eta = 55.08$

### 8.3.3 Valutazione cedimenti

Facendo cedimenti sono ricavati facendo riferimento alla formula di Poulos e Davis:

$$\delta = \frac{\beta \cdot P_{\max}}{E \cdot L_u}$$

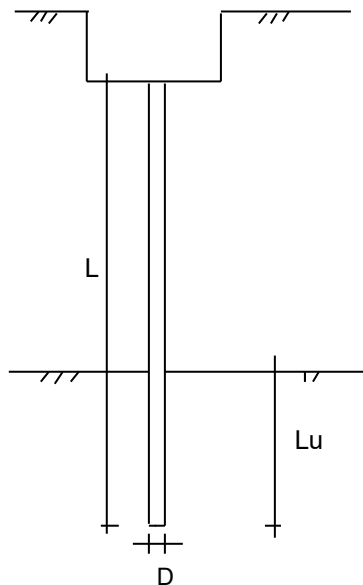
in cui  $\beta = 0.5 + \text{Log}(L_{\text{utile}}/D)$ ,  $P_{\max}$  è il carico massimo a cui è sottoposto il micropalo, E è il modulo di deformazione in cui è ammorsato il micropalo e  $L_u$  è la lunghezza utile.

### CALCOLO DEL CEDIMENTO

**OPERA:** Micropali barriera antirumore H2

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D):	0.23	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	175.37	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	9.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	9.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	20000	(kN/m <sup>2</sup> )



**CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 2.10 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u \quad 2.05 \quad (\text{mm})$$

### 8.3.4 Verifica micropalo teso

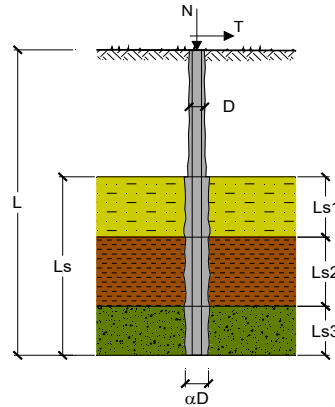
#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

**OPERA:** Micropali barriera antirumore H2

**DATI DI INPUT:**

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-107.45	0.00	-107.45
T (kN)	23.94	0.00	23.94



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_s$	$\gamma_{s \text{ trax}}$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_s$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_d$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

**Caratteristiche del micropalo:**

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.225 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

#### CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

**Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $Is_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	$s_i$ media (MPa)	$s_i$ minima (MPa)	$s_i$ calcolo (MPa)	$Qs_i$ (kN)
Unità L1	5.00	1.10	0.25	0.070	0.070	0.033	128.07
Unità L1	4.00	1.40	0.32	0.130	0.130	0.061	242.16
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$$Ls = 9.00 \text{ (m)} \quad Ql = 370.23 \text{ (kN)}$$

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta * Ql \text{ (consigliato 10-15\%)}$$

$$\% Punta = 15\% \quad Qp = 0.00 \text{ (kN)}$$

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Qlim = 370.23 \text{ (kN)}$$

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Fs = Qlim / N \text{ (Fs > 1)}$$

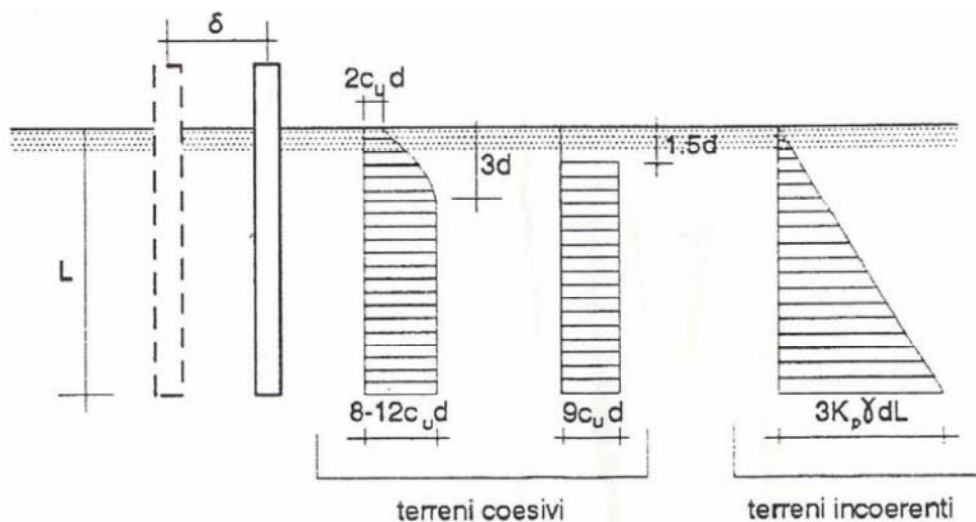
$$Fs = 3.45$$

#### 8.4 PORTANZA ORIZZONTALE

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto ed il carico orizzontale occorrente per generare la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

Sotto uno spostamento orizzontale, l'andamento delle pressioni sul terreno, lungo il palo, derivato teoricamente, è simile a quello riportato nella figura seguente per terreni coesivi e incoerenti.



**Figura 3: Palo soggetto ad uno spostamento: reazioni del terreno**

Il problema è stato affrontato da Broms (1964) facendo le seguenti assunzioni:

- nel caso di terreni coesivi, il diagramma è assunto costante con la profondità a partire dalla quota  $z = 1.5 d$  ( $d$ =diametro reso del palo);
- nel caso di terreni incoerenti la resistenza del terreno è variabile linearmente con la profondità  $z$  secondo la relazione:

$$p_u(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot z$$

$$k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$$

coefficiente di spinta passiva

$\gamma$

peso specifico del terreno

- terreno omogeneo e valutazione separata dei casi di rottura: rottura non drenata (terreno coesivo  $c = c_u$  e  $\phi' = 0$ ) o drenata (terreno incoerente  $c = c_u$  e  $\phi' \neq 0$ )

- la forma della sezione trasversale del palo è ininfluenza e il valore della pressione è determinato solo dalla dimensione  $d = D_p$  (diametro reso del palo);
- il terreno presenta proprietà costanti con la profondità;
- il comportamento all'interfaccia palo/terreno è rigido perfettamente plastico, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane costante all'aumentare dello spostamento
- il comportamento flessionale del palo è di tipo rigido perfettamente plastico, ovvero le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili sino a quando il momento  $M$  non perviene al valore  $M_y$  (di plasticizzazione). Quando  $M=M_y$ , si forma nella sezione una cerniera plastica.

Nel caso del palo vincolato in testa ad una struttura che ne impedisce la rotazione (fondazione), Broms, identifica i meccanismi di rottura come indicati nella figure sottostanti e attraverso la risoluzione delle equazioni di equilibrio, fornisce le seguenti espressioni per il carico limite trasversale:

### Terreni coesivi

Palo corto 
$$H_1 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio 
$$H_2 = -9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( 2 \left( \frac{L}{d} \right) + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4.5 \right)^{1/2}$$

Palo lungo 
$$H_3 = -13.5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \left( 182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} \right)^{1/2}$$

### Terreni incoerenti

Palo corto 
$$H_1 = 1.5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio 
$$H_2 = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo 
$$H_3 = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left[ \left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2 \right]^{1/3}$$

Il carico limite trasversale (orizzontale) risulta:  $H_{lim} = \min\{H_1, H_2, H_3\}$



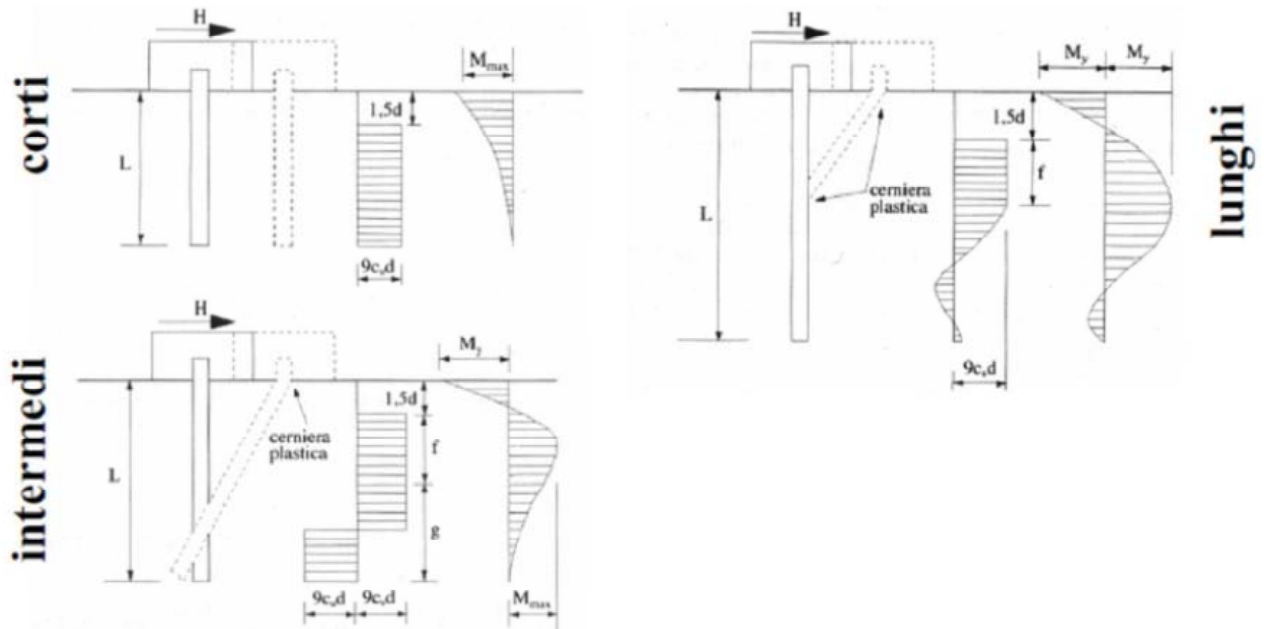


Figura 4: Carico limite trasversale: terreni coesivi

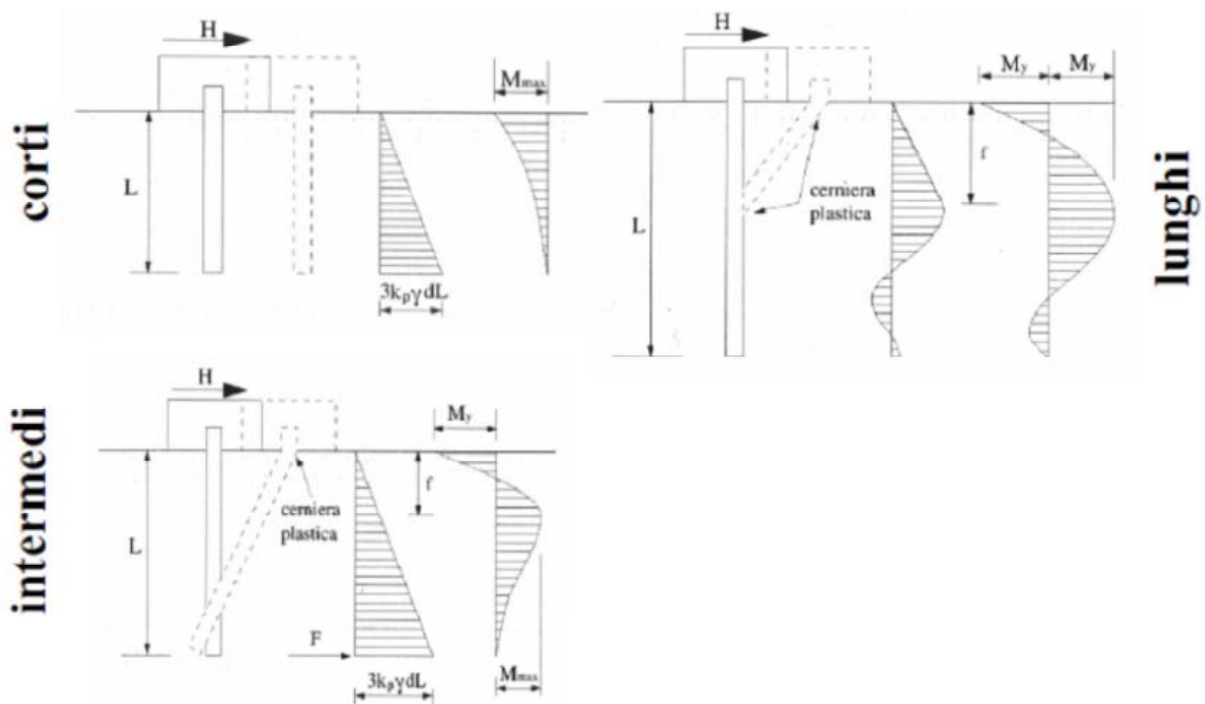


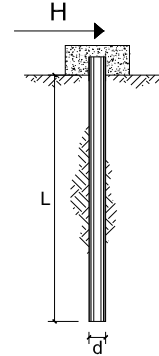
Figura 5: Carico limite trasversale: terreni incoerenti

**OPERA:** Barriera antirumore tipo H2

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

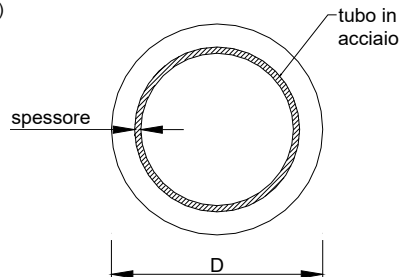
coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_T$
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SILU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_s$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_t$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

**Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo**

**Diametro** = 225 (mm)  
**Tubo**  
Diametro esterno = 168.3 (mm)  
Spessore = 8.0 (mm)  
**Sforzo Normale** = -148.7 (kN)



**Caratteristiche dei Materiali**

malta

Rck = 30 (Mpa)  
fck = 25 (Mpa)  
 $\gamma_C$  = 1.5  
 $\alpha_{cc}$  = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C = 14.17$  (Mpa)

**Acciaio**

tipo di acciaio

$f_{yk}$  = 275 (Mpa)  
 $\gamma_m$  = 1.15  
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 239.1$  (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.114%  
 $\epsilon_{uk}$  = 1.000%

Calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

**My** = 52.7 (kN m)

Inserisci

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI**  
**PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.23	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	52.74	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med}$ =	23.00	(°)	$\varphi'_{min}$ =	22.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	23.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	22.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$ )	$k_{p_{med}}$ =	2.28	(-)	$k_{p_{min}}$ =	2.20 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma$ =	18.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	23.94	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 1123.22 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 1081.57 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 380.27 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 366.39 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 70.31 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 69.43 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 70.31 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 69.43 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 40.84 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 31.42 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 23.94 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 1.31$$

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI**  
**PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.23	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	52.74	(kN m)		
Coesione non drenata	$c_{u\ med}$ =	35.00	(kPa)	$c_{u\ min}$ =	20.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	$c_{u\ med,d}$ =	35.00	(kPa)	$c_{u\ min,d}$ =	20.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	23.94	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 613.95 \text{ (kN)} \qquad H1_{min} = 350.83 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 249.17 \text{ (kN)} \qquad H2_{min} = 145.89 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 100.68 \text{ (kN)} \qquad H3_{min} = 79.77 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 100.68 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 79.77 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 46.93 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 36.10 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 23.94 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 1.51$$

## 9 VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI

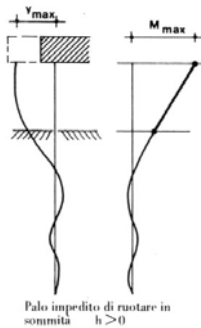
### 9.1 VERIFICA TUBO ARMATURA MICROPALO

La verifica consiste nel controllare che sia soddisfatta la seguente relazione:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} < \sigma_{adm}$$

dove  $\sigma_{id} = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$  e  $\tau = 2T/A_{arm}$

Il momento agente in testa al palo, ipotizzando che la rotazione della testa del palo sia impedita, è valutato come:



Palo impedito di ruotare in sommità h > 0

$$M = T/2b \text{ con } b = (k \cdot D/4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1/4}$$

#### DATI DI INPUT:

##### Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	175.37	0.00	175.37
<b>T (kN)</b>	23.94	0.00	23.94

##### Armatura:

IPE   
 INP   
 HEA   
 HEB   
 HEM   
 Tubi   
 ALTRO

IPE 180    INP 160    HEA 300    HEB 160    HEM 200    **ø177,8 x 6,3**

### ø177,8 x 6,3

Area dell'armatura (A<sub>arm</sub>): 3394 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): 1.250E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): 140,565 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio: **S 275 (Fe 430)**

Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): 275 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio (γ<sub>M</sub>): 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ<sub>lim</sub>): 262 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E<sub>arm</sub>): 210,000 (N/mm<sup>2</sup>)

LATO METRO SALERNO  
Relazione di calcolo fondazioni BA H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL BA0000 003	A	45 di 54

Momento massimo per carichi orizzontali (M):  
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 1.017 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 11.76 \quad (kN \cdot m)$$

#### VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

*Tensioni nel singolo micropalo*

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 135.36 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -32.03 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 14.11 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 137.55 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

## 10 VERIFICA DI RESISTENZA SUOLA DI FONDAZIONE

Si effettuano le seguenti verifiche della suola di fondazione:

Armatura longitudinale → Sezione trasversale verticale di dimensioni 105 x 45 cm

### 10.1 ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA

Si procede al calcolo dell'area minima di acciaio prevista dalla normativa vigente (NTC2018):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c$$

Nel caso in esame si ha:

fctm	3.10	MPa
f <sub>yk</sub>	450	MPa
H	450	mm
b	1050	mm
c	50	mm
d	400	mm
A <sub>c</sub>	472500	mm <sup>2</sup>
A <sub>s,min</sub>	752	mm <sup>2</sup>
A <sub>s,min</sub>	546	mm <sup>2</sup>
A <sub>s,max</sub>	18900	mm <sup>2</sup>

6φ18 superiori As=1527 mm<sup>2</sup>

6φ18 inferiori As=1527 mm<sup>2</sup>

## 10.2 VERIFICA SEZIONE TRASVERSALE 105X45CM

Per la verifica della sezione trasversale si ricorre allo schema statico di trave a sbalzo di lunghezza pari a 3 m semplicemente appoggiata su appoggi posti ad interasse di 1.50 m, sottoposta ad un carico distribuito p. Tale carico è stato determinato a partire dal massimo valore in termini di sforzo normale sul singolo micropalo, moltiplicandolo per il numero di micropali interessati (n.4) e dividendolo per la lunghezza del tratto di fondazione considerata.

$$N_{\text{palo-slu}} = 175.37 \text{ kN}$$

$$p_{\text{slu}} = (n \cdot N_{\text{palo}}) / L = (4 \cdot 175.37) / 3.0 = 233.83 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{slu}} = -pl^2/8 = 65.76 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{slu}} = pl/2 = 175.37 \text{ kN}$$

$$M_{t \text{ slu}} = 155.6/2 = 77.78 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{palo-sle-rar}} = 94 \text{ kN}$$

$$p_{\text{sle-rar}} = (n \cdot N_{\text{palo-sle-rar}}) / L = (4 \cdot 94) / 3.0 = 125.28 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{sle-rar}} = -p_{\text{sle-rar}} l^2 / 8 = 35.24 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{palo-sle-fre}} = 70.6 \text{ kN}$$

$$p_{\text{sle-fre}} = (n \cdot N_{\text{palo-sle-rar}}) / L = (4 \cdot 70.6) / 3.0 = 94.17 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{sle-fre}} = -p_{\text{sle-rar}} l^2 / 8 = 26.49 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{palo-sle-qpe}} = 47.3 \text{ kN}$$

$$p_{\text{sle-qpe}} = (n \cdot N_{\text{palo-sle-rar}}) / L = (4 \cdot 47.3) / 3.0 = 63.06 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{sle-qpe}} = -p_{\text{sle-rar}} l^2 / 8 = 17.74 \text{ kNm}$$

La verifica viene condotta con il software RC-SEC considerando la seguente armatura:

6+6φ18 longitudinali

Staffe φ12/20cm a 4 braccia



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

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

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Resistenza compress. ridotta fcd':	79.30	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	154.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	154.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3375.0	daN/cm <sup>2</sup>	

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	105.0	cm
Altezza:	45.0	cm
Barre inferiori:	6Ø18	(15.3 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	6Ø18	(15.3 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	7.1	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

LATO METRO SALERNO  
Relazione di calcolo fondazioni BA H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL BA0000 003	A	49 di 54

1                      0                      6576                      17537                      7778

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

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

N°Comb.                      N                      Mx  
1                      0                      3524

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

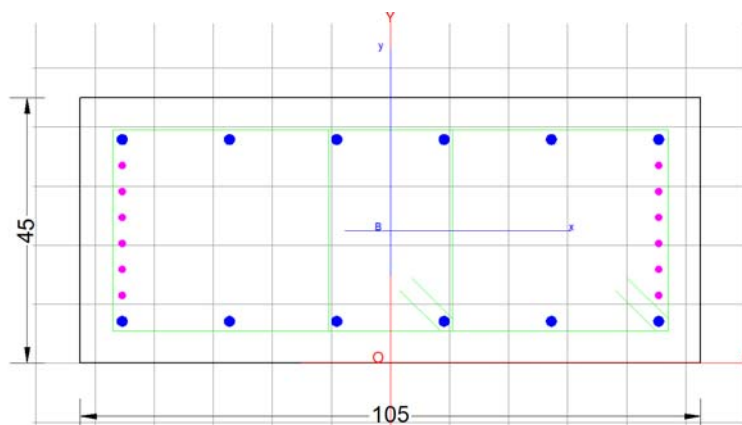
N                      Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx                      Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.                      N                      Mx  
1                      0                      2649 (11113)

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

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

N°Comb.                      N                      Mx  
1                      0                      1774 (11113)



**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:                      6.2    cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali:                      16.4    cm  
Copriferro netto minimo staffe:                      5.0    cm

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

Ver                      S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N                      Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)  
Mx                      Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult                      Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)

LATO METRO SALERNO

Relazione di calcolo fondazioni BA H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL BA0000 003	A	50 di 54

Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  
 As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)  
 Area efficace a flessione barre inf. (per presenza di torsione)= 12.6 cm<sup>2</sup>  
 Area efficace a flessione barre sup. (per presenza di torsione)= 12.6 cm<sup>2</sup>

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	6576	1	18712	2.845	39.5	0.15	0.70	30.5 (9.5) 12)

#### 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	45.0	-0.00101	37.9	-0.02056	7.1

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 28.7 cm]  
 N.Bracci staffe: 4  
 Area staffe/m : 22.6 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 15.8 cm<sup>2</sup>/m]  
 Barre long. tors.: 12Ø12 (13.6 cm<sup>2</sup>)

#### VERIFICHE A TAGLIO-TORSIONE

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.  
 Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
 Tsdu Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]  
 Trdu Momento torcente resistente ultimo [daNm] (lato conglomerato)  
 Mis.Sic. Misura sicur. = Vsdu/Vcd + Tsdu/Trdu. Verifica OK se Mis.Sic  $\leq 1$   
 bw/d Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	Tsdu	Trdu	Mis.Sic.	bw	Ctg	Acw	AST
1	S	17537	22920	142009	25109	7778	26084	0.422105.0	37.9	1.000	1.000	13.1

#### RISULTATI DEL SOLO CALCOLO A TORSIONE

Area Nucl. Area del nucleo della sezione tubolare resistente [cm<sup>2</sup>]  
 Per.Nucl. Perimetro del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]  
 Sp.Nucl. Spessore del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]  
 Ast Area calcolata delle staffe al metro per sola torsione [cm<sup>2</sup>/m]  
 As long. Area dei ferri longitudinali calcolati per sola torsione [cm<sup>2</sup>]  
 Tsdu Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]  
 Trsd Momento torc. resist. reso dall'area staffe riservata alla torsione [daNm]  
 Trld Momento torc. resist. reso da apposite barre longitudinali(compresa una aliquota delle barre longitudinali soggette a flessione)

LATO METRO SALERNO  
Relazione di calcolo fondazioni BA H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL BA0000 003	A	51 di 54

N°Comb	Area Nucl.	Per.Nucl.	Sp.Nucl.	Ast	As long.	Tsdu	Trsd	Trld
1	2611	237	15.8	1.9	18.0	7778	7778	8183

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	16.9	45.0	0.0	34.7	-678	37.9	11.6	1214	15.3	18.2

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

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00043	0.00013	0.50	0.60	0.000203 (0.000203)	454	0.092 (0.20)	11113

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	12.7	45.0	0.0	34.7	-510	37.9	11.6	1214	15.3	18.2

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00032	0.00010	0.50	0.60	0.000153 (0.000153)	454	0.069 (0.20)	11113

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	8.5	45.0	0.0	34.7	-341	37.9	11.6	1214	15.3	18.2

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00021	0.00006	0.50	0.40	0.000102 (0.000102)	454	0.047 (0.20)	11113

## 10.1 VERIFICA A PUNZONAMENTO

La verifica a punzonamento è effettuata in accordo con L'Eurocodice 2 (EN 1992-1-1:2005; par. 6.4.3 – “Calcolo del taglio – punzonamento”).

Il procedimento di calcolo per il taglio-punzonamento si fonda sulle verifiche alla faccia del pilastro e al perimetro di verifica di base  $u_1$ . Se è richiesta l'armatura a taglio, si raccomanda che un ulteriore perimetro di verifica  $u_{out,ef}$  sia trovato laddove l'armatura a taglio non è più richiesta. Si definiscono le seguenti tensioni di taglio di progetto [MPa] lungo le sezioni di verifica:

$V_{Rd,c}$  è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.

$V_{Rd,cs}$  è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.

$V_{Rd,max}$  è il valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata.

Si raccomanda di effettuare le seguenti verifiche:

- Lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata:  $V_{Ed} < V_{Rd,max}$
- L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se:  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$
- Se  $V_{Ed}$  supera il valore  $V_{Rd,c}$  per la sezione di verifica considerata, si raccomanda che sia disposta l'armatura per il taglio-punzonamento (determinando  $V_{Rd,cs}$ ) lungo la sezione di verifica considerata.

**CASO 1: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. SENZA ARMATURA**

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

Caratteristiche materiali

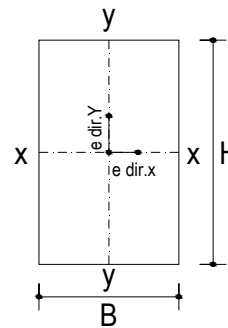
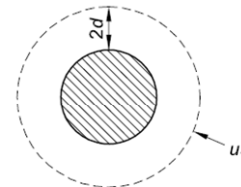
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_{acciaio}$	1.15
$\gamma_c$	1.5		B450C	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>		

Sollecitazioni

N	175.37 kN	sforzo normale
$M_{x-x}$	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
$M_{y-y}$	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

Caratteristiche geometriche

c1	225 mm	diametro1 pilastro
c2	225 mm	diametro2 pilastro
s	450 mm	spessore soletta piena del solaio
c	50 mm	copriferro della soletta piena del solaio
$d_x$	373 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
$d_y$	391 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
d	382 mm	altezza utile media



pilastro interno

$u_0$	707 mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
$u_1^*$	5507 mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
$u_1$	5507 mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
$\beta$	1.15	fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

Armatura superiore in direzione x e y

$A_{sup,x}$	1Ø	18	passo	200	mm	$\rho_{1,x}$	0.0033
$A_{sup,y}$	1Ø	18	passo	200	mm	$\rho_{1,y}$	0.0033
$\rho_1$	0.0033	percentuale geometrica di armatura.					
k	1.72						

Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro ( $u_0$ )

$$V_{Ed} = 0.75 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 4.70 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{la verifica lungo il contorno del pilastro è soddisfatta}$$

Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

$$V_{Ed} = 0.10 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 0.46 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{la verifica lungo il perimetro posto a 2d è soddisfatta}$$

## 11 CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza. L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo associata al confronto con verifiche di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati. Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 delle NTC 2018. Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dalla presente relazione.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei micropali:

D = 22.5 cm diametro micropali

L = 9.00 m lunghezza di calcolo micropali

i = 1,50 m interasse longitudinale

d = 0,55 m interasse trasversale

tubolare 177.8x63 mm armatura micropalo

S275JR Classe di resistenza acciaio tubo armatura

## 12 INCIDENZA CORDOLO

INCIDENZA	
CORDOLO BM95	80 kg/m <sup>3</sup>