

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

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

BARRIERE ANTIRUMORE

Lato Salerno-Battipaglia

Relazione di calcolo Scavalco L=15.00

SCALA:

-

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

NN1X 01 D 78 CL BA0000 013 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Ficorella	Ott-2020	M.D'Avino	Ott-2020	D.Tiberti Gen-2021
B	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Gen-2021	G.Ficorella	Gen-2021	M.D'Avino	Gen-2021	ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Generale UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Danilo Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10279

NN1X.0.1.D.78.CL.BA.00.0.0.013.B

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	6
3.1.1	Documenti di progetto.....	6
3.1.2	Normativa e istruzioni	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	7
4.1	CALCESTRUZZO	7
4.1.1	Magrone	7
4.1.2	Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante	7
4.1.3	Calcestruzzo riempimento micropali.....	7
4.2	ACCIAIO	8
4.2.1	Acciaio per cemento armato.....	8
4.2.2	Acciaio armatura micropalo	8
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO.....	9
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA.....	9
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	10
6.1	PESI PROPRI	10
6.1	CARICHI VARIABILI.....	11
6.1.1	Carico del vento	11
6.1.2	Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario.....	14
6.2	AZIONE SISMICA	15
6.2.1	Vita nominale	15
6.2.2	Classe d'uso	16
6.2.3	Periodo di riferimento	17
6.2.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	17
6.2.5	Caratterizzazione sismica del terreno	18
7	COMBINAZIONE DI CARICO	24
7.1	COMBINAZIONI STATICHE (FONDAMENTALI).....	27
7.2	COMBINAZIONI SISMICHE	28
8	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE.....	29
8.1	VERIFICHE STRUTTURALI SLU	29
8.1.1	Criteri di verifica delle sezioni in c.a.	29
8.1.2	Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione – pressoflessione	29
8.1.3	Verifica agli stati limite ultimi a taglio	29
8.2	VERIFICHE STRUTTURALI SLE.....	30
8.2.1	Fessurazione.....	30
8.2.2	Valori limite delle tensioni	31
8.1	VERIFICHE GEOTECNICHE SLU	32
8.1.1	Portanza verticale micropali.....	32
8.1.2	Portanza orizzontale micropali	34
9	METODI DI CALCOLO	37
9.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	37
9.2	TARATURA DEL MODELLO	39
9.3	AZIONI APPLICATE NEL MODELLO F.E.M.	39

9.4	SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE IN COMBINAZIONE SLU	43
9.1	SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE IN COMBINAZIONE SLE	44
9.1	SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE IN COMBINAZIONE SLV	45
9.2	SOLLECITAZIONI AGLI APPOGGI	46
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI TRAVE	47
9.3.1	Verifica di resistenza della trave parete.....	47
9.3.2	Verifica di resistenza della trave parete TORSIONE	54
9.4	VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE: ARMATURA TRASVERSALE	55
9.1	VERIFICA PUNZONAMENTO	56
9.1	VERIFICA DEFORMABILITÀ	57
10	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI DI FONDAZIONE	58
10.1	SOLLECITAZIONI AGENTI SUL SINGOLO MICROPALO	58
10.2	VERIFICA MICROPALO COMPRESSO	59
10.3	PORTANZA ORIZZONTALE	62
11	INCIDENZA	67

1 PREMESSA

Nella presente relazione si dimensiona l'opera di scavalco di lunghezza totale $L = 15.00$ m. 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 e le relative condizioni e combinazioni, lo schema strutturale adottato e le verifiche effettuate.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 17/01/2018, "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...

L'elaborato in esame descrive la tipologia di scavalco di lunghezza 15.00 m presente in corrispondenza della linea storica. Questi sono presenti alle seguenti progressive chilometriche:

- 3+008.00 km, in corrispondenza del sifone a doppia canna IN 11 (compreso tra 3+000.50 km e 3+015.50 km);
- 5+095.00 km, in corrispondenza del sifone a doppia canna IN 19 (compreso tra 5+087.5 km e 5+102.5 km);

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione di calcolo si descrivono le analisi e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno e delle fondazione sopra citate; nel particolare le fondazioni saranno realizzate con micropali armati con profilati tubolari in acciaio, infissi nel terreno.

Lungo il tracciato la seguente tipologia di scavalco ospita una barriera tipo H10, con la quale viene dimensionata nella seguente relazione di calcolo: l'opera si trova in corrispondenza della progressiva chilometrica 3+008.00 km.

L'opera di scavalco è costituita da una trave in c.a. di altezza pari a 3.34 m, che ospita una la pannellatura superiore della barriera antirumore tipo H10, di altezza totale pari a 5.37 m. L'estradosso trave da piano del ferro è pari a 2 m.

GEOMETRIA		
Tipo barriera	H10	
Altezza trave	3.34	m
Base trave	0.9	m
Altezza barriera (sopra trave)	5.37	m
Angolo barriera sulla verticale	12	°
Lunghezza modulo	3	m
Luce impalcato	15	m

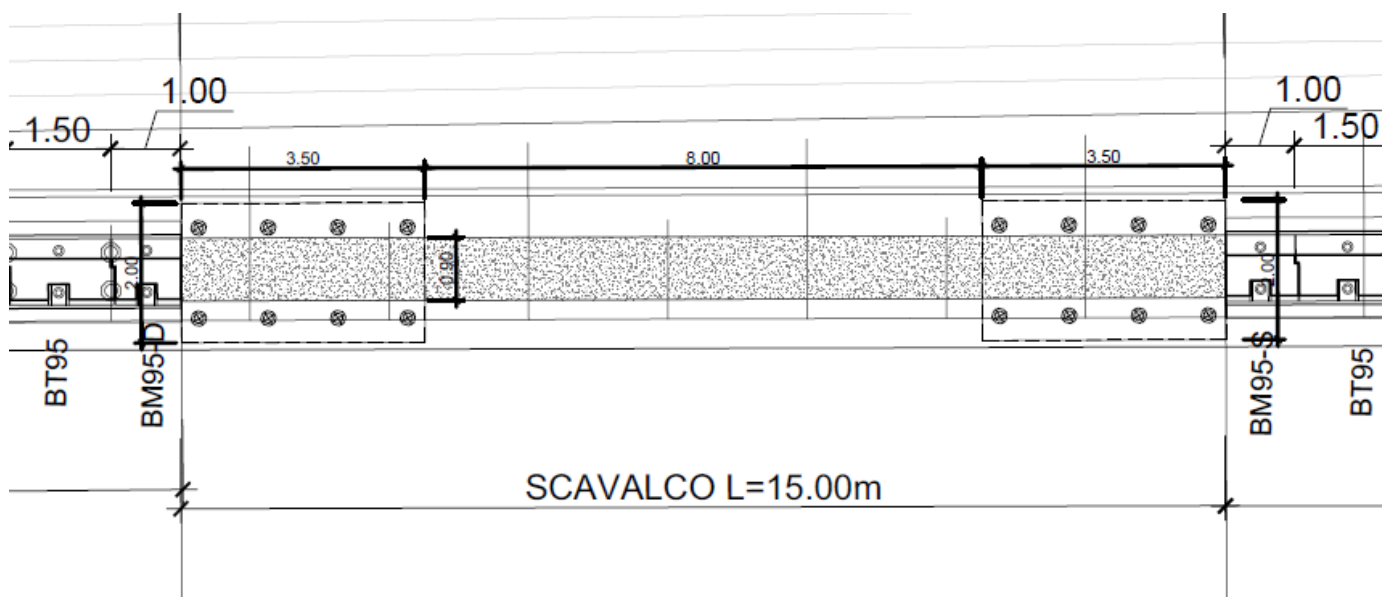


Figura 1 – Pianta scavalco L=15 m.

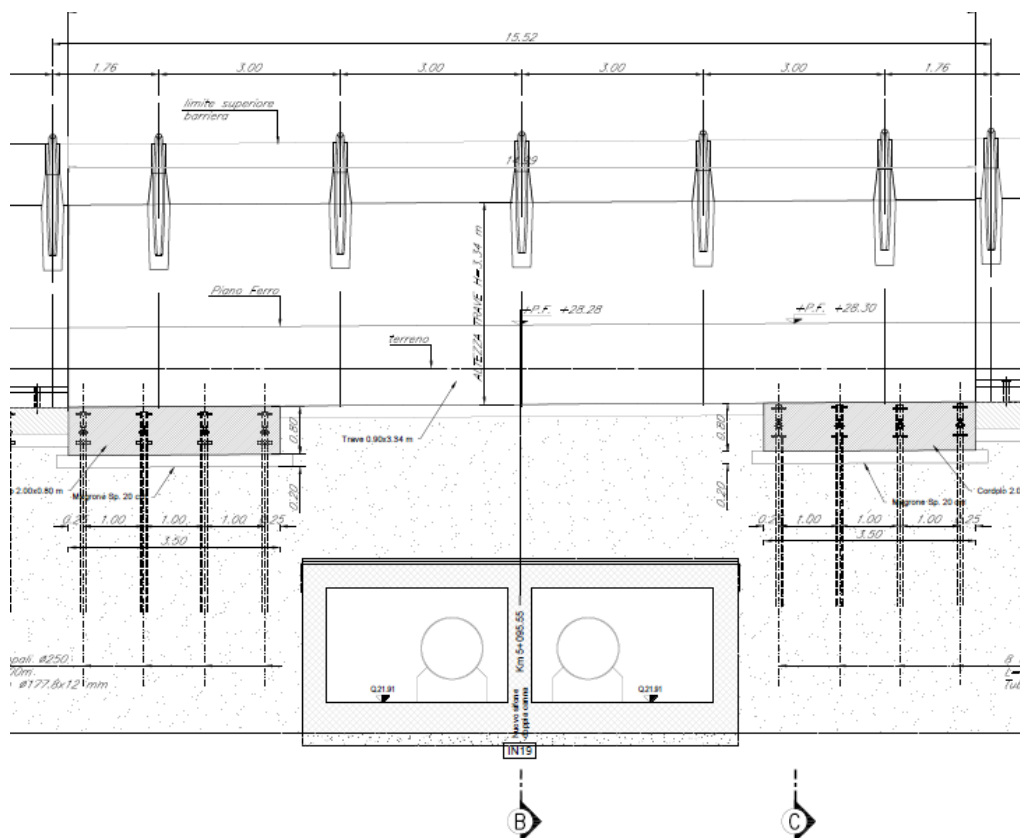


Figura 2 – Prospetto scavalco L=15 m.

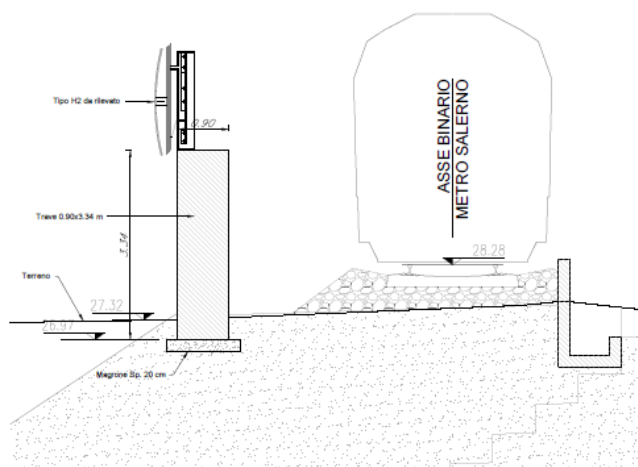


Figura 3 – Sezione scavalco L=15 m.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

I documenti utilizzati come input per il presente documento sono i seguenti:

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/m³.

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

Copriferro 50 mm

- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$ 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 $E_c = 31.447 \text{ N/mm}^2$;
- 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 $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.
- tensione massima di esercizio per l'acciaio $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$.

4.2.2 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 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO

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 $E' = E_0/5$
	γ	φ'	c'	C_u	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Limo scarsa consistenza L1	19	23	3	35	140	<10	$3.5 \cdot 10^{-6}$	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 del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

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

Nel seguito, a vantaggio di sicurezza, si assume l'intera area di progetto appartenente alla categoria di sottosuolo di fondazione "E" ovvero "Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m".

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

L'opera di scavalco è costituita da barriere metalliche da impalcato su una trave calcestruzzo di cemento armato di spessore e altezza pari rispettivamente a 0.90 m e 3.34 m.

Di seguito si riportano i carichi permanenti strutturali e non strutturali.

6.1 PESI PROPRI

Barriera antirumore

Il peso proprio degli elementi strutturali in c.a. viene automaticamente calcolato dal software

Si riportano di seguito i carichi e i momenti delle barriere:

CARICHI (3m)		
Peso proprio pannello asciutto	8.34	kN
Peso proprio pannello bagnato	16.68	kN
Peso montante barriera	8.8	kN
Peso distribuito pannello asciutto	2.78	kN/m
Peso distribuito pannello bagnato	5.56	kN/m
Peso distribuito montante barriera	2.93	kN/m

6.1 CARICHI VARIABILI

6.1.1 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/m²) è data dall'espressione:

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

dove

- v_b = velocità di riferimento del vento (m/s);
- ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

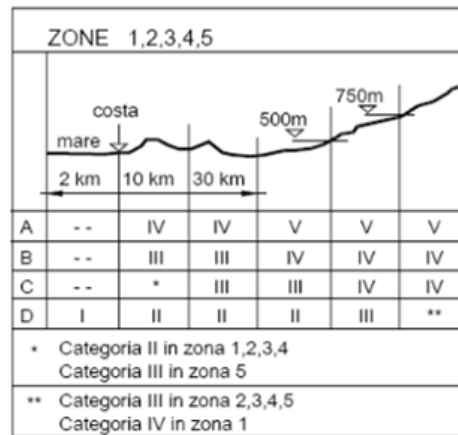
Essendo v_b pari a 27 m/s si ottiene:

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

Considerando l'altezza della barriera, considerata dalla sommità della barriera fino al piano del ferro è 7,38 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	7,23	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 z l'altezza della barriera pari a $7,38 > z_{min} = 5$, si ha:

c_e	1.94
-------	------

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 suffragiati da opportua 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	1.94
- C_p	1.20
- C_d	1

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

$$P_V = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0,456 \cdot 1,94 \cdot 1,20 \cdot 1,0 = \mathbf{1,06 \text{ kN/m}^2}$$

AZIONE DEL VENTO W AL PIEDE DEL CORDOLO (3.0 m)		
Pressione vento	1.06	kN/mq
Spinta vento su trave	10.62	kN
Spinta vento su barriera_h	17.07	kN
Spinta vento su barriera assiale	2.86	kN
Spinta totale vento	27.69	kN
Momento totale vento	120.58	kNm
Spinta vento su barriera assiale	2.86	kN

6.1.2 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

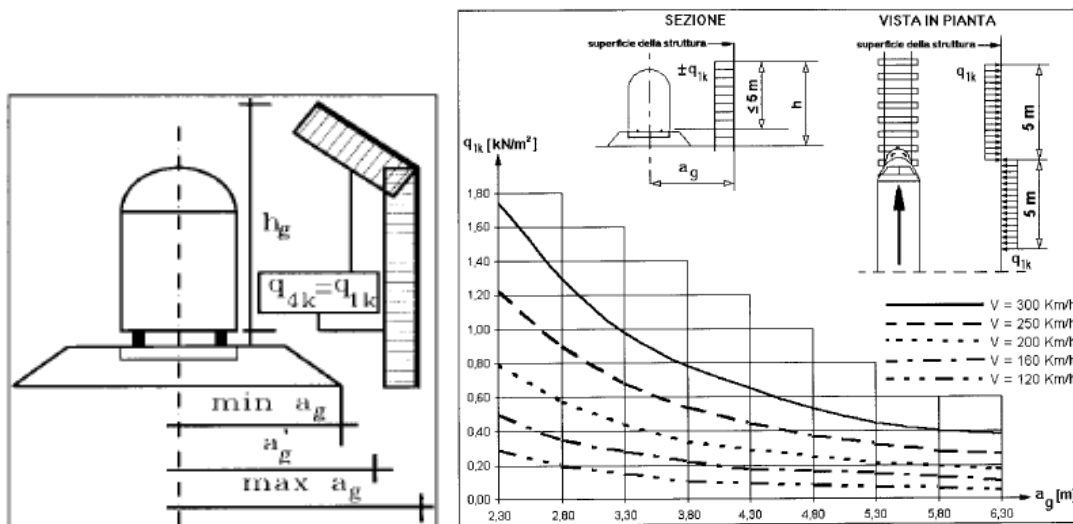
In accordo con quanto previsto al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari, si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.7.4 – NTC2018)

Il valore dell'azione $\pm q_k$ 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 $V = 140$ km/h si ottiene:

$$q_{1k} = 0,22 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.}$$

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

$$q_{\text{tot}} = 1.28 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Vento} + \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.}$$

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 kN/m^2 per linee percorse a velocità $V \leq 200 \text{ Km/h}$ e pari a 2.50 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:

$$q_{1k} = 1.5 - 1.06 = 0.44 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli}$$

AZIONE AERODINAMICA (3.0 m)		
$q_{1k, NTC} =$	0.15	KN/m ²
$q_{1k, ITF} =$	0.44	KN/m ²
Spinta aerodinamica su trave	4.41	kN
Spinta aerodinamica su barriera_h	7.09	kN
Spinta aerodinamica su barriera assiale	1.19	kN
Spinta totale	11.50	kN
Momento totale aerodinamico	50.07	kNm
Spinta vento su barriera assiale	1.19	kN

6.2 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), 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_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

6.2.1 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 ⁽¹⁾	Vita Nominale [V _N] ⁽¹⁾
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 ⁽²⁾
(1) - La medesima V _N 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**.

6.2.2 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 esame si considera $C_U = 1.5$.

6.2.3 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 :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.50 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.2.4 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
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	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)
SLE	SLO	68
	SLD	113
SLU	SLV	1068
	SLC	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.

6.2.5 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 piane, 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; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate 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 - $P_{VR} = 81\%$
- 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 parametrizzazione

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 $S_s = 1.600$ $C_c = 1.546$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s **1** Regol. in altezza **no** info

Compon. verticale

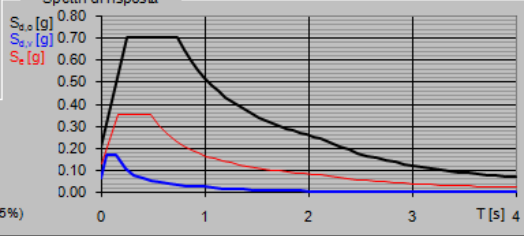
Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta →

Parametri e punti spettri di risposta →

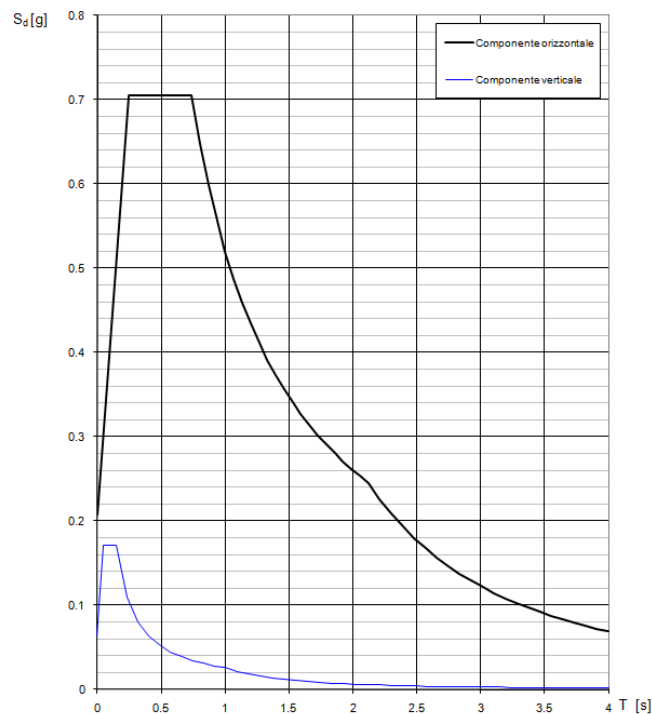
Spettri di risposta



— 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_s	2.710
T_c	0.477 s
S_s	1.600
C_s	1.546
S_T	1.000
q	0.800

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.250
T_B	0.246 s
T_c	0.738 s
T_D	2.121 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(S + 5)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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 η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.208
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

L'azione sismica agente sulle masse strutturali è stata considerata con un approccio di tipo pseudo-statico. Esso consente di rappresentare il sisma mediante una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v , rispettivamente, coefficiente sismico orizzontale e verticale, pari a

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g \text{ coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \text{ coefficiente sismico verticale}$$

Nelle espressioni precedenti $a_{\max}$ rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito mentre β_m è il coefficiente di riduzione di tale accelerazione valutato in funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti relativi rispetto al terreno. Per l'analisi della struttura in esame β_m è stato posto pari ad 1. L'accelerazione orizzontale massima è stata valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido e S un coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto, della massa associata al peso proprio e delle masse associate al carico permanente.

a_g	0.130	g
S_S	1.6	
S_T	1	
$a_{\max}$	0.208	g
β_m	1	
k_h	0.208	
k_v	0.104	

Sisma H		
BARRIERA		
$k_h \cdot W_{\text{asciutto}}$	1.73	kN
$k_h \cdot W_{\text{bagnato}}$	3.47	kN
h_{barriera}	5.37	m
$k_h \cdot W_{\text{asciutto}} h_{\text{barr}}$	9.32	kNm
$k_h \cdot W_{\text{bagnato}} h_{\text{barr}}$	18.63	kNm
TRAVE		
$k_h \cdot W_T$	15.63	kN
h_{trave}	3.34	m
$k_h \cdot W_T h_{\text{trave}}$	52.21	kNm

Sisma V		
BARRIERA		
$k_h \cdot W_{\text{asciutto}}$	0.87	kN
$k_h \cdot W_{\text{bagnato}}$	1.73	kN
TRAVE		
$k_h \cdot W_T$	7.82	kN

7 COMBINAZIONE 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 γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ 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 l'azione del vento ed aerodinamica verranno considerate come un'unica azione variabile.

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

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

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

⁽²⁾ 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.

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

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

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	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

⁽¹⁾ 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.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico variano 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 γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{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 γ_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 SLU STR
- 4 combinazioni SLU GEO
- 10 combinazioni SLE
- 24 combinazioni sismiche

7.1 COMBINAZIONI STATICHE (FONDAMENTALI)

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi per le combinazioni di carico statiche:

		PP	P.Asc.	P.Bagn.	Vento-W	S160·δQ
App1-C1	SLU1(STR)	1,35	0	1,35	1,5	1,5
	SLU2(STR)	1,35	1,35	0	-1,5	-1,5
	SLU3(STR)	1,35	0	1,35	-1,5	-1,5
	SLU4(STR)	1,35	1,35	0	1,5	1,5
	SLU5(STR)	1	0	1	1,5	1,5
	SLU6(STR)	1	1	0	-1,5	-1,5
	SLU7(STR)	1	0	1	-1,5	-1,5
	SLU8(STR)	1	1	0	1,5	1,5
App1-C2	SLU9(GEO)	1	0	1	1,3	1,3
	SLU10(GEO)	1	1	0	-1,3	-1,3
	SLU11(GEO)	1	0	1	-1,3	-1,3
	SLU12(GEO)	1	1	0	1,3	1,3
	SLE1(RARA)	1	0	1	1	1
	SLE2(RARA)	1	0	1	-1	-1
	SLE3(RARA)	1	1	0	1	1
	SLE4(RARA)	1	1	0	-1	-1
	SLE5(FREQ)	1	0	1	0,5	0,5
	SLE6(FREQ)	1	0	1	-0,5	-0,5
	SLE7(FREQ)	1	1	0	-0,5	-0,5
	SLE8(FREQ)	1	1	0	0,5	0,5
	SLE9(Q.P)	1	0	1	0	0
	SLE10(Q.P)	1	1	0	0	0

7.2 COMBINAZIONI SISMICHE

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi per le combinazioni di carico sismiche:

	PP	P.Bagn.	SLV-X +	SLV-X -	SLV-Y+	SLV-Y-	SLV-Z+	SLV-Z-
SIS 1	1	1	1	0	0.3	0	0.3	0
SIS 2	1	1	0.3	0	1	0	0.3	0
SIS 3	1	1	0.3	0	0.3	0	1	0
SIS 4	1	1	0	-1	0	-0.3	0	-0.3
SIS 5	1	1	0	-0.3	0	-1	0	-0.3
SIS 6	1	1	0	-0.3	0	-0.3	0	-1
SIS 7	1	1	0	-1	0	-0.3	0.3	0
SIS 8	1	1	0	-0.3	0	-1	0.3	0
SIS 9	1	1	0	-0.3	0	-0.3	1	0
SIS 10	1	1	0	-1	0.3	0	0.3	0
SIS 11	1	1	0	-0.3	1	0	0.3	0
SIS 12	1	1	0	-0.3	0.3	0	1	0
SIS 13	1	1	1	0	0	-0.3	0.3	0
SIS 14	1	1	0.3	0	0	-1	0.3	0
SIS 15	1	1	0.3	0	0	-0.3	1	0
SIS 16	1	1	1	0	0.3	0	0	-0.3
SIS 17	1	1	0.3	0	1	0	0	-0.3
SIS 18	1	1	0.3	0	0.3	0	0	-1
SIS 19	1	1	0	-1	0.3	0	0	-0.3
SIS 20	1	1	0	-0.3	1	0	0	-0.3
SIS 21	1	1	0	-0.3	0.3	0	0	-1
SIS 22	1	1	1	0	0	-0.3	0	-0.3
SIS 23	1	1	0.3	0	0	-1	0	-0.3
SIS 24	1	1	0.3	0	0	-0.3	0	-1

Tabella 1: Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni di calcolo: Combinazioni sismiche

8 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

8.1 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto.

8.1.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio (apertura massima delle fessure).

8.1.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione – pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

8.1.3 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm;}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

A_{s1} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

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

$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

8.2 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato.

8.2.1 Fessurazione

Per la fessurazione si riportano di seguito le prescrizioni come da Manuale di progettazione par. 2.5.1.8.3.2.4.

Stato limite di decompressione

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata; per tutte le strutture precomprese, sia a fili, sia a trefoli che a barre, nelle zone in cui la struttura è considerata precompressa, nella combinazione caratteristica (rara) dello SLE non devono verificarsi tensioni di trazioni.

Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Per eseguire le verifiche a fessurazione del cemento armato si individua come classe di esposizione del calcestruzzo pari a XC3. Tali classi di esposizione rientrano nelle condizioni ambientali "Ordinarie" come desumibile dalla tabella 4.1.III.

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile	Poco sensibile		
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

I valori limite sono pari a: $w_1 = 0.2$ mm; $w_2 = 0.3$ mm; $w_3 = 0.4$ mm.

8.2.2 Valori limite delle tensioni

Come da Manuale di progettazione par. 2.5.1.8.3.2.1 si utilizzano i seguenti limiti tensionali:

Strutture in C.A.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

8.1 VERIFICHE GEOTECNICHE SLU

8.1.1 Portanza verticale micropali

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) 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:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \cdot L \cdot s$$

dove $d_s = \alpha \cdot d$ è il diametro equivalente del palo, L la lunghezza della zona iniettata, s la resistenza tangenziale unitaria all'interfaccia fra zona iniettata e terreno. Nel caso in esame il micropalo attraversa strati di terreno dalle caratteristiche diverse e la relazione per la determinazione di S risulta:

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

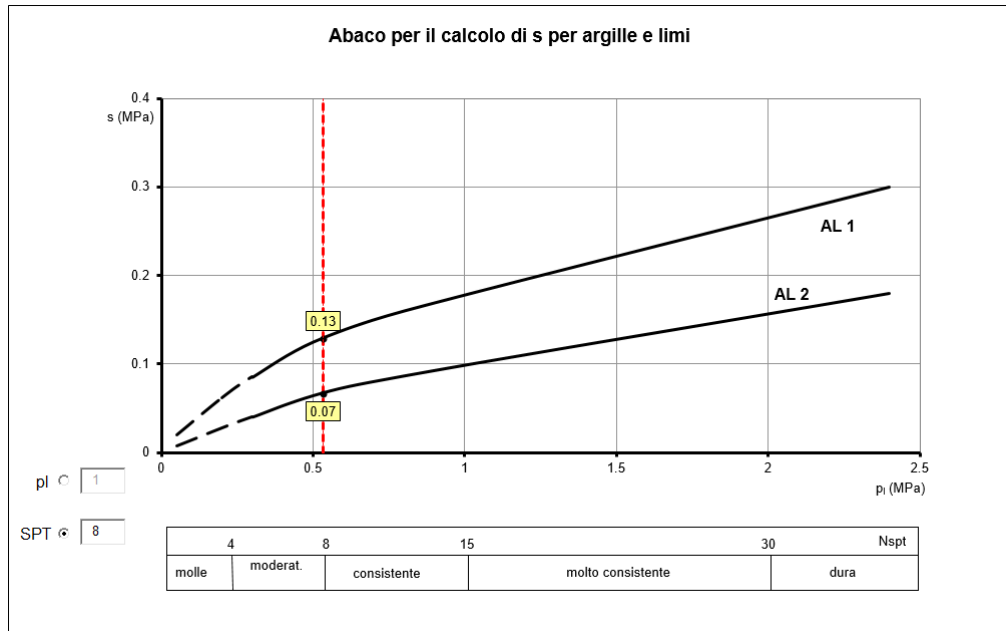
Si assume $d_s = \alpha \cdot d$, dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo, il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella seguente (Viggiani, 1999). Come è possibile notare, Bustamante e Doix forniscono indicazioni ulteriori riguardanti la quantità minima di miscela iniettata.

Secondo tale metodo si calcola il diametro equivalente del palo attraverso il coefficiente α , coefficiente dimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella sotto).

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 micropalo giace per tutta la sua estensione all'interno dell'unità geotecnica L1.

A partire dalla relazione geotecnica vengono assunti i seguenti parametri.



Unità geotecnica	α	s
L1	1.1	0.07

Tabella 2: Valori dei coefficienti α e s per i micropali in esame

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 ξ (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 ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

8.1.2 Portanza orizzontale micropali

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 in figura 6.1 per terreni coesivi e incoerenti.

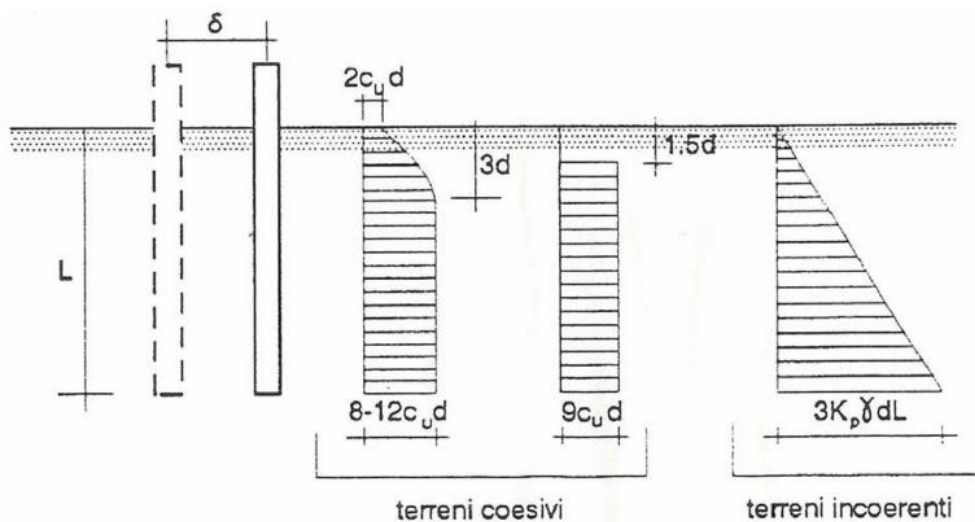


Figura 4: Palo soggetto ad uno spostamento: reazioni del terreno

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 $\varphi' = 0$) o drenata (terreno incoerente $c = c_u$ e $\varphi' \neq 0$)

- la forma della sezione trasversale del palo è influente 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: $H_{lim} = \min\{H_1, H_2, H_3\}$

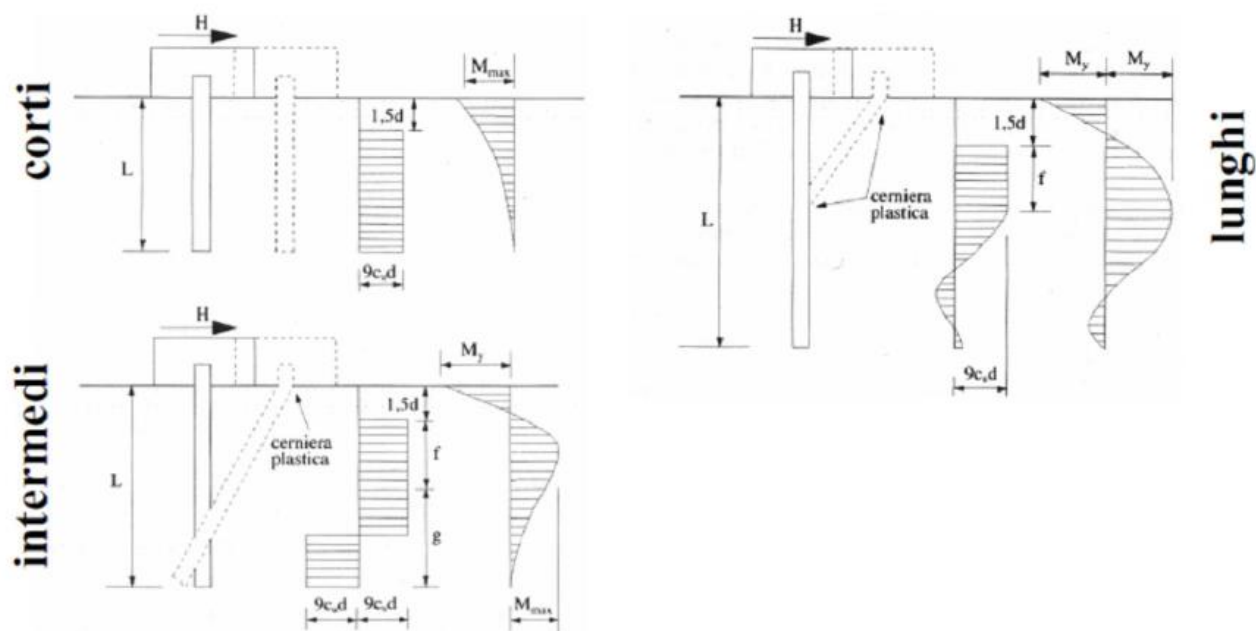


Figura 5: Carico limite trasversale: terreni coesivi

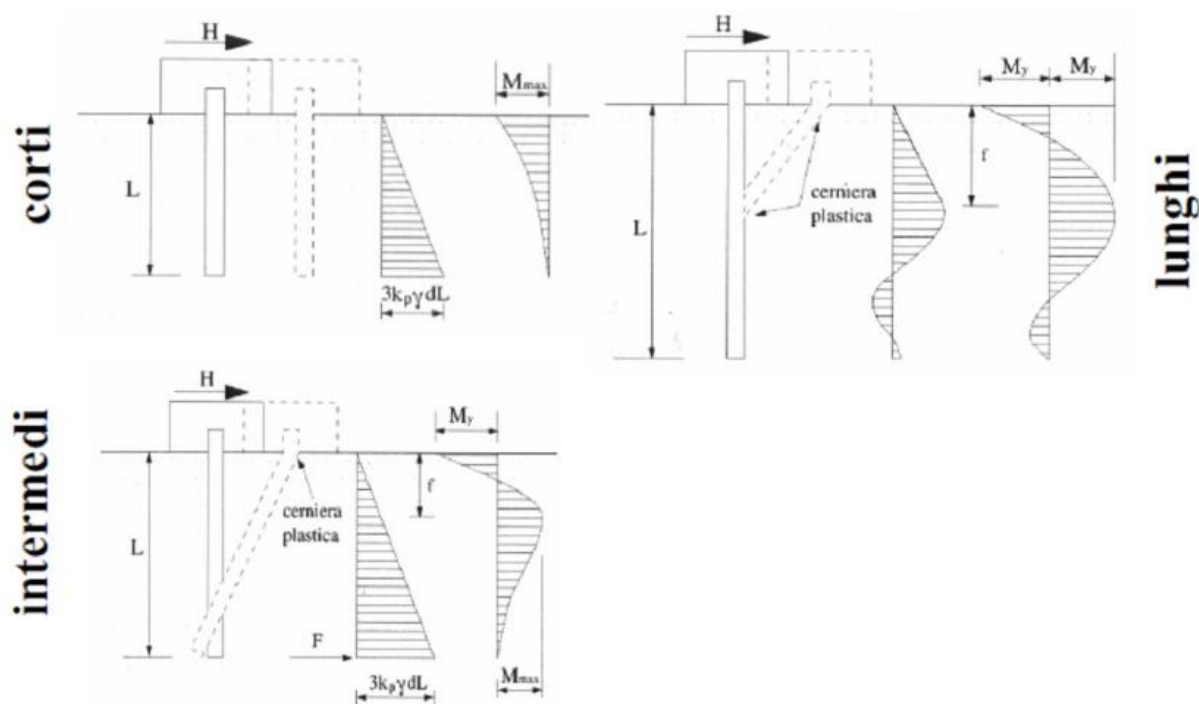


Figura 6: Carico limite trasversale: terreni incoerenti

9 METODI DI CALCOLO

L'analisi della struttura è stata condotta realizzando un modello di calcolo con l'ausilio del software SAP 2000 (CSI).

La struttura viene calcolata in due diverse condizioni.

Condizione statica: si dimostra che la struttura di sostegno è in grado di sopportare le sollecitazioni meccaniche a cui è sottoposta, determinate dal peso della barriera, dal peso dei pannelli (bagnati ed asciutti), dai carichi variabili indotti dal vento e dall'effetto aerodinamico al passaggio dei convogli.

Per tali verifiche si utilizzano la combinazione fondamentale agli stati limite SLU e SLE, nonché la combinazione relativa allo stato limite GEO, utilizzando i coefficienti di sicurezza dei carichi indicati nel §7.1

Condizione sismica: si dimostra che la struttura di sostegno è in grado di sopportare le sollecitazioni meccaniche a cui è sottoposta, determinate dal peso della barriera, dal peso dei pannelli (bagnati ed asciutti), e dall'azione sismica. Per la verifica in tale condizione si utilizza una combinazione sismica i cui coefficienti di carico sono indicati nel §7.1 escludendo la contemporanea presenza degli effetti del vento e degli effetti aerodinamici indotti dal passaggio dei treni.

9.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

L'opera oggetto di studio è stata modellata per mezzo di elementi finiti lineare in grado di descrivere il comportamento di ciascun elemento. L'opera è composta da una trave parete in c.a. di lunghezza totale pari 15 m di altezza pari a 3,34 m, e spessore di base 0,60m. Agli appoggi la sezione presenta anche un'ala inferiore di altezza 0,80 m e larghezza 1,50 m. Le fondazioni hanno lunghezza pari a 3,50 m e sono poste al di sopra di due file di micropali aventi interasse trasversale di 90 cm ed interasse longitudinale di 85 cm.

Il manufatto di scavalco ha lunghezza complessiva in asse di circa 15 m. La luce di calcolo nelle analisi seguenti è pari all'interasse tra i baricentri degli appoggi, ovvero 11,5 m.

Al fine di determinare correttamente le sollecitazioni e le deformazioni indotte dai carichi il modello è così realizzato:

- un modello trave incastro-incastro, per massimizzare i momenti negativi ai vincoli;
- un modello trave appoggio-appoggio per massimizzare i momenti positivi in campata.

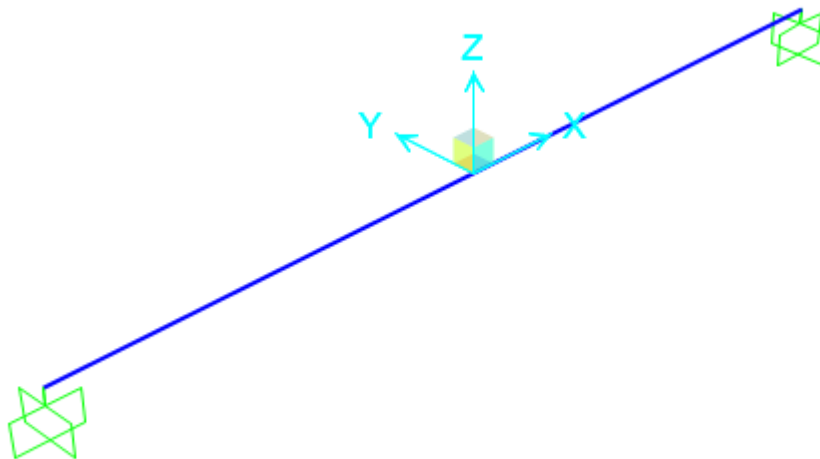


Figura 7 – Modello trave incastro - incastro.

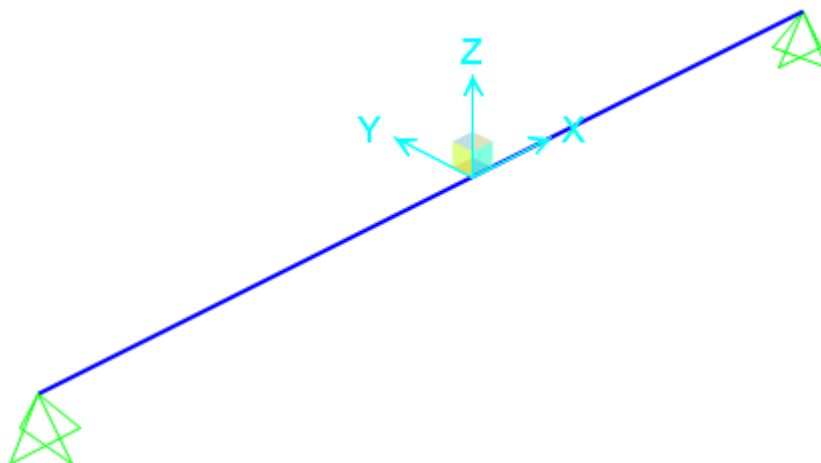


Figura 8 – Modello trave appoggio - appoggio.

9.2 TARATURA DEL MODELLO

L'analisi della struttura in esame è stata effettuata attraverso una modellazione agli elementi finiti.

La struttura è stata modellata con un modello numerico nelle tre dimensioni nello spazio, il sistema di riferimento assunto prevede una terna destrorsa il cui asse X è orientato in direzione nord e l'asse Z verticale positivo verso l'alto.

9.3 AZIONI APPLICATE NEL MODELLO F.E.M.

Si riportano di seguito le azioni applicate nel modello di calcolo relativo:

Riepilogo carichi agenti sulla trave (1,0m)			
	qv (kN/m)	qh (kN/m)	Mt (kNm/m)
Peso pannello asciutto	2.78	0.00	0.00
Peso pannello bagnato	5.56	0.00	0.00
Peso montante	2.93	0.00	0.00
Azione del vento W	0.00	9.23	40.19
Azione aerodinamica ΔW	0.00	3.83	16.7
Inerzia sismica pannello asciutto	0.29	0.58	1.55
Inerzia sismica pannello bagnato	0.58	1.16	3.11
Inerzia sismica montante	0.31	0.61	1.64
Inerzia sismica trave	2.61	5.21	8.70

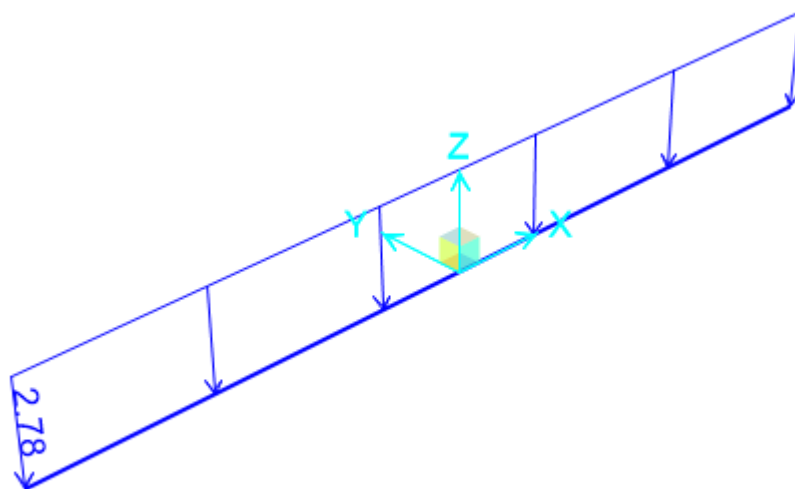


Figura 9 – Peso distribuito pannello asciutto.

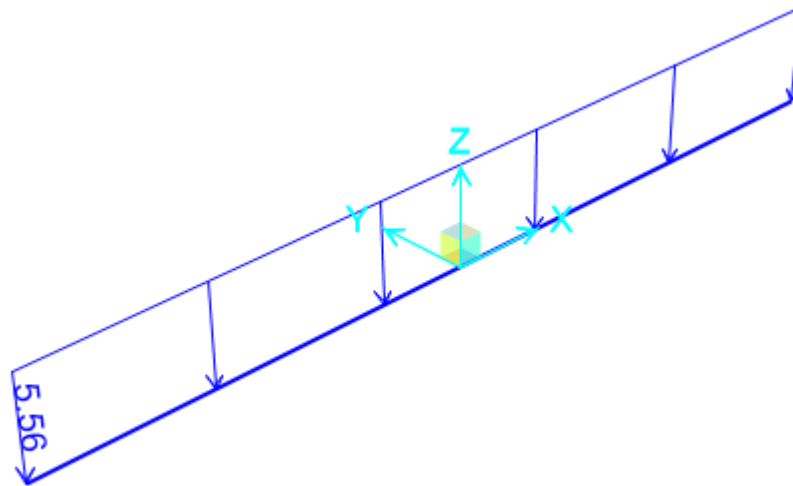


Figura 10 – Peso distribuito pannello bagnato.

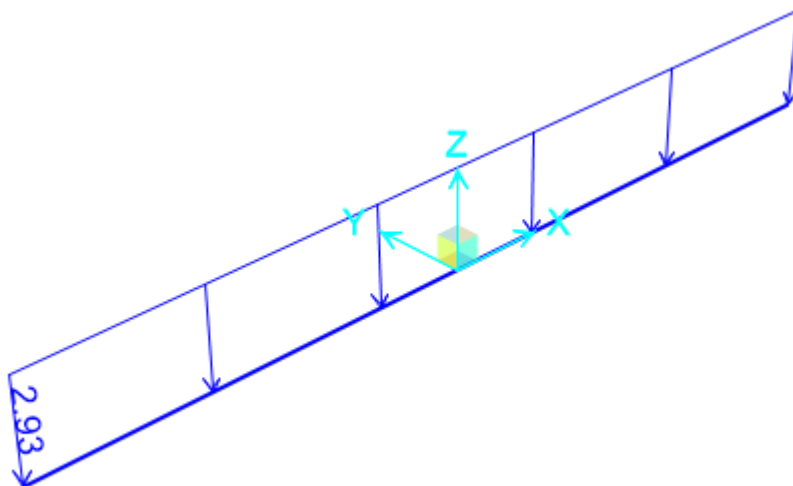


Figura 11 – Peso distribuito montanti.

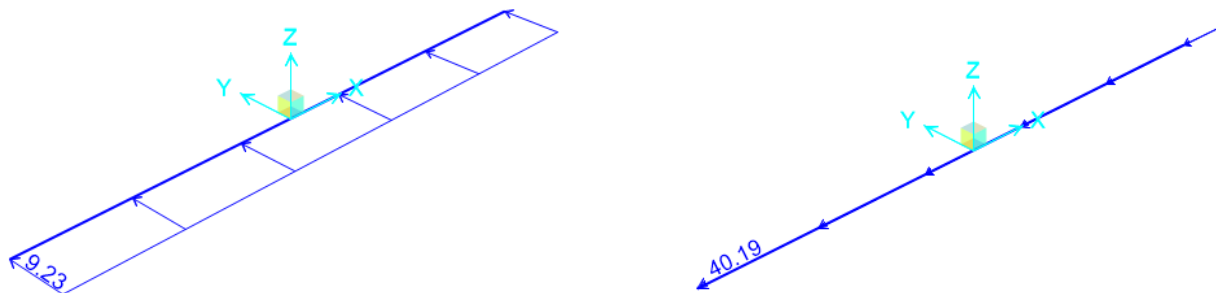


Figura 12 – Azione orizzontale e momento generato dalla stessa del vento.

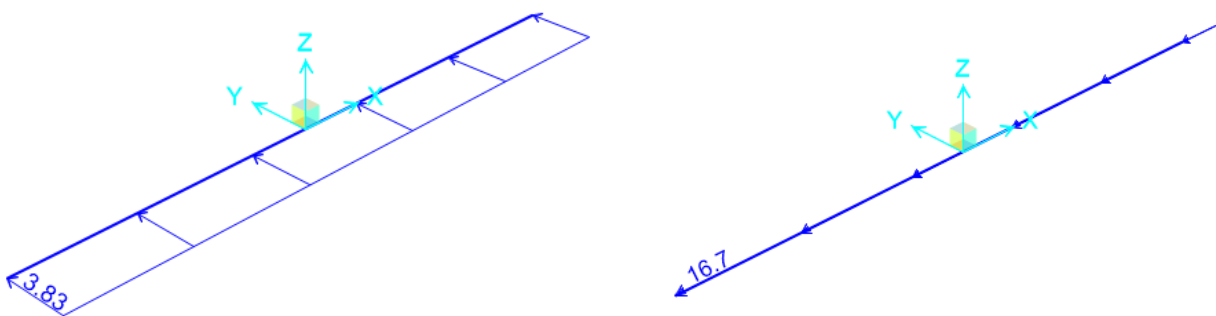


Figura 13 – Azione aerodinamica e momento generato dalla stessa.

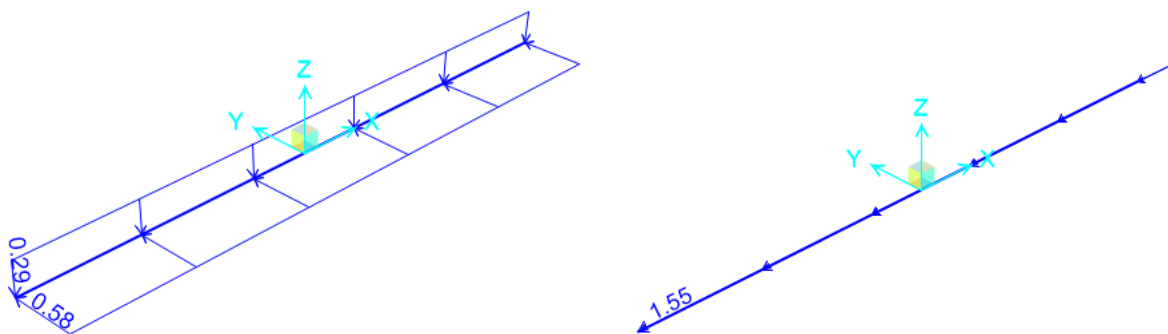


Figura 14 – Inerzia e momento generato dalla stessa del pannello asciutto.

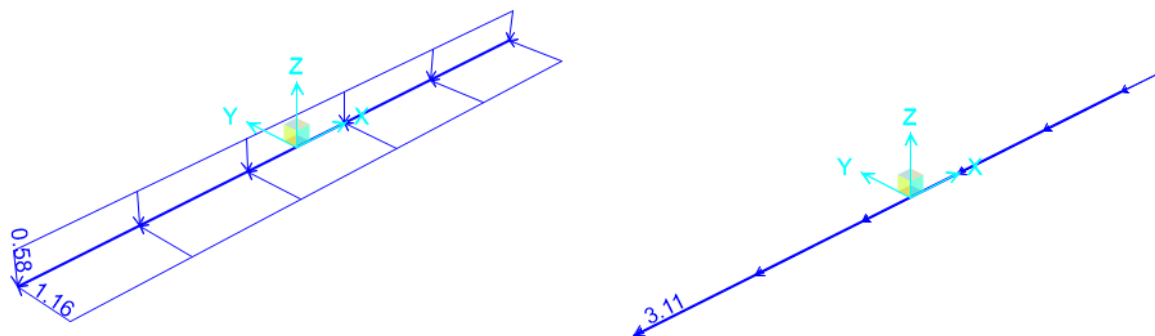


Figura 15 – Inerzia e momento generato dalla stessa del pannello bagnato.

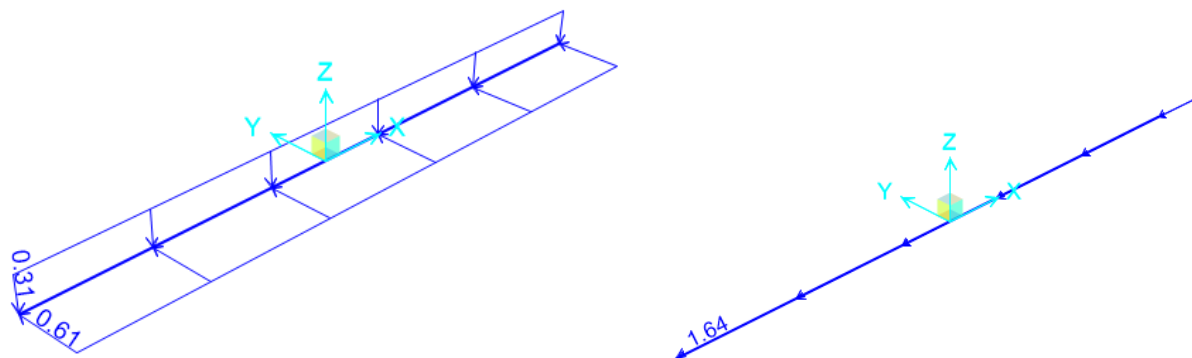


Figura 16 – Inerzia e momento generato dalla stessa dei montanti.

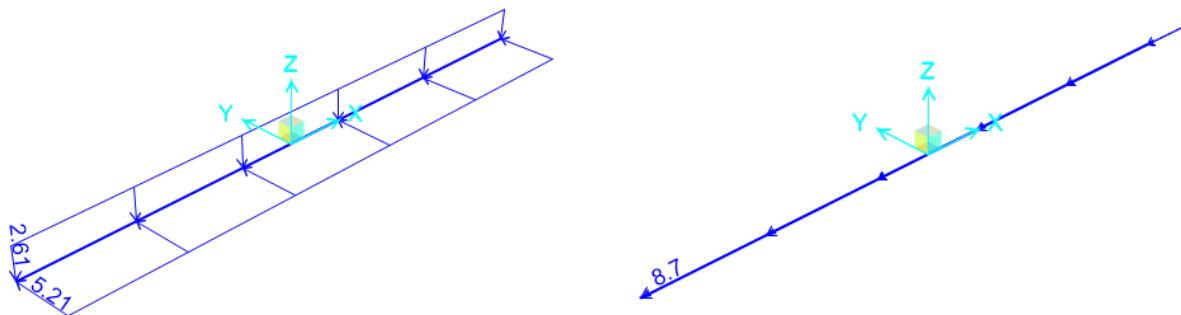


Figura 17 – Inerzia e momento generato dalla stessa della trave.

9.4 SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE IN COMBINAZIONE SLU

		Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
maxP	KN	1	SLU1(STR)	0.00	-649.08	-79.61	-391.97	-152.58	-1244.08
minP	KN	1	SLU1(STR)	0.00	-649.08	-79.61	-391.97	-152.58	-1244.08
maxV2	KN	1	SLU1(STR)	0.00	649.08	79.61	391.97	-152.58	-1244.08
minV2	KN	1	SLU1(STR)	0.00	-649.08	-79.61	-391.97	-152.58	-1244.08
maxV3	KN	1	SLU1(STR)	0.00	649.08	79.61	391.97	-152.58	-1244.08
minV3	KN	1	SLU1(STR)	0.00	-649.08	-79.61	-391.97	-152.58	-1244.08
maxT	KN-m	1	SLU1(STR)	0.00	649.08	79.61	391.97	-152.58	-1244.08
minT	KN-m	1	SLU1(STR)	0.00	-649.08	-79.61	-391.97	-152.58	-1244.08
maxM2	KN-m	1	SLU2(STR)	0.00	-627.50	79.61	323.97	152.58	-1202.72
minM2	KN-m	1	SLU1(STR)	0.00	-649.08	-79.61	-391.97	-152.58	-1244.08
maxM3	KN-m	1	SLU1(STR)	0.00	0.00	0.00	0.00	76.29	622.04
minM3	KN-m	1	SLU1(STR)	0.00	-649.08	-79.61	-391.97	-152.58	-1244.08

		Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
maxP	KN	1	SLU1(STR)	0.00	-649.08	-79.61	0.00	0.00	0.00
minP	KN	1	SLU1(STR)	0.00	-649.08	-79.61	0.00	0.00	0.00
maxV2	KN	1	SLU1(STR)	0.00	649.08	79.61	853.21	0.00	0.00
minV2	KN	1	SLU1(STR)	0.00	-649.08	-79.61	0.00	0.00	0.00
maxV3	KN	1	SLU1(STR)	0.00	649.08	79.61	853.21	0.00	0.00
minV3	KN	1	SLU1(STR)	0.00	-649.08	-79.61	0.00	0.00	0.00
maxT	KN-m	1	SLU1(STR)	0.00	169.33	20.77	1015.71	213.30	1739.12
minT	KN-m	1	SLU8(STR)	0.00	162.24	-20.77	-924.10	-213.30	1666.31
maxM2	KN-m	1	SLU1(STR)	0.00	0.00	0.00	913.45	228.88	1866.11
minM2	KN-m	1	SLU2(STR)	0.00	0.00	0.00	-830.91	-228.88	1804.07
maxM3	KN-m	1	SLU1(STR)	0.00	0.00	0.00	913.45	228.88	1866.11
minM3	KN-m	1	SLU6(STR)	0.00	621.91	79.61	847.01	0.00	0.00

9.1 SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE IN COMBINAZIONE SLE

		Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
maxP	KN	1	RARA1	0.00	-480.80	-53.07	-264.67	-101.72	-921.54
minP	KN	1	RARA1	0.00	-480.80	-53.07	-264.67	-101.72	-921.54
maxV2	KN	1	RARA1	0.00	480.80	53.07	264.67	-101.72	-921.54
minV2	KN	1	RARA1	0.00	-480.80	-53.07	-264.67	-101.72	-921.54
maxV3	KN	1	RARA1	0.00	480.80	53.07	264.67	-101.72	-921.54
minV3	KN	1	RARA1	0.00	-480.80	-53.07	-264.67	-101.72	-921.54
maxT	KN-m	1	RARA1	0.00	480.80	53.07	264.67	-101.72	-921.54
minT	KN-m	1	RARA1	0.00	-480.80	-53.07	-264.67	-101.72	-921.54
maxM2	KN-m	1	RARA2	0.00	-480.80	53.07	197.51	101.72	-921.54
minM2	KN-m	1	RARA1	0.00	-480.80	-53.07	-264.67	-101.72	-921.54
maxM3	KN-m	1	RARA1	0.00	0.00	0.00	0.00	50.86	460.77
minM3	KN-m	1	RARA1	0.00	-480.80	-53.07	-264.67	-101.72	-921.54

		Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
maxP	KN	1	RARA1	0.00	-480.80	-53.07	0.00	0.00	0.00
minP	KN	1	RARA1	0.00	-480.80	-53.07	0.00	0.00	0.00
maxV2	KN	1	RARA1	0.00	480.80	53.07	569.54	0.00	0.00
minV2	KN	1	RARA1	0.00	-480.80	-53.07	0.00	0.00	0.00
maxV3	KN	1	RARA1	0.00	480.80	53.07	569.54	0.00	0.00
minV3	KN	1	RARA2	0.00	480.80	-53.07	-554.94	0.00	0.00
maxT	KN-m	1	RARA1	0.00	125.43	13.85	682.09	142.20	1288.24
minT	KN-m	1	RARA4	0.00	8.57	-13.85	-607.81	-142.20	87.97
maxM2	KN-m	1	RARA1	0.00	0.00	0.00	613.05	152.58	1382.31
minM2	KN-m	1	RARA2	0.00	0.00	0.00	-531.53	-152.58	1382.31
maxM3	KN-m	1	RARA1	0.00	0.00	0.00	613.05	152.58	1382.31
minM3	KN-m	1	QPE2	0.00	15.99	0.00	3.65	0.00	0.00

9.1 SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE IN COMBINAZIONE SLV

		Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
maxP	KN	1	SISMA1	0.00	-503.33	-17.13	-85.80	-32.76	-964.71
minP	KN	1	SISMA1	0.00	-503.33	-17.13	-85.80	-32.76	-964.71
maxV2	KN	1	SISMA1	0.00	503.33	17.13	85.80	-32.76	-964.71
minV2	KN	1	SISMA1	0.00	-503.33	-17.13	-85.80	-32.76	-964.71
maxV3	KN	1	SISMA1	0.00	503.33	17.13	85.80	-32.76	-964.71
minV3	KN	1	SISMA1	0.00	-503.33	-17.13	-85.80	-32.76	-964.71
maxT	KN-m	1	SISMA1	0.00	503.33	17.13	85.80	-32.76	-964.71
minT	KN-m	1	SISMA1	0.00	-503.33	-17.13	-85.80	-32.76	-964.71
maxM2	KN-m	1	SISMA4	0.00	-493.25	11.13	-31.02	21.25	-945.40
minM2	KN-m	1	SISMA1	0.00	-503.33	-17.13	-85.80	-32.76	-964.71
maxM3	KN-m	1	SISMA1	0.00	0.00	0.00	0.00	15.99	482.35
minM3	KN-m	1	SISMA1	0.00	-503.33	-17.13	-85.80	-32.76	-964.71

		Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
maxP	KN	1	SISMA1	0.00	-503.33	-17.13	0.00	0.00	0.00
minP	KN	1	SISMA1	0.00	-503.33	-17.13	0.00	0.00	0.00
maxV2	KN	1	SISMA1	0.00	503.33	17.13	16.58	0.00	0.00
minV2	KN	1	SISMA1	0.00	-503.33	-17.13	0.00	0.00	0.00
maxV3	KN	1	SISMA1	0.00	503.33	17.13	16.58	0.00	0.00
minV3	KN	1	SISMA1	0.00	-503.33	-17.13	0.00	0.00	0.00
maxT	KN-m	1	SISMA1	0.00	393.91	12.25	282.18	19.64	560.77
minT	KN-m	1	SISMA1	0.00	-503.33	-17.13	0.00	0.00	0.00
maxM2	KN-m	1	SISMA1	0.00	0.00	0.00	108.69	48.75	1447.06
minM2	KN-m	1	SISMA4	0.00	0.00	0.00	41.78	-31.49	1418.10
maxM3	KN-m	1	SISMA1	0.00	0.00	0.00	108.69	48.75	1447.06
minM3	KN-m	1	SISMA3	0.00	494.32	-0.84	10.05	0.00	0.00

9.2 SOLLECITAZIONI AGLI APPOGGI

Le sollecitazioni in testa ai pali sono state ricavate dal modello di calcolo, ricavando le reazioni agli appoggi:

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLU1(STR)	Combination	0	-159.218	1298.166	783.9435	7.674E-14	0
SLU2(STR)	Combination	0	159.218	1255.007	-647.9445	5.755E-14	0
SLU3(STR)	Combination	0	159.218	1298.166	-602.6115	7.674E-14	0
SLU4(STR)	Combination	0	-159.218	1255.007	738.6105	5.755E-14	0
SLU5(STR)	Combination	0	-159.218	1275.787	760.4375	6.679E-14	0
SLU6(STR)	Combination	0	-159.218	1243.817	726.8575	5.258E-14	0
SLU8(STR)	Combination	0	159.218	1243.817	-659.6975	5.258E-14	0
SLU7(STR)	Combination	0	159.218	1275.787	-626.1175	6.679E-14	0
SLU9(GEO)	Combination	0	-66.068	1275.787	355.235	6.679E-14	-4.263E-14
SLU10(GEO)	Combination	0	-66.068	1243.817	321.655	5.258E-14	-4.263E-14
SLU11(GEO)	Combination	0	66.068	1275.787	-220.915	6.679E-14	4.263E-14
SLU12(GEO)	Combination	0	66.068	1243.817	-254.495	5.258E-14	4.263E-14
SISMA1	Combination	0	-34.266	1006.65	171.594	8.491E-14	-3.411E-14
SISMA2	Combination	0	-13.689	1004.511	122.07	8.065E-14	0
SISMA3	Combination	0	1.683	988.641	111.564	6.786E-14	0
SISMA4	Combination	0	22.26	986.502	62.04	6.359E-14	3.411E-14
SLU14(GEO)	Combination	0	66.068	1255.007	-242.742	5.755E-14	4.263E-14
SLU13(GEO)	Combination	0	66.068	1298.166	-197.409	7.674E-14	4.263E-14
SLU15(GEO)	Combination	0	-66.068	1255.007	333.408	5.755E-14	-4.263E-14
SLU16(GEO)	Combination	0	-66.068	1298.166	378.741	7.674E-14	-4.263E-14

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLU1(STR)	Combination	16.388	-159.218	1298.166	0	-8.249E-13	-8.527E-14
SLU2(STR)	Combination	-16.388	159.218	1255.007	0	-9.592E-13	8.527E-14
SLU3(STR)	Combination	-16.388	159.218	1298.166	0	-8.249E-13	8.527E-14
SLU4(STR)	Combination	16.388	-159.218	1255.007	0	-9.592E-13	-8.527E-14
SLU5(STR)	Combination	16.388	-159.218	1275.787	0	-8.946E-13	-8.527E-14
SLU6(STR)	Combination	16.388	-159.218	1243.817	0	-9.94E-13	-8.527E-14
SLU8(STR)	Combination	-16.388	159.218	1243.817	0	-9.94E-13	8.527E-14
SLU7(STR)	Combination	-16.388	159.218	1275.787	0	-8.946E-13	8.527E-14
SLU9(GEO)	Combination	6.9	-66.068	1275.787	0	-8.946E-13	4.476E-13
SLU10(GEO)	Combination	6.9	-66.068	1243.817	0	-9.94E-13	4.476E-13
SLU11(GEO)	Combination	-6.9	66.068	1275.787	0	-8.946E-13	-4.476E-13
SLU12(GEO)	Combination	-6.9	66.068	1243.817	0	-9.94E-13	-4.476E-13
SISMA1	Combination	0	-34.266	1006.65	0	-5.015E-13	1.29E-13
SISMA2	Combination	0	-13.689	1004.511	0	-4.972E-13	-2.633E-13
SISMA3	Combination	0	1.683	988.641	0	-5.1E-13	3.336E-13
SISMA4	Combination	0	22.26	986.502	0	-5.057E-13	-5.862E-14
SLU14(GEO)	Combination	-6.9	66.068	1255.007	0	-9.592E-13	-4.476E-13
SLU13(GEO)	Combination	-6.9	66.068	1298.166	0	-8.249E-13	-4.476E-13
SLU15(GEO)	Combination	6.9	-66.068	1255.007	0	-9.592E-13	4.476E-13
SLU16(GEO)	Combination	6.9	-66.068	1298.166	0	-8.249E-13	4.476E-13

9.3 VERIFICHE STRUTTURALI TRAVE

9.3.1 Verifica di resistenza della trave parete

Si identificano due sezioni di verifica: Sezione di incastro e sezione in campata.

Le verifiche vengono condotte con il software RC-SEC secondo NTC2018 e mostrate qui di seguito.

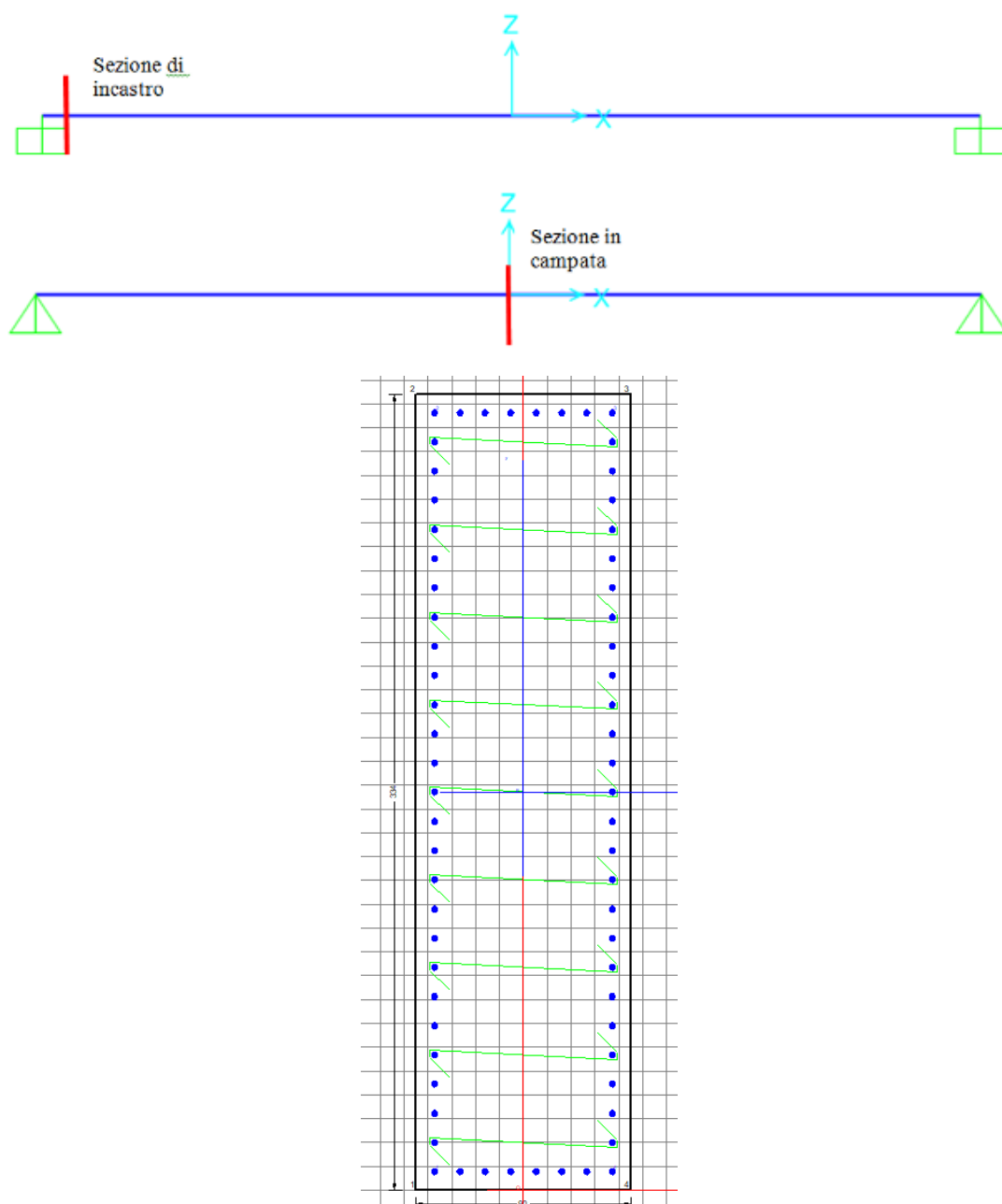


Figura 18 – Sezione della trave armata.

La trave è stata armata con 1 ordine di armatura di 8 $\phi 26$ posti superiormente e inferiormente, e 25+25 $\phi 26$ posti lateralmente. Per la resistenza a taglio sono state impiegate legature $\phi 14$ e staffe $\phi 14/10$ cm.

Il copriferro delle barre longitudinali è pari a $c = c_{\min} + \phi_{\text{staffa}} + \phi_{\text{long}}/2 = 50 + 14 + 13 = 77$ mm.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	158.60	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	79.30	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	154.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	154.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.00	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 \cdot \beta 2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1 \cdot \beta 2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3375.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-45.0	0.0
2	-45.0	334.0
3	45.0	334.0
4	45.0	0.0

LATO SALERNO - BATTIPAGLIA
Relazione di calcolo scavalco L=15.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL BA0000 013	B	49 di 67

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-37.3	7.7	26
2	-37.3	326.3	26
3	37.3	326.3	26
4	37.3	7.7	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	6	26
2	2	3	6	26
3	4	3	25	26
4	1	2	25	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm
 Passo staffe e legature: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale
 N° Legature: 9
 Diam. Legature: 14

Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N°Legat.	Barra 1	Barra 2
1	66	41
2	63	38
3	60	35
4	57	32
5	54	29
6	51	26
7	48	23
8	45	20
9	42	17

Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
66	-37.3	314.0
41	37.3	314.0
63	-37.3	277.3
38	37.3	277.3
60	-37.3	240.5
35	37.3	240.5
57	-37.3	203.8
32	37.3	203.8
54	-37.3	167.0
29	37.3	167.0
51	-37.3	130.2
26	37.3	130.2
48	-37.3	93.5
23	37.3	93.5
45	-37.3	56.7

20	37.3	56.7
42	-37.3	20.0
17	37.3	20.0

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	22888	186611	62191	7961
2	0	-28888	180407	0	0
3	0	10	0	64908	7961

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	15258	138231
2	0	-15258	138231
3	0	-10172	-92154
4	0	10172	-92154

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	15258 (17447)	138231 (158066)
2	0	-15258 (-17447)	138231 (158066)
3	0	-10172 (-17447)	-92154 (-158066)
4	0	10172 (17447)	-92154 (-158066)

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

LATO SALERNO - BATTIPAGLIA
Relazione di calcolo scavalco L=15.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL BA0000 013	B	51 di 67

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	15258 (17447)	138231 (158066)
2	0	-15258 (-17447)	138231 (158066)
3	0	-10172 (-17447)	-92154 (-158066)
4	0	10172 (17447)	-92154 (-158066)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.4	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.1	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 Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	22888	186611	0	64897	525408	2.82	207.1(60.1)
2	S	0	-28888	180407	0	-83676	525168	2.91	207.1(60.1)
3	S	0	10	0	0	1943904	0	999.00	254.8(60.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
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)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
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 compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.148	45.0	334.0	0.00132	37.3	326.3	-0.02011	-37.3	7.7
2	0.00350	0.151	45.0	0.0	0.00137	37.3	7.7	-0.01965	-37.3	326.3
3	0.00350	0.189	-45.0	334.0	0.00306	-37.3	326.3	-0.01498	-37.3	7.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000281514	0.000001364	-0.009623690	0.148	0.700

LATO SALERNO - BATTIPAGLIA
Relazione di calcolo scavalco L=15.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL BA0000 013	B	52 di 67

2	0.000274419	-0.000001729	-0.008848860	0.151	0.700
3	0.000000000	0.000056644	-0.015419235	0.189	0.700

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
Diam. Legature: 14 mm
Passo staffe e legature: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [daN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e d_{max} =massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	8262	982198	482650	82.3	334.4	1.000	1.000	2.9166.5(135.7)	
2	S	0	981825	479942	82.2	334.5	1.000	1.000	0.0165.7(134.9)	
3	S	64908	1047961	353790	326.3	90.0	1.000	1.000	5.6 30.8(0.0)	

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	35.9	45.0	334.0	-1196	-37.3	7.7	6936	154.0
2	S	35.9	45.0	0.0	-1196	-37.3	326.3	6936	154.0
3	S	24.0	-45.0	0.0	-798	37.3	326.3	6936	154.0
4	S	24.0	-45.0	334.0	-798	37.3	7.7	6936	154.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area $A_{c\,eff}$
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\,eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]

LATO SALERNO - BATTIPAGLIA
Relazione di calcolo scavalco L=15.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL BA0000 013	B	53 di 67

sr max Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 wk Massima distanza tra le fessure [mm]
 Mx fess. Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
 Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00068	0	0.833	26.0	64	0.00036 (0.00036)	549	0.197 (0.20)	17447	158066
2	S	-0.00068	0	0.833	26.0	64	0.00036 (0.00036)	549	0.197 (0.20)	-17447	158066
3	S	-0.00045	0	0.833	26.0	64	0.00024 (0.00024)	549	0.131 (0.20)	-17447	-158066
4	S	-0.00045	0	0.833	26.0	64	0.00024 (0.00024)	549	0.131 (0.20)	17447	-158066

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	35.9	45.0	334.0	-1196	-37.3	7.7	6936	154.0
2	S	35.9	45.0	0.0	-1196	-37.3	326.3	6936	154.0
3	S	24.0	-45.0	0.0	-798	37.3	326.3	6936	154.0
4	S	24.0	-45.0	334.0	-798	37.3	7.7	6936	154.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00068	0	0.833	26.0	64	0.00036 (0.00036)	549	0.197 (0.20)	17447	158066
2	S	-0.00068	0	0.833	26.0	64	0.00036 (0.00036)	549	0.197 (0.20)	-17447	158066
3	S	-0.00045	0	0.833	26.0	64	0.00024 (0.00024)	549	0.131 (0.20)	-17447	-158066
4	S	-0.00045	0	0.833	26.0	64	0.00024 (0.00024)	549	0.131 (0.20)	17447	-158066

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	35.9	45.0	334.0	-1196	-37.3	7.7	6936	154.0
2	S	35.9	45.0	0.0	-1196	-37.3	326.3	6936	154.0
3	S	24.0	-45.0	0.0	-798	37.3	326.3	6936	154.0
4	S	24.0	-45.0	334.0	-798	37.3	7.7	6936	154.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00068	0	0.833	26.0	64	0.00036 (0.00036)	549	0.197 (0.20)	17447	158066
2	S	-0.00068	0	0.833	26.0	64	0.00036 (0.00036)	549	0.197 (0.20)	-17447	158066
3	S	-0.00045	0	0.833	26.0	64	0.00024 (0.00024)	549	0.131 (0.20)	-17447	-158066
4	S	-0.00045	0	0.833	26.0	64	0.00024 (0.00024)	549	0.131 (0.20)	17447	-158066

9.3.2 Verifica di resistenza della trave parete TORSIONE

TORSIONE SEMPLICE DI SEZIONE POLIGONALE

Descrizione Sezione:
 Normativa di riferimento: NTC

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resis. compr. di calcolo fcd :	158.60 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	79.30 daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm ²

COORDINATE DEI VERTICI DELLA SEZIONE POLIGONALE

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-45.0	0.0
2	-45.0	334.0
3	45.0	334.0
4	45.0	0.0

RISULTATI DEL CALCOLO A TORSIONE SEMPLICE

Momento Torcente T _{sdu} di calcolo:	101571	daNm
Momento Torc. Resist. Tr _{du} sez. tubolare conglom.:	366257	daNm
Momento Torc. Resist. Tr _{sd} sviluppato dalle staffe:	118914	daNm
Momento Torc. Resist. Tr _{ld} delle barre longitudinali:	105406	daNm

Sezione verificata a torsione semplice

Area A _c del perimetro esterno sezione:	30060	cm ²
Misura P _c del Perimetro esterno sezione:	848	cm
Spessore sez. anulare resistente (=A _c /P _c):	35.4	cm
Area resistente (racchiusa dal perimetro medio):	16287	cm ²
Misura del Perimetro medio sez. tubolare resist.:	706	cm
Area Staffe di calcolo:	4.0	cm ² /m
Staffe progettate:	1 Staffa Ø 14 /33.0	(4.7 cm ²)
Area barre longitudinali calcolate:	112.6	cm ²
Barre longitudinali progettate:	22 Ø 26	(116.8 cm ²)

N.B. Le armature sopra definite come 'calcolate' sono quelle ottenute con riferimento al momento agente ed alle resistenze dei materiali impiegati.
 Le armature sopra definite come 'progettate' oltre a tener conto del diametro effettivo scelto per le barre considerano anche le minime quantità di normativa.
 Il numero delle barre longitudinali progettate è tale da consentire la disposizione lungo il perimetro con interasse non superiore a 35 cm.

9.4 VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE: ARMATURA TRASVERSALE

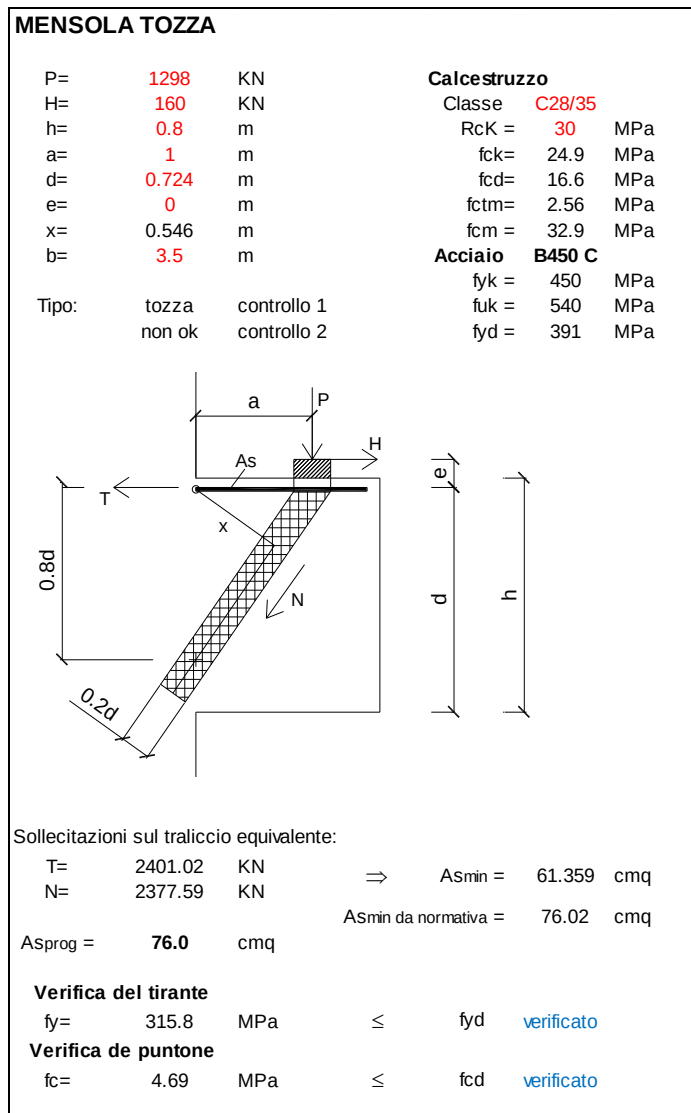
Data la geometria dei plinti di fondazione, caratterizzati da un rapporto tra altezza e distanza pali-trave pari a 1.1, la verifica strutturale è stata effettuata adottando il modello tirante-puntone, tipico degli elementi tozzi in c.a..

In particolare deve risultare che la tensione a trazione massima del tirante sia minore della tensione di progetto e la tensione di compressione massima del puntone sia minore della tensione di progetto.

Dalle reazioni vincolari ottenute agli appoggi si ha:

$$P = 1298.166 \text{ kN}$$

$$H = 159.218 \text{ kN}$$



9.1 VERIFICA PUNZONAMENTO

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

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

Caratteristiche materiali

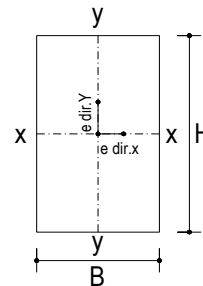
R_{ck}	35	N/mm ²	$\gamma_{acciaio}$	1.15	
γ_c	1.5		B450C	450	N/mm ²
f_{ck}	29	N/mm ²	f_{yd}	391.3	N/mm ²
f_{cd}	16.46	N/mm ²			

Sollecitazioni

N	1298	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

B	2000	mm	base pilastro
H	3500	mm	altezza pilastro
s	800	mm	spessore soletta piena del solaio
c	76	mm	copriferro della soletta piena del solaio
d_x	712	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
d_y	688	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
d	700	mm	altezza utile media



pilastro interno

u_0	11000	mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
u^*_1	19796	mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
u_1	19796	mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
β	1.15		fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

Armatura superiore in direzione x e y

$A_{sup,x}$	1Ø	24	passo	100	mm	$\rho_{l,x}$	0.0065
$A_{sup,y}$	1Ø	24	passo	100	mm	$\rho_{l,y}$	0.0065
ρ_l	0.0065		percentuale geometrica di armatura.				
k	1.53						

Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro

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

$$V_{Ed} = 0.19 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 4.12 \text{ N/mm}^2$$

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

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

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

$$V_{Ed} = 0.11 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 0.49 \text{ N/mm}^2$$

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

La verifica è soddisfatta senza necessità di armatura a taglio.

9.1 VERIFICA DEFORMABILITÀ

Le verifiche vengono condotte secondo NTC2018 4.2.4.2.

Si assume che la freccia massima, in combinazione SLE RARA non ecceda $L/200 = 18.24/200=57$ mm.

La freccia misurata dal modello FEM Appoggio-Appoggio è pari a 0.2 mm.

La freccia misurata dal modello FEM Incastro-Incastro è pari a 0.07 mm.

La verifica risulta soddisfatta.

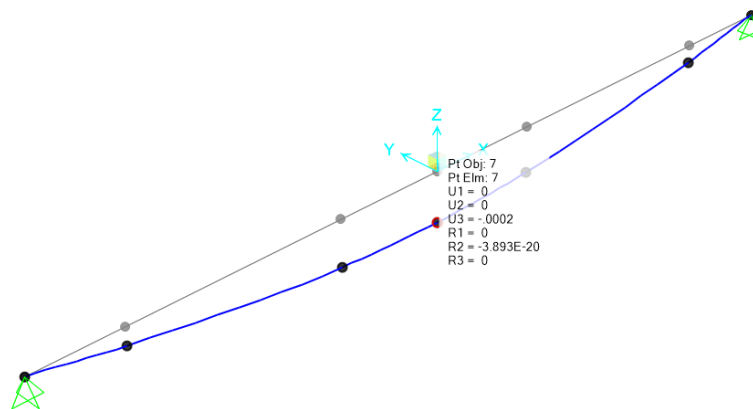


Figura 19 – Deformabilità modello appoggio – appoggio.

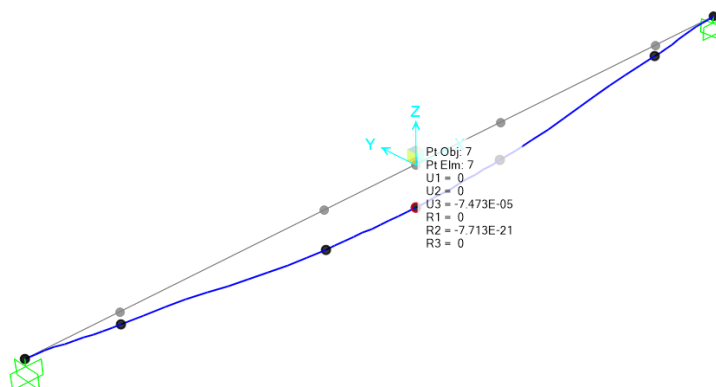


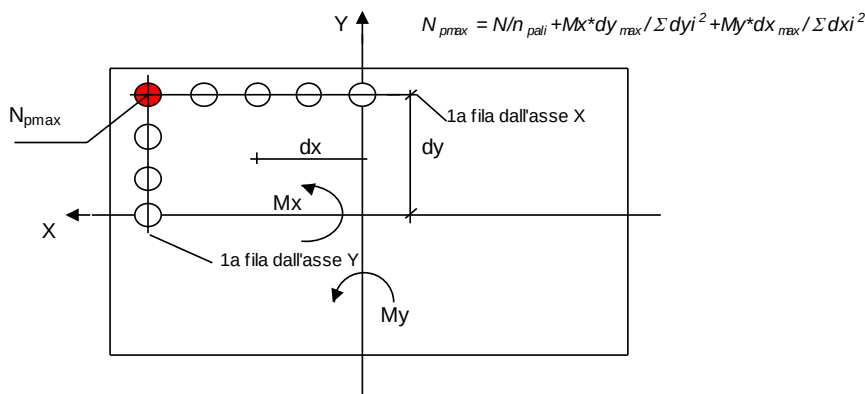
Figura 20 – Deformabilità modello incastro - incastro.

10 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI DI FONDAZIONE

10.1 SOLLECITAZIONI AGENTI SUL SINGOLO MICROPALO

Le sollecitazioni su ciascun palo sono ricavate a partire dalle reazioni vincolari agli appoggi del modello SAP:

RIPARTIZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE



OPERA: [Esempio](#)

DATI DI INPUT:

Numero pali direzione X:	4	(-)	N =	1298.00	(kN)
Numero pali direzione Y:	2	(-)	Mx =	784.00	(kNm)
Dist. asse X 1a fila di pali dy1:	-0.45	(m)	My =	0.00	(kNm)
Dist. asse X 2a fila di pali dy2:	0.45	(m)	Tx =	0.00	(kN)
Dist. asse Y 1a fila di pali dx1:	-1.35	(m)	Ty =	160.00	(kN)
Dist. asse Y 2a fila di pali dx2:	-0.45	(m)	n_pali =	8	(-)
Dist. asse Y 3a fila di pali dx3:	0.45	(m)			
Dist. asse Y 4a fila di pali dx4:	1.35	(m)			

$$N_{pmax} = 53.36 \quad (\text{kN})$$

$$N_{pmin} = 271.14 \quad (\text{kN})$$

$$T_{pmax} = (Tx^2 + Ty^2)^{0.5} / n_{pali}$$

$$T_{pmax} = 20.00 \quad (\text{kN})$$

10.2 VERIFICA MICROPALO COMPRESSO

Si verifica di seguito il palo maggiormente sollecitato – **L=11,00m**

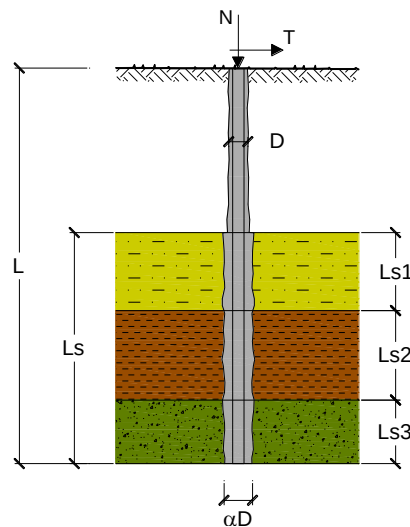
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropali scavalco L = 15.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	271.14	0.00	271.14
T (kN)	20.00	0.00	20.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	γ_s traz
SLU	A1+M1+R1	☐	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	☐	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	☐	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	☐	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	☐ ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	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): 0.25 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 11.00 (m)

Armatura:

☐ IPE	☐ INP	☐ HEA	☐ HEB	☐ HEM	☒ Tubi	☐ ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	Ø177,8 x 12,0	

Ø177,8 x 12,0

LATO SALERNO - BATTIPAGLIA
Relazione di calcolo scavalco L=15.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL BA0000 013	B	60 di 67

Area dell'armatura (A_{arm}): 6251 (mm^2)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.159E+07 (mm^4)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 242,863 (mm^3)

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 275 (N/mm^2)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 262 (N/mm^2)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm^2)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50.0 (MN/m^3)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot D_{s_i} \cdot s_i \cdot l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$D_{s_i} = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Q_{s_i} (kN)
L1	12.00	1.10	0.28	0.070	0.070	0.036	371.21
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00

$L_s = 12.00$ (m) $QI = 371.21$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

15%

$Qp = 55.68$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Q_{lim} = Q_b + QI$$

$$F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

$Q_{lim} = 426.89$ (kN)

$F_s = 1.57$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

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

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

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

$Pk = 12697.62$ (MN)

$\eta = 46.83$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$$b = 0.911 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 10.98 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$$\sigma_{max} = 88.57 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -1.81 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 6.40 \quad (N/mm^2)$$

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

$$\sigma_{id} = 89.26 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

10.3 PORTANZA ORIZZONTALE

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

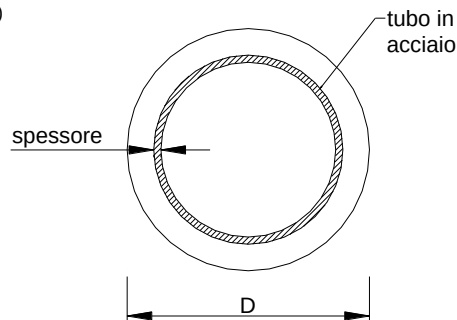
Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 177.8 (mm)

Spessore = 12.0 (mm)

Sforzo Normale = 53.36 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

R_{ck} = 30 (Mpa)

f_{ck} = 25 (Mpa)

γ_C = 1.5

α_{cc} = 0.85

f_{cd} = α_{cc} f_{ck} / γ_C = 14.17 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{y,k} = 275 (Mpa)

γ_m = 1.15

f_{y,d} = f_{y,k} / γ_m = 239.1 (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0.114%

ε_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

M_y = 90.7 (kN m)

Inserisci

Condizioni drenate

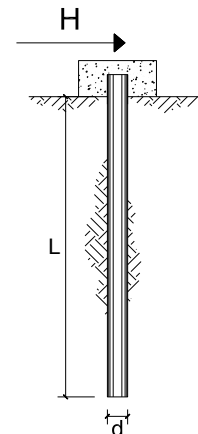
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Micropali scavalco L = 15.00 m

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	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.
ζ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ζ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

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

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

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	11.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.25	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	90.74	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	23.00	(°)	ϕ'_{min} =	22.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	23.00	(°)	$\phi'_{min,d}$ =	22.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi')/(1-\sin\phi')$)	$k_{p,med}$ =	2.28	(-)	$k_{p,min}$ =	2.20 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	18.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	20	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

H1_{med}= 1864.33 (kN)

H1_{min}= 1795.21 (kN)

Palo intermedio:

H2_{med}= 629.69 (kN)

H2_{min}= 606.65 (kN)

Palo lungo:

H3_{med}= 104.55 (kN)

H3_{min}= 103.24 (kN)

H_{med} = 104.55 (kN)

palo lungo

H_{min} = 103.24 (kN)

palo lungo

H_k = Min(**H_{med}**/ ξ_3 ; **R_{min}**/ ξ_4) = 60.73 (kN)

H_d = **H_k**/ γ_T = 46.72 (kN)

F_d = **G** · γ_G + **Q** · γ_Q = 20.00 (kN)

FS = **H_d** / **F_d** = 2.34

Condizioni non drenate

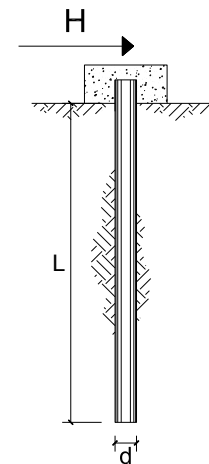
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Micropali scavalco L = 15.00 m

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	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.
ζ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ζ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto: $H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 15 \right)$

Palo intermedio: $H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 15 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$

Palo lungo: $H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	11.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.25	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	90.74	(kN m)		
Coesione non drenata	$c_{u \text{ med}}$ =	35.00	(kPa)	$c_{u \text{ min}}$ =	35.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	$c_{u \text{ med, d}}$ =	35.00	(kPa)	$c_{u \text{ min, d}}$ =	35.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	20	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

LATO SALERNO - BATTIPAGLIA
Relazione di calcolo scavalco L=15.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL BA0000 013	B	66 di 67

Palo corto:

H1_{med} = 836.72 (kN)

H1_{min} = 836.72 (kN)

Palo intermedio:

H2_{med} = 341.60 (kN)

H2_{min} = 341.60 (kN)

Palo lungo:

H3_{med} = 142.09 (kN)

H3_{min} = 142.09 (kN)

H_{med} = 142.09 (kN) palo lungo

H_{min} = 142.09 (kN) palo lungo

H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄) = 83.58 (kN)

H_d = H_k/γ_T = 64.30 (kN)

F_d = G · γ_G + Q · γ_Q = 20.00 (kN)

FS = H_d / F_d = 3.21

11 INCIDENZA

INCIDENZA		
SCAVALCO L=15 m	120	kg/m ³