

# ITINERARIO INTERNAZIONALE E78

## S.G.C. GROSSETO - FANO

### ADEGUAMENTO A 4 CORSIE

### NEL TRATTO GROSSETO - SIENA (S.S. 223 "DI PAGANICO")

### DAL KM 41+600 AL KM 53+400 - LOTTO 9

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **FI15**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL PROGETTISTA:**

Dott. Ing. Federico Durastanti  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL R.U.P.:**

Dott. Ing.  
Raffaele Franco Carso

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**



Dott. Ing. N. Granieri  
Dott. Arch. N. Kamenicky  
Dott. Ing. V. Truffini  
Dott. Arch. A. Bracchini  
Dott. Ing. F. Durastanti  
Dott. Ing. E. Bartolucci  
Dott. Geol. G. Cerquiglini  
Geom. S. Scopetta  
Dott. Ing. L. Sbrenna  
Dott. Ing. E. Sellari  
Dott. Ing. L. Dinelli  
Dott. Ing. L. Nani  
Dott. Ing. F. Pambianco  
Dott. Agr. F. Berti Nulli

Dott. Ing. D. Carlacchini  
Dott. Ing. S. Sacconi  
Dott. Ing. G. Cordua  
Dott. Ing. V. De Gori  
Dott. Ing. C. Consorti  
Dott. Ing. F. Dominici

Dott. Ing. V. Rotisciani  
Dott. Ing. F. Macchioni  
Geom. C. Vischini  
Dott. Ing. V. Piunno  
Dott. Ing. G. Pulli  
Geom. C. Sugaroni



## AMBIENTE

### STUDIO ACUSTICO

### Barriere antirumore - Relazione di Calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

**L O F I 1 5    E    1 9 0 1**

CODICE ELAB. **T 0 0 I A 0 2 A M B R E 0 2**

**A**

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
<b>A</b>	Emissione	<i>28/02/2020</i>	<i>F. Morini</i>	<i>E. Bartolucci</i>	<i>N. Granieri</i>

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>DURABILITA' DEI MATERIALI .....</b>	<b>8</b>
<b>4.1</b>	<b>GENERALITA' .....</b>	<b>8</b>
<b>4.2</b>	<b>ATTRIBUZIONE DELLE CLASSI D'ESPOSIZIONE .....</b>	<b>8</b>
<b>4.3</b>	<b>COMPOSIZIONE E PROPRIETA' DEI CALCESTRUZZI .....</b>	<b>8</b>
<b>5</b>	<b>METODO DI CALCOLO .....</b>	<b>10</b>
<b>5.1</b>	<b>CONTESTO NORMATIVO E METODO DI ANALISI .....</b>	<b>10</b>
<b>5.2</b>	<b>STATI LIMITE ULTIMI.....</b>	<b>10</b>
<b>5.3</b>	<b>STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....</b>	<b>10</b>
<b>6</b>	<b>PARAMETRI SISMICI.....</b>	<b>12</b>
<b>7</b>	<b>PARAMETRI GEOTECNICI.....</b>	<b>13</b>
<b>8</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE AZIONI SUI MONTANTI.....</b>	<b>14</b>
<b>8.1</b>	<b>PESO PROPRIO .....</b>	<b>14</b>
8.1.1	Carichi permanenti (G1).....	14
8.1.2	Peso barriera tipo (G2).....	14
<b>8.2</b>	<b>CARICO VARIABILE DA VENTO (Q1) .....</b>	<b>15</b>
8.2.1	Pressione cinetica di riferimento .....	15
8.2.2	Periodo di ritorno.....	17
8.2.3	Coefficiente di esposizione.....	18
8.2.4	Coefficienti dinamico .....	20

8.2.5	Coefficienti di forma .....	21
8.2.6	Coefficienti di topografia .....	22
<b>8.3</b>	<b>CARICO VARIABILE DINAMICO DA RIMOZIONE NEVE (Q2) .....</b>	<b>23</b>
<b>8.4</b>	<b>CARICO VARIABILE DA PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE (Q3) .....</b>	<b>25</b>
<b>8.5</b>	<b>AZIONE SISMICA (Ed) .....</b>	<b>25</b>
<b>8.6</b>	<b>COMBINAZIONI DEI CARICHI AGLI STATI LIMITE .....</b>	<b>27</b>
<b>9</b>	<b>SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEI MONTANTI.....</b>	<b>29</b>
<b>10</b>	<b>VERIFICA MONTANTI.....</b>	<b>30</b>
<b>10.1</b>	<b>CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI .....</b>	<b>31</b>
<b>10.2</b>	<b>VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI SLU (FLESSIONE E TAGLIO) .....</b>	<b>34</b>
<b>10.3</b>	<b>VERIFICA DI INSTABILITA' "EULERIANA" A COMPRESSIONE (SLU) .....</b>	<b>36</b>
<b>10.4</b>	<b>VERIFICHE DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALI AGLI SLU .....</b>	<b>37</b>
<b>10.5</b>	<b>VERIFICHE TENSIONALI IN ESERCIZIO (SLE).....</b>	<b>40</b>
<b>10.6</b>	<b>VERIFICHE DI DEFORMABILITA' ALLO SLE.....</b>	<b>40</b>
<b>11</b>	<b>VERIFICHE COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE E SISTEMA DI ANCORAGGIO TRAMITE TIRAFONDI .....</b>	<b>43</b>
<b>11.1</b>	<b>DETERMINAZIONE DELLA COPPIA DI SERRAGGIO E DELLA FORZA DI PRETIRO .</b>	<b>44</b>
<b>11.2</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>45</b>
<b>11.3</b>	<b>VERIFICHE DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO.....</b>	<b>47</b>
11.3.1	Verifiche a taglio-trazione delle barre .....	47
11.3.2	Verifica a schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza della rosetta	49
11.3.3	Verifica a flessione della rosetta (o della piastra di ancoraggio).....	51
11.3.4	Verifica a sfilamento del cilindro di calcestruzzo .....	53
<b>11.4</b>	<b>VERIFICHE DELLA PIASTRA DI BASE CON I FAZZOLETTI DI IRRIGIDIMENTO .....</b>	<b>55</b>
11.4.1	Verifica a flessione della piastra di base .....	55
11.4.2	Verifica a taglio sezione con irrigidimenti .....	56

11.4.3	Verifica a rifollamento della piastra.....	57
<b>11.5</b>	<b>VERIFICA DELLE SALDATURE.....</b>	<b>59</b>
<b>11.6</b>	<b>VERIFICA DELLA SEZIONE IN C.A. SOTTOSTANTE LA PIASTRA .....</b>	<b>61</b>
<b>12</b>	<b>VERIFICHE A FATICA .....</b>	<b>63</b>
<b>13</b>	<b>VERIFICHE COMPORTAMENTO AL FUOCO .....</b>	<b>68</b>
<b>14</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE: CORDOLO SU PALI .....</b>	<b>70</b>
<b>14.1</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE.....</b>	<b>70</b>
14.1.1	Capacità portante per carichi assiali di pali di medio e grande diametro	71
14.1.2	Capacità portante per carichi trasversali .....	74
14.1.3	Calcolo dei cedimenti.....	78
<b>14.2</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI.....</b>	<b>79</b>
14.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) .....	79
14.2.2	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	83
<b>15</b>	<b>CRITERI DI MODELLAZIONE DELLE FONDAZIONI.....</b>	<b>85</b>
<b>15.1</b>	<b>CALCOLO DEL MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO .....</b>	<b>85</b>
<b>16</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE.....</b>	<b>89</b>
<b>16.1</b>	<b>BA01.....</b>	<b>89</b>
16.1.1	Verifica di capacità portante .....	89
16.1.2	Verifica per carichi trasversali .....	90
<b>16.2</b>	<b>BA03.....</b>	<b>91</b>
16.2.1	Verifica di capacità portante .....	91
16.2.2	Verifica per carichi trasversali .....	92
<b>17</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>93</b>
<b>17.1</b>	<b>PALO Ø600 .....</b>	<b>93</b>
<b>17.2</b>	<b>CORDOLO.....</b>	<b>96</b>

## 1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione esecutiva dell’ampliamento da 2 a 4 corsie dell’Itinerario internazionale E78 S.G.C. Grosseto – Fano, Lotto 9.

Oggetto della presente relazione sono le analisi e le verifiche strutturali delle opere civili per gli interventi di mitigazione dell’impatto acustico provocato dall’esercizio stradale.

In particolare si tratteranno le verifiche strutturali delle barriere antirumore e del sistema di fondazione per i seguenti campi di applicazione:

- BA01\_R01: da Km 51+852 a Km 51+897, Lunghezza totale 45 m : Altezza: 3,5 m.
- BA02\_R04: da Km 48+827 a Km 48+881, Lunghezza totale 54 m; Altezza 3,5m.
- BA03\_R18: da Km 44+593 a Km 44+650, Lunghezza totale 57 m; Altezza 3,5m.

La struttura delle barriere antirumore in esame è costituita da montanti in carpenteria metallica tipo HE, di altezza 3,50m, posti ad un interasse costante di 3,00m. In particolare si ha:

Barriere H= 3,50 m HEA 180

I profili dei tratti BA01\_R01 e BA03\_R18 sono ancorati su cordolo in CLS, di spessore 0,50m e altezza totale da 1,30m, fondato su pali Ø600, posti ad interasse 3,00m, in corrispondenza di ogni montante. I pali sono lunghi 7,00m.

I profili dei tratti BA02\_R04 sono ancorati ad un muro in CLS, di spessore 0,50m, realizzato tramite in opera in CLS armato. Per i dettagli sulle opere di fondazioni si rimanda agli specifici elaborati.

Le strutture sono progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, Norme Tecniche delle Costruzioni 2018.

## 2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato redatto sulla base delle seguenti normative e standard progettuali:

- L. 1086 05.11.1971 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- UNI EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- UNI EN 1991-1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica
- UNI EN 1997-1: Progettazione geotecnica – Regole generali
- UNI EN 1998-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici
- Norme UNI 11160:2005: “Linee guida per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo di sistemi antirumore per infrastrutture di trasporto via terra”
- UNI EN 1794-1:2018: “Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico – Prestazioni non acustiche – Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità”

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### *Calcestruzzo per pali C28/35*

Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	=	35.0	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto A/C		<	0.60	
Cemento per mc di impasto		=	300	Kg
Classe di esposizione			XC2	
Copriferro			75	mm

#### *Calcestruzzo per fondazione dei muri C28/35*

Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	=	35.0	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto A/C		<	0.60	
Cemento per mc di impasto		=	300	Kg
Classe di esposizione			XC2	
Copriferro			35	mm

#### *Calcestruzzo per cordolo ed elevazione dei muri C28/35*

Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	=	35.0	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto A/C		<	0.55	
Cemento per mc di impasto		=	320	Kg
Classe di esposizione			XC2	
Copriferro			35	mm

### Acciaio per armatura B450C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di calcolo	$f_{yd} \geq 391.3$	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità	$E_s = 210000$	N/mm <sup>2</sup>

### Acciaio per carpenteria metallica

- Montanti metallici, piastre e irrigidenti saldati Acciaio S275
- Barre filettate in acciaio tipo Acciaio S275
- Saldature manuali effettuate ad arco con elettrodi rivestiti E44 aventi caratteristiche di classe 2, 3, 4 secondo UNI 5132, per spessori inferiori a 30 mm e classe 4B per spessori superiori;
- Zincatura a caldo rispondente alle indicazioni delle norme EN ISO 1461.

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE						
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche	S235 <sup>(1)</sup>	S275 <sup>(1)</sup>	S355 <sup>(1)</sup>	
$f_t$	$R_m$	Tensione di rottura a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]	$\geq 340^{(2)}$ $\leq 470^{(2)}$	$\geq 410^{(3)}$ $\leq 560^{(3)}$	$\geq 490^{(4)}$ $\leq 630^{(4)}$	
$f_y$	$R_e$	Tensione di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]	$\geq 235^{(5)}$	$\geq 275^{(6)}$	$\geq 355^{(7)}$	
KV	KV	Resilienza KV (J) <sup>(8)</sup>	JR +20°C	$\geq 27$	$\geq 27$	$\geq 27$
			JO 0°C	$\geq 27$	$\geq 27$	$\geq 27$
			J2G3 -20°C	$\geq 27$	$\geq 27$	$\geq 27$
			K2G3 -20°C	-	-	$\geq 40$
$\epsilon$	$A_{min}$	Allungamento percentuale a rottura ( $L_0=5.65\sqrt{A_0}$ ) per lamiere per barre, profilati, larghi piatti	$\geq 24^{(9)}$ $\leq 26^{(10)}$	$\geq 20^{(9)}$ $\leq 22^{(10)}$	$\geq 20^{(9)}$ $\leq 22^{(10)}$	



## 4 DURABILITA' DEI MATERIALI

### 4.1 GENERALITA'

Il calcestruzzo oltre ai requisiti di resistenza deve essere durevole, ovvero deve essere in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nella presente sezione si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi (resistenza caratteristica, dimensioni inerti, copriferri, ecc..) da impiegare per la realizzazione delle diverse parti dell'opera in oggetto tali da conseguire il requisito di durabilità richiesto.

### 4.2 ATTRIBUZIONE DELLE CLASSI D'ESPOSIZIONE

In relazione alle classi di esposizione ambientale definite nella UNI EN 206-1 e nella UNI 11104, e ai risultati delle analisi dell'aggressività delle acque che escludono la presenza di acque aggressive nella zona interessata dall'opera, sono state attribuite le classi di esposizione riportate nella seguente tabella:

Classe di esposizione	Descrizione dell'ambiente
XC2	Bagnato, raramente asciutto-Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.

### 4.3 COMPOSIZIONE E PROPRIETA' DEI CALCESTRUZZI

Nella seguente tabella vengono riportati i requisiti previsti per calcestruzzi conformi alle classi di esposizione precedentemente attribuite ai vari elementi della struttura per garantire la durabilità dell'opera.

Classe di Esposizione	Rapporto massimo a/c	Classe di resistenza minima	Contenuto minimo di cemento	Classe di consistenza
(-)	(-)	(MPa)	(kg/m <sup>3</sup> )	(-)
XC2	0.60	30	300	S4

Secondo il D.M. Infrastrutture 17 Gennaio 2018 sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali,

ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

Gli aggregati devono essere disposti lungo una corretta curva granulometrica, per assicurare il massimo riempimento dei vuoti interstiziali.

La granulometria inoltre dovrà essere studiata scegliendo il diametro massimo in funzione della sezione minima del getto, della distanza minima tra i ferri d'armatura e dello spessore del copriferro. La ghiaia o il pietrisco sono previsti di dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature e tale valore è riportato sugli elaborati grafici nella relativa tabella.

I copriferri adottati e riportati sugli elaborati grafici, nella relativa tabella materiali, sono stati determinati per garantire la durabilità richiesta ad opere di questa importanza.

## 5 METODO DI CALCOLO

### 5.1 CONTESTO NORMATIVO E METODO DI ANALISI

L'analisi e la verifica degli elementi strutturali viene effettuata secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite, in conformità a quanto previsto dalle normative di riferimento (Capitolo 2 NTC2018).

Anche l'analisi dell'interazione struttura-terreno di fondazione viene effettuata secondo tale metodo.

Dal punto di vista delle strutture si farà riferimento, secondo norma (§ 2.2.3 NTC2018), agli stati limite descritti brevemente a seguire.

### 5.2 STATI LIMITE ULTIMI

Gli elementi strutturali devono rispondere a requisiti di sicurezza che consentano di “evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare perdita di beni,[...] ovvero mettere fuori servizio l'opera”.

Gli elementi strutturali devono dunque soddisfare il requisito di resistenza: per tutti gli elementi deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ) sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ).

### 5.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

In riferimento alla barriera oggetto del progetto, la verifica agli stati limite di esercizio consiste nel verificare che il massimo spostamento in testa al montante sia minore di una frazione dell'altezza netta del montante stesso, al fine di evitare effetti antiestetici e sensazione di scarsa sicurezza dell'utente.



## 6 PARAMETRI SISMICI

L'azione sismica è stata definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. L'analisi sismica è stata svolta considerando una vita nominale:

- Vita nominale dell'opera:  $V_N=50$  anni
- Classe d'uso dell'opera: IV ( $C_U=2.0$ )
- Periodo di riferimento dell'opera:  $V_R= V_N \cdot C_U = 100$  anni

I parametri adottati per il sito in esame (Long: 11.17748; Lat: 43.139470) risultano:

- Categoria topografica: T1
- Categoria di sottosuolo: C

L'accelerazione di picco  $a_{max}$  risulta:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.1738$$

con:

- Coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ : 1.00
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$ : 1.60
- accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, nella condizione di SLV  $a_g$ : 0.250

## 7 PARAMETRI GEOTECNICI

Si riportano di seguito i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni attraversati in accordo con la caratterizzazione geotecnica.

Unità geotecniche		Unità geologiche		$\gamma$	$c'$	$\varphi'$	$z$	$c_u$	$E'$	OCR
				[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[m da p.c.]	[kPa]	[MPa]	[-]
A	Sabbia e ghiaia	at, at2, at3	alluvioni fluviali terrazzate recenti e antiche	19.5	10÷20	25÷27	0÷2	-	5÷20	-
							>2		25÷50	
B	Argilliti	Pb	Argille a Palombini	20	10÷25	28÷30	0÷20	150÷250	50÷120	3÷5
							>20	100÷200	100÷220	1.5÷3
C	Calcare/Ghiaia	CV	Calcare Cavernoso	21	10÷15	34÷35	0÷10	-	40÷80	-
							>10		60÷120	
D	Breccia/Ghiaia	CM	Brecce di Grotti	19	0	35÷37	0÷20	-	50÷100	-
							>20		100÷200	
E	Argille/Limi	dl, Pa, Ps	Depositi lacustri, argille e sabbie plioceniche	19.5	10÷30	23÷25	0÷20	100÷200	40÷80	3÷5
							>20		80÷120	1.5÷3

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

La falda è assente in entrambi i tratti interessati dalle fondazioni su pali e pertanto non interagisce con le opere in esame.

## 8 DESCRIZIONE DELLE AZIONI SUI MONTANTI

Nel capitolo a seguire si definiscono le azioni (§3 delle NTC2018) e le diverse combinazioni di carico necessarie per le verifiche delle strutture (§2.5.3 delle NTC2018).

I montanti delle recinzioni sono sottoposti principalmente alle azioni derivanti dal peso proprio delle strutture portanti e portate, dalle pressioni o depressioni dovute al transito dei rotabili e dal vento.

Le azioni del vento e della pressione aerodinamica sono uniformi e distribuite su tutta la superficie della recinzione.

In sintesi, sulle recinzioni agiscono le seguenti azioni:

- Peso proprio dei montanti (G1);
- Peso proprio dei pannelli(G2);
- Azione del vento dalla strada o verso strada (Q1);
- Azione dinamica da rimozione neve (Q2);
- Pressione dinamica veicolare (Q3);
- Azione sismica (Ed).

### 8.1 PESO PROPRIO

#### 8.1.1 Carichi permanenti (G1)

Peso proprio del cls	25 kN/m <sup>3</sup>
Carpenteria metallica	78.5 kN/m <sup>3</sup>
Montanti HEA 180	355 N/m

#### 8.1.2 Peso barriera tipo (G2)

Peso del pannello fonoassorbente	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Peso proprio dei pannelli trasparenti	0.50 kN/m <sup>2</sup>

## 8.2 CARICO VARIABILE DA VENTO (Q1)

La pressione del vento viene calcolata in maniera conforme a quanto contenuto nel paragrafo 3.3 delle NTC2018, con la seguente formula:

$$p = q_h c_s c_m c_d$$

Dove :

$q_h$  è la pressione cinetica di riferimento;

$c_s$  è il coefficiente di esposizione;

$c_m$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

$c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_h c_s c_f$$

Dove:

-  $c_f$  è il coefficiente d'attrito funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

### 8.2.1 Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in N/m<sup>2</sup>) è data dall'espressione

$$q_b = 1/2 \rho v_b^2$$

nella quale:

-  $\rho$  è la densità dell'aria ed è pari a  $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ ;



- $v_b$  è la velocità di riferimento del vento.

La velocità di riferimento  $v_b$  è definita come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un sito di II° categoria. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno di 50 anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%. In mancanza di adeguate indagini statistiche è data dall'espressione:

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

$$v_b = v_{b,0}(1 + k_S(a_S - a_0)) \quad \text{per} \quad a_0 < a_S < 1500m$$

Dove:

- $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_S$  sono dati in funzione della zona ove sorge la costruzione;
- $a_S$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_S$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_S$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

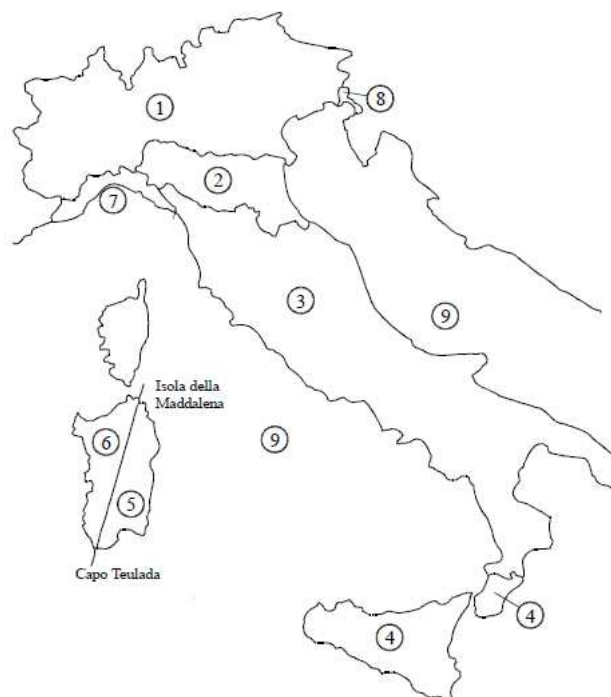


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

## 8.2.2 Periodo di ritorno

Per le strutture indagate, si adotta un valore della velocità di riferimento del vento associato a un intervallo di ritorno pari a 50 anni.

La velocità di riferimento del vento  $v_r(T_R)$  riferita ad un generico intervallo di ritorno  $T_R$ , in mancanza di adeguate indagini statistiche, è data dall'espressione:

$$v_r(T_R) = c_R \cdot v_b$$

dove:

- $v_b$  è la velocità di riferimento del vento associata a un intervallo di ritorno di 50 anni;
- $c_R$  è un coefficiente fornito seguente espressione:

$$c_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

### 8.2.3 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza della costruzione  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  varia lungo la quota fuori terra ( $z$ ) della costruzione ed è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

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

Dove:

- $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{min}$  sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- $z$  è l'altezza della struttura (somma dell'altezza della barriera antirumore e del rilevato su cui è installata la barriera);
- $c_t$  è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno.

Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5, e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

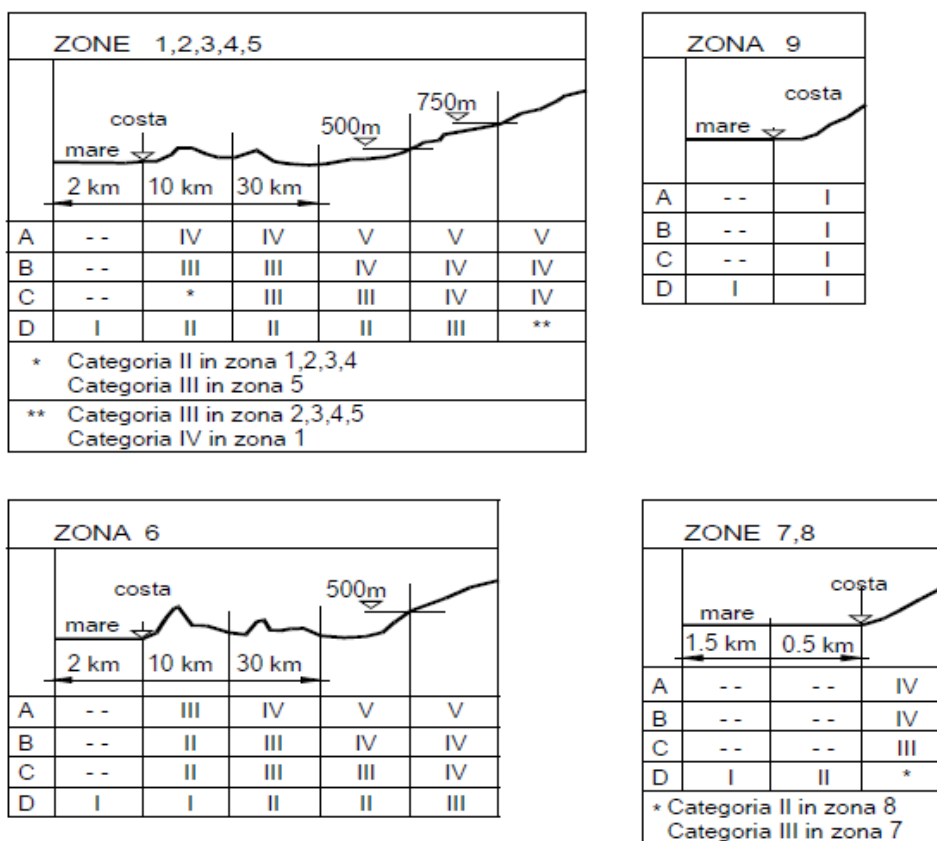
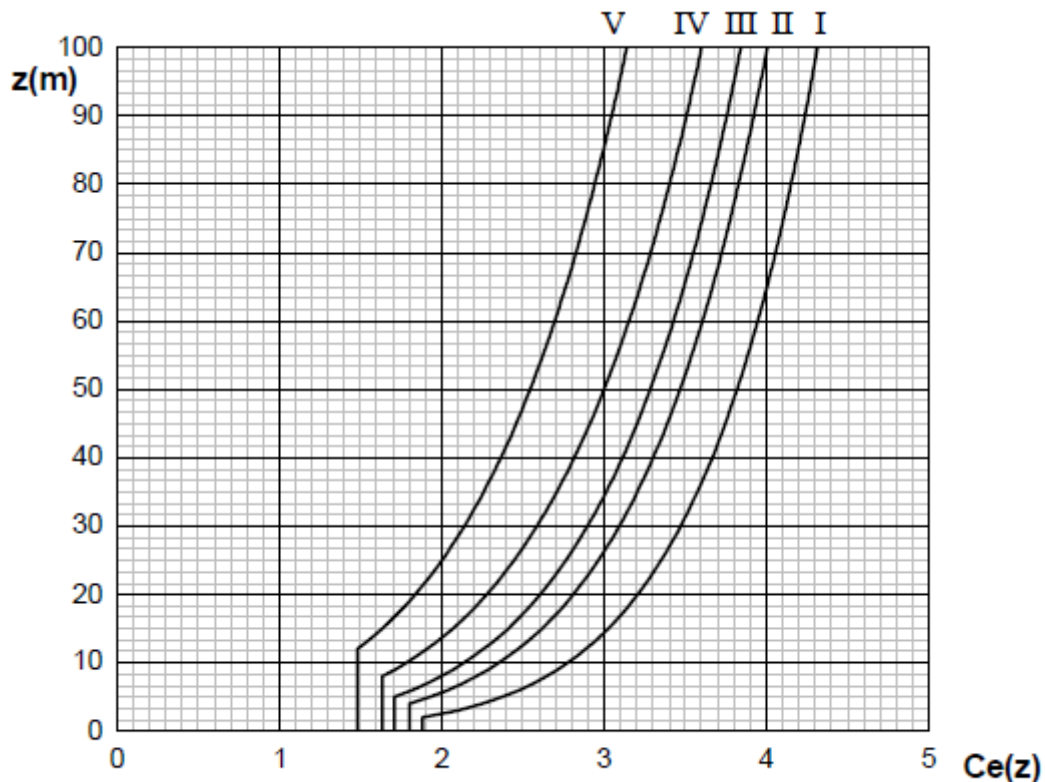


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

**Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione**

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



**Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  con la quota (per  $c_t = 1$ )**

#### 8.2.4 Coefficienti dinamico

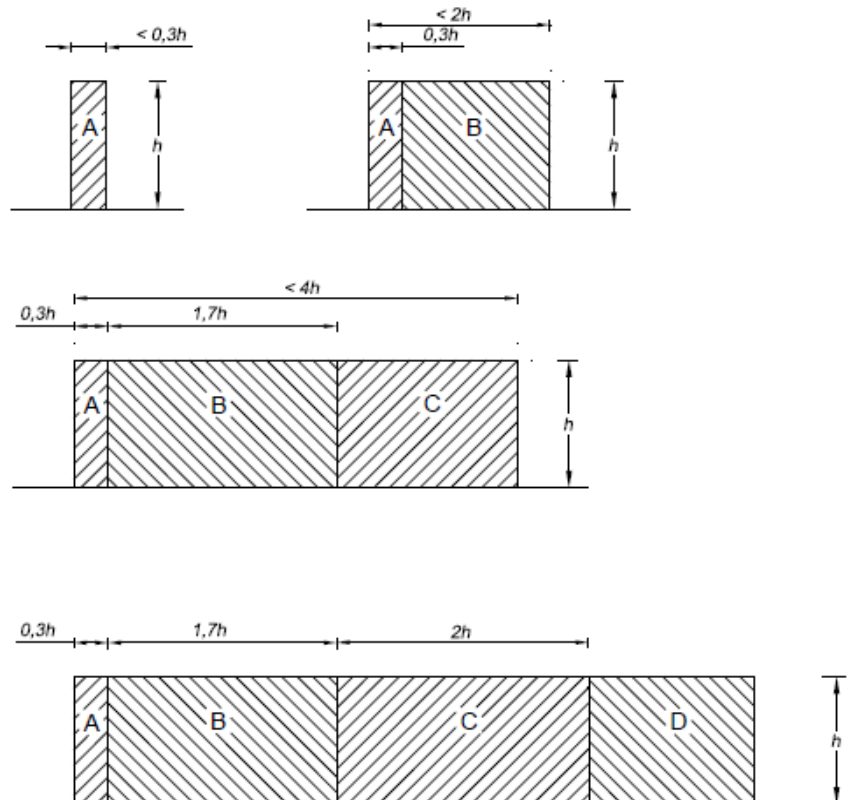
Il coefficiente dinamico  $c_d$  permette di tenere in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico pari a  $c_d = 1.0$ .

### 8.2.5 Coefficienti di forma

I coefficienti di forma  $c_p$ , in accordo a quanto riportato nei riferimenti tecnici delle NTC, vengono determinati in base alle indicazioni riportate nel capitolo G.5 (dal titolo “Coefficienti aerodinamici globali”) delle CNR-DT 207/2008 (“Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti per del vento sulle costruzioni”) e nell’Eurocodice EN 1991-1-4.

Le due norme, per muri e parapetti piani (in via cautelativa assimilabili alla presente barriera), indicano coefficienti di forma  $c_p$  differenti in base alla zona considerata della barriera in funzione della distanza dal bordo libero della barriera.

La figura che segue, tratta dalle CNR, riporta la suddivisione delle zone della barriera con coefficienti di pressione totali differenti.



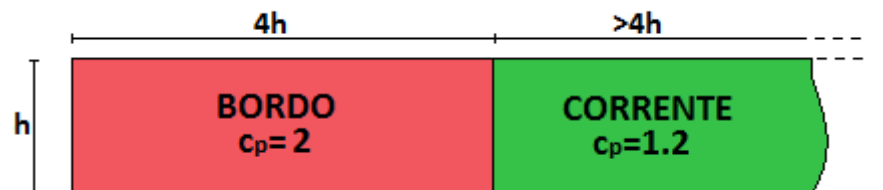
La Tabella che segue indica i valori dei coefficienti di forma per ciascuna fascia, sia in assenza che in presenza di chiusure laterali e per due valori  $\varphi$  di densità dell’elemento. Nella tabella il simbolo “ $l$ ” indica la lunghezza della recinzione mentre “ $h$ ” rappresenta l’altezza della barriera.

$\varphi$	Chiusura laterale	$l/h$	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

A fronte dell'estensione della barriera, e a favore di sicurezza, si impone per tutti gli interventi una lunghezza totale della recinzione "indefinita" ( $l/h > 10$ ) in modo da massimizzare i coefficienti di pressione sulle zone di bordo.

Al fine di suddividere l'intera lunghezza della barriera in due sole zone omogenee, si effettua per le zone A-B-C una media pesata dei rispettivi coefficienti di forma, in modo da individuare un unico valore da applicare al primo tratto di barriera di lunghezza  $l = 4h$ .

Si è scelto quindi cautelativamente di applicare il coefficiente di pressione pari a  $c_{p \text{ bordo}} = 2$  a tutta la zona di bordo di larghezza pari a  $l = 4h$ , mentre nella restante zona di corrente un coefficiente pari a  $c_{p \text{ corrente}} = 1.2$ .



### 8.2.6 Coefficienti di topografia

Il coefficiente di topografia viene posto pari a  $c_t = 1$  poiché la presenza del pendio viene considerata già all'interno del coefficiente di esposizione  $c_s(z)$ .

Nel caso in esame, si considerano i seguenti parametri:

Zona - Regione	Zona	[-]	3
Velocità di riferimento - Valore caratteristico	$V_{b,0}$	[m/s]	27
Parametro legato all'altitudine della zona	$a_0$	[m]	500
Parametro funzione della zona	$k_s$	[1/s]	0.370
Altitudine	$a_s$	[m]	0
Velocità di riferimento per un periodo di ritorno di 50 anni	$V_b$	[m/s]	27
Tempo di ritorno	$T_R$	[anni]	50
Coefficiente correttivo per il tempo di ritorno	$C_R$	[-]	1.00

Velocità di riferimento per il periodo di ritorno definito	$V_r (T_R)$	[m/s]	27
Densità dell'aria	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1.25
Pressione cinetica di riferimento	$Q_b$	[N/m <sup>2</sup> ]	456.3
Coefficiente di topografia	$C_t$	[-]	1
Coefficiente dinamico	$C_d$	[-]	1
Coefficiente di forma per zone interne (corrente)	$C_{p \text{ int}}$	[-]	1.2
Coefficiente di forma per zone di bordo	$C_{p \text{ bordo}}$	[-]	2
Classe di rugosità del terreno	Classe <sub>rug</sub>	[-]	D
Categoria di esposizione del sito	Cat <sub>esp</sub>	[-]	II
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	$k_r$	[-]	0.19
	$Z_0$	[m]	0.05
	$Z_{min}$	[m]	4

Da cui:

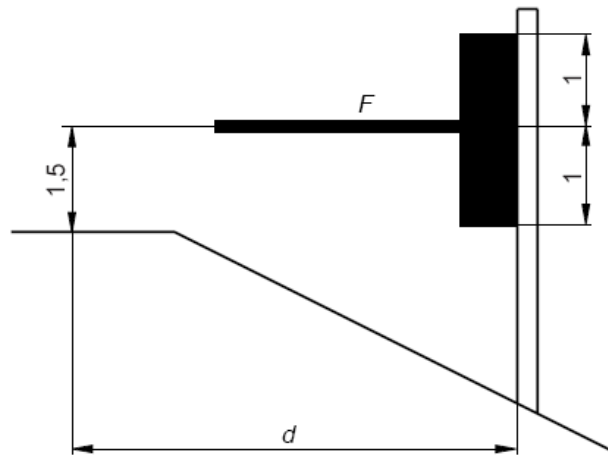
Famiglia	$h_{FOA}$	$Z_{base}$	Montante	Posizione	Interasse	$C_{e \text{ montante}}$	$C_{p \text{ montante}}$	$p_{montante}$	$f_{w \text{ montante}}$	$V_{base \text{ montante}}$	$M_{base \text{ montante}}$
	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[-]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[kN]	[kNm]
3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50	0.65	HE 180 A	Bordo	3.00	1.822	2.00	1.662	4.99	17.45	30.54
3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0	3.50	0.65	HE 180 A	Corrente	3.00	1.822	1.20	0.997	2.99	10.47	18.33

### 8.3 CARICO VARIABILE DINAMICO DA RIMOZIONE NEVE (Q2)

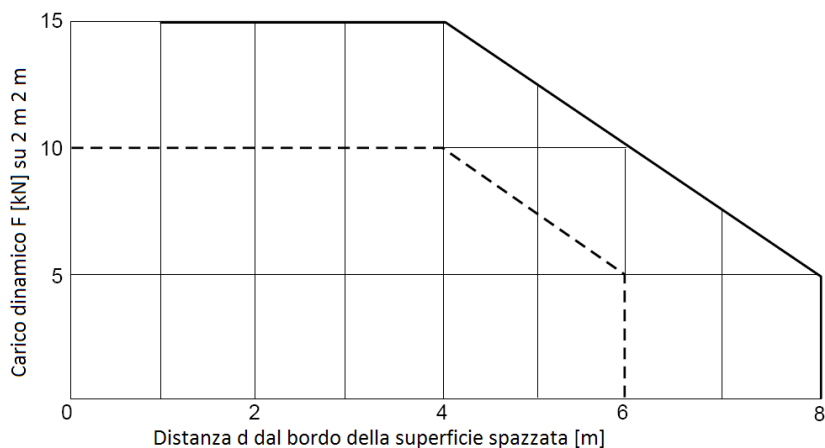
Si determina il valore del carico in oggetto in base alle disposizioni presenti nella UNI EN 1794-1. In aree dove spazzare la neve è una comune operazione di manutenzione invernale, una barriera per il rumore potrebbe essere danneggiata da neve e ghiaccio sollevati dallo spazzaneve. Il carico causato dalla neve sollevata viene definito come "carico dinamico causato dalla rimozione della neve". Il volume e l'altezza del carico dipendono dalla velocità e dal tipo di spazzaneve, e dalla distanza della barriera dal margine della strada.

Il carico dinamico causato dalla pulizia della neve è un carico orizzontale transitorio perpendicolare alla barriera, assunto in modo da essere distribuito uniformemente su un'area di 2.00 m x 2.00 m e la forza risultante deve essere localizzata circa 1.50 m al di sopra del livello stradale.





Il valore della forza risultante è ottenuto dalla figura seguente, in funzione della distanza dal bordo e dal tipo di spazzaneve considerato.



Data la dimensione dell'area di carico (2.00 m x 2.00 m) e il particolare schema statico delle barriere fonoassorbenti (pannelli "infilati" nei montanti di acciaio con interasse  $i = 6.00, 4.00$  e  $3.00$  m), in via cautelativa si applica una magnitudo del carico dinamico causato dalla rimozione della neve  $F$  pari a 15 kN ad un solo montante per volta.

L'altezza costante dal terreno per l'applicazione del carico genera delle sollecitazioni di uguale intensità per ogni tipo di barriera.

#### 8.4 CARICO VARIABILE DA PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE (Q3)

A causa del passaggio dei veicoli in adiacenza alle barriere fonoassorbenti, si genera su di esse una pressione dinamica ortogonale al loro piano. La norma EN 1794-1:2011 al paragrafo A.2.3.1 prevede i seguenti valori per le pressioni dinamiche dovute al traffico veicolare, di seguito elencate:

Per traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 1 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità massima di 100 km/h	650 Pa
Per traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 3 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità maggiori di 120 km/h	800 Pa
Per traffico in entrambe le direzioni all'interno di una galleria, alla distanza di 1 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità massima di 120 km/h	1500 Pa

Tale carico accidentale è incidente per un'altezza massima di 4.50 m, corrispondente alla sagoma limite di un mezzo pesante.

La pressione dinamica dei veicoli non si considera agente contemporaneamente al vento, per cui tra le due combinazioni aventi come carico variabile preponderante la pressione dinamica e l'azione del vento in direzione opposta alla carreggiata si considera la combinazione più gravosa.

#### 8.5 AZIONE SISMICA (Ed)

Data la struttura della barriera, si è applicata l'azione sismica calcolata con un'analisi di tipo lineare statica equivalente.

Si considera che tutta la massa sia concentrata in sommità della barriera (si schematizzano i montanti come delle strutture a pendolo inverso) e su essa agisca una forza statica equivalente alla forza d'inerzia indotta dall'azione sismica.

La forza sismica statica equivalente vale:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

Dove:

- $S_d(T_1)$ , è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto per il periodo  $T_1$ ;
- $W$ , è il peso complessivo della struttura;
- $\lambda=1$ , coefficiente dipendente dalla geometria della struttura;
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ , è l'accelerazione di gravità.

Il periodo proprio  $T_1$  dell'oscillatore (periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame), espresso in secondi, può essere stimato con la formula:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Dove:

- $K = 3EJ/H^3$ , è la rigidezza del sistema [N/m];
- $E$ , è il modulo elastico del montante d'acciaio;
- $J$ , è il momento d'inerzia del montante;
- $M$ , è la massa della struttura [kg].

Noti quindi il periodo proprio  $T_1$  e l'accelerazione di progetto  $S_d(T_1)$ , le sollecitazioni agenti alla base del montante indotte dalla forza sismica statica equivalente valgono:

$$V_{sisma} = F_h$$

$$M_{sisma} = F_h \cdot H$$

Considerando le masse degli elementi strutturali e delle pannellature presenti, l'azione sismica genera sollecitazioni inferiori a quelle di vento o della pressione aerodinamica, con le quali non va comunque combinata. Si trascurano pertanto gli effetti sulle strutture dovuti alle azioni sismiche in quanto non dimensionanti.

Sisma con $T=2\pi/\omega=2\pi(m/k)^{1/2}$						
m	k	$J_y$	$T_1$	$S_d(T_1)$	$F_h$	$M_{sisma}$

[kg]	[N/m]	[mm <sup>4</sup> ]	[s]	[g]	[kN]	[kNm]
662.0405	368816.3	25100000	0.63	0.285	4.09	14.32

## 8.6 COMBINAZIONI DEI CARICHI AGLI STATI LIMITE

Per le **verifiche a fatica** sono state utilizzate le variazioni di campo tensionale indotte dalla sovrappressione aerodinamica.

Per le **verifiche di resistenza allo SLU e deformabilità** sono state utilizzate le sollecitazioni derivanti dalle peggiori combinazioni tra peso proprio, carichi permanenti, pressione del vento + sovrappressioni aerodinamiche, comprensive degli effetti dinamici.

Le combinazioni strutturali allo SLU saranno ottenute dalle seguenti equazioni:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \quad \text{Comb. fondamentale}$$

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \quad \text{Comb. sismica}$$

Per lo stato limite di esercizio SLE si ha:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \quad \text{Comb. caratteristica rara}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \quad \text{Comb. frequente}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \quad \text{Comb. quasi permanente}$$

N.B.: La combinazione SLE Caratteristica (Rara) è considerata unica rappresentativa per la condizione di esercizio.

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

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

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

I valori dei coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$  e  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella seguente in base al carico di riferimento.

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

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$g_{r1}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$g_{r2}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$g_{r3}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

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

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

La combinazione sismica viene trascurata nei calcoli delle strutture in elevazione, così come per le fondazioni, in quanto non dimensionante. Secondo le NTC 2018, il vento non viene combinato con l'azione sismica di conseguenza le sollecitazioni derivanti dalla combinazione sismica, non risentendo dei coefficienti dello SLU, sono inferiori a quelle dovute al carico da vento amplificato nelle verifiche SLU.

Per determinare la combinazione maggiormente gravosa è necessario applicare la rotazione degli indici dei carichi  $Q_i$ .

## 9 SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEI MONTANTI

Famiglia	h <sub>FOA</sub> [m]	z <sub>base</sub> [m]	Montante [-]	Posizione [-]	Interasse [m]	Peso proprio		Peso pannelli		Pressione veicolare			Rimozione neve		Vento			Sisma				
						N <sub>G1</sub> [kN]	M <sub>G1</sub> [kNm]	N <sub>G2</sub> [kN]	M <sub>G2</sub> [kNm]	f <sub>aerod</sub> [kN/m]	V <sub>aerod</sub> [kN]	M <sub>aerod</sub> [kNm]	V <sub>rim neve</sub> [kN]	M <sub>rim neve</sub> [kNm]	V <sub>vento</sub> [kN]	M <sub>vento</sub> [kNm]	N <sub>vento</sub> [kN]	T <sub>1</sub> [s]	S <sub>d</sub> (T <sub>1</sub> ) [g]	P [kN]	F <sub>h</sub> [kN]	M <sub>sisma</sub> [kNm]
3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50	0.65	HE 180 A	Bordo	3.00	1.24	0.00	5.25	0.00	2.40	8.40	14.70	15.00	22.50	17.45	30.54	0.00	0.266	0.285	6.49	4.09	14.32
3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0	3.50	0.65	HE 180 A	Corrente	3.00	1.24	0.00	5.25	0.00	2.40	8.40	14.70	15.00	22.50	10.47	18.33	0.00	0.266	0.285	6.49	4.09	14.32

	SLU-STR			SLU-GEO			SLE-RARA			SLE-FREQUENTE			SLE-QUASI PERMANENTE			SISMICA		
	N	V	M	N	V	M	N	V	M	N	V	M	N	V	M	N	V	M
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	9.5	26.2	45.8	8.1	22.7	39.7	6.5	17.5	30.5	6.5	3.5	6.1	6.5	0.0	0.0	6.5	4.1	14.3
3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0	9.5	22.5	33.8	8.1	19.5	29.3	6.5	15.0	22.5	6.5	3.0	4.5	6.5	0.0	0.0	6.5	4.1	14.3

MANDATARIA



MANDANTE



29 di 100

## 10 VERIFICA MONTANTI

Le verifiche dei montanti vengono effettuate in riferimento al paragrafo 4.2.4 delle NTC2018. Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche del sistema in elevazione di montanti e piastre.

				HE 180 A
<b>MONTANTE</b>	altezza profilo	mm	h	171
	Lunghezza ali	mm	b	180
	spessore anima	mm	t <sub>w</sub>	6
	spessore ali	mm	t <sub>f</sub>	9.5
	raggio curvatura profilo	mm	r	15
	Area	mm <sup>2</sup>	A	4530
	Momento di inerzia flessionale // l'anima	mm <sup>4</sup>	J <sub>y</sub>	2.51E+07
	Momento di inerzia flessionale perp. l'anima	mm <sup>4</sup>	J <sub>z</sub>	9.25E+06
	Momento di inerzia torsionale	mm <sup>4</sup>	J <sub>t</sub>	113829
	Momento di inerzia settoriale	mm <sup>6</sup>	J <sub>ω</sub>	6.03E+10
	Momento resistente direzione anima	mm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub>	2.94E+05
	Momento resistente direzione ali	mm <sup>3</sup>	W <sub>z</sub>	1.03E+05
	Momento resistente plastico direzione anima	mm <sup>3</sup>	W <sub>y,pl</sub>	3.25E+05
	Momento resistente plastico direzione ali	mm <sup>3</sup>	W <sub>z,pl</sub>	1.56E+05
	Raggio d'inerzia // l'anima	mm	r <sub>y</sub>	74.44
	Raggio d'inerzia perp. l'anima	mm	r <sub>z</sub>	45.19
	Area resistente a taglio	mm <sup>2</sup>	A <sub>v</sub>	1452
	Peso specifico acciaio	kN/m <sup>3</sup>	γ <sub>acc</sub>	78.5
	Peso montante	kN/m	P	0.356
	Classe acciaio	-	Classe montante	S 275
Tensione di rottura acciaio	N/mm <sup>2</sup>	f <sub>tk</sub>	430	
Tensione di snervamento acciaio	N/mm <sup>2</sup>	f <sub>yk</sub>	275	
<b>PIASTRA</b>	Base piastra	mm	b <sub>piastra</sub>	400
	Altezza piastra	mm	h <sub>piastra</sub>	400
	Spessore piastra	mm	s <sub>piastra</sub>	30
	Classe acciaio piastra	-	Classe piastra	S 275
	Tensione di rottura acciaio piastra	N/mm <sup>2</sup>	f <sub>tk piastra</sub>	430
	Tensione di snervamento acciaio piastra	N/mm <sup>2</sup>	f <sub>yk piastra</sub>	275
	Modulo di resistenza della piastra	mm <sup>3</sup>	W <sub>pl piastra</sub>	90000
	Area lorda resistente a taglio della piastra	mm <sup>2</sup>	AV <sub>piastra lorda</sub>	12000
	Area netta resistente a taglio della piastra	mm <sup>2</sup>	AV <sub>piastra netta</sub>	9480
<b>IRRIGIDIMENTI</b>	Numero irrigidimenti	-	n <sub>irrigidimenti</sub>	1
	Spessore irrigidimenti	mm	s <sub>irrigidimenti</sub>	9.5
	Altezza irrigidimenti	mm	h <sub>irrigidimenti</sub>	500
	Area resistente a taglio degli irrigidimenti	mm <sup>2</sup>	AV <sub>irrigidimenti</sub>	4750

MANDATARIA

MANDANTE

	Distanza irrigidimenti dal bordo	mm	$d_{\text{irr-bordo}}$	22.5
	Raggio foro irrigidimento	mm	$\text{raggio}_{\text{foro}}$	20
	Lunghezza irrigidimenti // all'anima	mm	$L_{\text{irr}} // \text{anima}$	92
	Lunghezza irrigidimenti // alle ali	mm	$L_{\text{irr}} // \text{ali}$	87.5
TIRAFONDI E ROSETTE	Tipo tirafondi	-	Tirafondi	M20
	Diametro del bullone (tirafondo)	mm	$d_{\text{bull}}$	20
	Diametro del foro	mm	$d_{\text{foro}}$	21
	Area resistente tirafondo	mm <sup>2</sup>	$A_{\text{res}}$	245
	Numero totale di tirafondi	-	$n_{\text{tirafondi}}$	8
	Numero di tirafondi tesi	-	$n_{\text{tirafondi tesi}}$	4
	Classe dei tirafondi	-	Classe bull	S 275
	Tensione di rottura dei tirafondi	N/mm <sup>2</sup>	$f_{\text{tb}}$	430
	Tensione di snervamento dei tirafondi	N/mm <sup>2</sup>	$f_{\text{yb}}$	275
	Distanza bullone dal bordo superiore o inferiore	mm	$d_{\text{bull-bordo}} (e_1)$	50
	Distanza bullone dal bordo laterale	mm	$d_{\text{bull-bordo}} (e_2)$	50
	Lunghezza tirafondi	mm	$l_{\text{tir}}$	500
	Fattore di riduzione della coppia di serraggio	-	$\rho$	0.8
	Tensione di pretiro nel tirafondo	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{\text{pretiro}}$	218.91
	Forza di pretiro nel tirafondo	kN	Forza pretiro	53.63
	Coefficiente per coppia di serraggio	-	$k$	0.16
	Coppia di serraggio dei bulloni	Nm	Coppia serraggio	172
	Diametro rosetta	mm	$D_{\text{rosetta}}$	120
Spessore rosetta	mm	$s_{\text{rosetta}}$	15	

## 10.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

Le Norme tecniche NTC2018 prevedono 3 diverse modalità di calcolo strutturale:

- Metodo elastico;
- Metodo plastico;
- Metodo elastoplastico.

La scelta della modalità di calcolo dipende anche dalla classe della sezione, ovvero dalla sua capacità rotazionale  $C_{\theta}$  definita come:

$$C_{\theta} = \frac{\vartheta_r}{\vartheta_y} - 1$$

essendo  $\vartheta_r$  e  $\vartheta_y$  le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.



Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
			Con estremità in compressione		Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9e$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10e$		$c/t \leq \frac{10e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)						
3	$c/t \leq 14e$		$c/t \leq 21e\sqrt{k_e}$ Per $k_e$ vedere EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72e$	$c/t \leq 33e$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396e}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36e}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83e$	$c/t \leq 38e$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456e}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5e}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)						
3	$c/t \leq 124e$	$c/t \leq 42e$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42e}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62e(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  si applica se la tensione di compressione  $\sigma \leq f_{yk}$  o la deformazione a trazione  $\epsilon_y > f_{yk}/E$

HE 180 A	$N_{by,Rd}$ [kN]	1,185	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	85,09	<b>Classe Sezione</b> Compressione 2 Flessione My 2 Flessione Mz 2 Presso-Flessione 2	
	$N_{bz,Rd}$ [kN]	1,185	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	40,99		
	$V_{ply,Rd}$ [kN]	218,8	$V_{plz,Rd}$ [kN]	517,1		
g (Kg/m):	36	r2 (mm):	0		<b>Verifiche</b> <input type="button" value="Presso Flessione"/> <input type="button" value="Svergolamento"/>	
h (mm):	171	A (cm <sup>2</sup> ):	45,25	$i_y$ (cm):		7,45
b (mm):	180	$i_y$ (cm <sup>4</sup> ):	2,510	$i_z$ (cm):		4,52
tw (mm):	6	$i_z$ (cm <sup>4</sup> ):	924,6	IT (cm <sup>4</sup> ):		14,8
tf (mm):	9,5	Wy (cm <sup>3</sup> ):	293,6	Wz (cm <sup>3</sup> ):		102,7
r1 (mm):	15	Wpl,y (cm <sup>3</sup> ):	324,9	Wpl,z (cm <sup>3</sup> ):		156,5

Il calcolo dei montanti viene effettuato secondo il metodo plastico, in quanto i profili ricadono in classe 2.

MANDATARIA

MANDANTE

## 10.2 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI SLU (FLESSIONE E TAGLIO)

Le verifiche di resistenza agli SLU delle membrature vengono effettuate per lo stato di sollecitazione di flessione semplice e, quando necessario, per flessione e taglio.

Lo sforzo normale agente sui montanti, dovuto al solo peso proprio è irrilevante ai fini del dimensionamento dei profili dei montanti.

Per le verifiche di resistenza si fa riferimento al paragrafo 4.2.4.1 delle NTC2018, per le quali è necessario verificare che venga soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

in cui:

- $M_{Ed}$  è il momento flettente di calcolo;
- $M_{c,Rd}$  è la resistenza a flessione retta della sezione, pari a:

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con: -  $W_{el}$  momento resistente della sezione,

- $f_{yk}$  tensione di snervamento dell'acciaio;
- $\gamma_{M0} = 1.05$  coefficiente di sicurezza per la resistenza.

L'influenza del taglio sulla verifica a flessione del profilo è legata alla verifica della seguente condizione:

$$V_{Ed} < 0.5V_{c,Rd}$$

in cui:

- $M_{Ed}$  è il momento flettente di calcolo;
- $V_{Ed}$  taglio di calcolo;
- $V_{c,Rd}$  taglio resistente, dato dall'espressione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

con:  $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$  per sezioni a I e H;

- $t_f$  spessore delle ali;

- $b$  larghezza delle ali;
- $t_w$  spessore dell'anima;
- $r$  raggio.

Se il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  è superiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza a taglio sulla resistenza flessionale.

Per le sezioni ad I o H di classe 1 o 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho A_v}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

in cui:

$W_{pl,y}$  momento resistente plastico della sezione;

$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$  fattore riduttivo per la presenza del taglio.

		Famiglia		3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0
Altezza strutturale del montante		$h_{FOA}$	[m]	3.50	3.50
Altezza del rilevato		$Z_{base}$	[m]	0.65	0.65
Profilo del montante		Montante	[-]	HE 180 A	HE 180 A
Posizione barriera		Posizione	[-]	Bordo	Corrente
Interasse montanti		Interasse	[m]	3.00	3.00
Verifica a taglio SLU-STR	Taglio sollecitante SLU	$V_{Ed}$	[kNm]	26.18	22.50
	Area a taglio	$A_v$	[mm <sup>2</sup> ]	1452	1452
	Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	275	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{M0}$	[-]	1.05	1.05
	Taglio resistente di progetto	$V_{Rd}$	[kNm]	219.56	219.56
		Verifica	[%]	11.92%	10.25%
		Coefficiente influenza taglio per flessione	$\rho$	[-]	0.00
Verifica a flessione SLU-STR	Momento sollecitante SLU	$M_{Ed}$	[kNm]	45.82	33.75
	Modulo elastico	$W_y$	[mm <sup>3</sup> ]	294000	294000
	Spessore dell'anima	$t_w$	[mm]	6	6
	Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	275	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{M0}$	[-]	1.05	1.05
	Momento resistente di progetto	$M_{Rd}$	[kNm]	77.00	77.00
		Verifica	[%]	59.50%	43.83%

### 10.3 VERIFICA DI INSTABILITA' “EULERIANA” A COMPRESSIONE (SLU)

Oltre alle verifiche di resistenza, è necessario effettuare verifiche di stabilità dei montanti. Tali verifiche vengono eseguite in ottemperanza al paragrafo 4.2.4.1.3.1 delle NTC2018.

I profili dei montanti sono soggetti a sforzi normali irrilevanti pertanto si esclude l'insorgere di instabilità per carico di punta. Tuttavia, nel rispetto delle NTC2018, si verifica che i montanti non superino il valore limite di snellezza richiesto alle membrature principali, trascurando, a vantaggio di sicurezza, la presenza del vincolo rappresentato dai pannelli.

Si verifica quindi per ogni montante che:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} < 200$$

in cui:

- $l_0 = \beta \cdot L$ , lunghezza libera d'inflessione;
- $\beta$  coefficiente per il calcolo della lunghezza d'inflessione;
- $L$ , lunghezza libera del montante;
- $i$ , raggio d'inerzia.

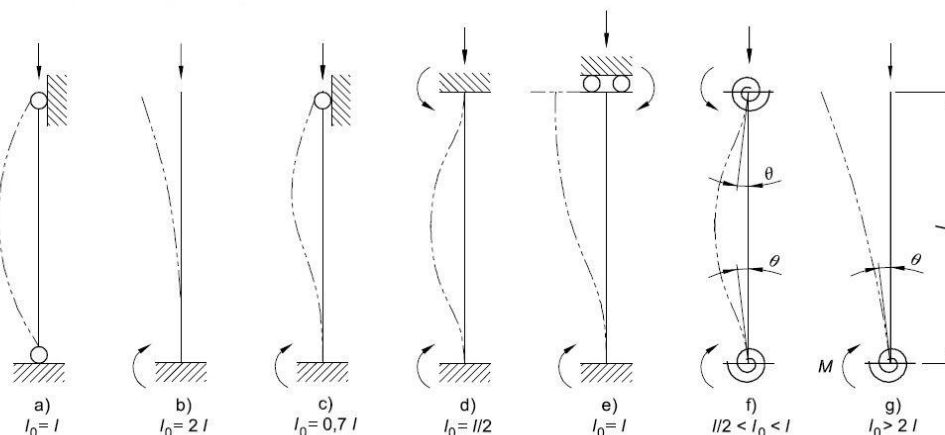
Si è assunto un coefficiente  $\beta = 2$  (corrispondente ad uno schema a mensola, cioè condizione di incastro-estremo libero) come indicato nel prospetto dell'Eurocodice “2” UNI EN 1992-1-1:2005 sotto riportato. A favore di sicurezza non si è considerato la presenza del vincolo rappresentato dal profilo a “C” superiore che collega longitudinalmente i diversi montanti.

figura 5.7 Esempi di diverse deformate critiche e lunghezze libere d'inflessione per elementi isolati

UNI EN 1992-1-1:2005

Legenda

- a)  $l_0 = l$
- b)  $l_0 = 2l$
- c)  $l_0 = 0,7l$
- d)  $l_0 = l/2$
- e)  $l_0 = l$
- f)  $l/2 < l_0 < l$
- g)  $l_0 > 2l$



		Famiglia		3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0
Altezza strutturale del montante		$h_{FOA}$	[m]	3.50	3.50
Altezza del rilevato		$Z_{base}$	[m]	0.65	0.65
Profilo del montante		Montante	[-]	HE 180 A	HE 180 A
Posizione barriera		Posizione	[-]	Bordo	Corrente
Interasse montanti		Interasse	[m]	3.00	3.00
Verifica ad instabilità euleriana	Lunghezza montante	L	[mm]	3500	3500
	Coefficiente instabilità	$\beta_{snellezza}$	[-]	2	2
	Lunghezza di inflessione	$l_0$	[mm]	7000	7000
	Raggio d'inerzia // l'anima	$r_y$	[mm]	74.44	74.44
	Snellezza	$\lambda$	[-]	94.04	94.04

## 10.4 VERIFICHE DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALI AGLI SLU

I montanti sono soggetti, per effetto del carico, a flessioni nel piano dell'anima. Secondo quanto previsto al paragrafo §4.2.4.1.3.2 delle NTC2018 e al paragrafo 6.3.2 dell'EuroCodice 3 (1993-1-1: 2005), travi con sezione a I o H soggette a flessione nel piano dell'anima, con piattabanda non sufficientemente vincolata lateralmente, devono essere verificate nei riguardi dello svergolamento secondo la formula:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove  $M_{Ed}$  è il momento flettente di calcolo;

$M_{c,Rd}$  è il momento resistente di progetto per fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata, pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

con  $W_y = W_{pl,y}$  momento plastico resistente della sezione;

$\chi_{LT}$  fattore di riduzione per instabilità flessione torsionale, determinato per profili laminati o saldati, dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \{K\chi$$

I diversi parametri necessari per il calcolo del fattore  $\chi_{LT}$  sono così definiti:

$$\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (\text{Eq. 6.57 EC3 - 1993-1-1: 2005});$$

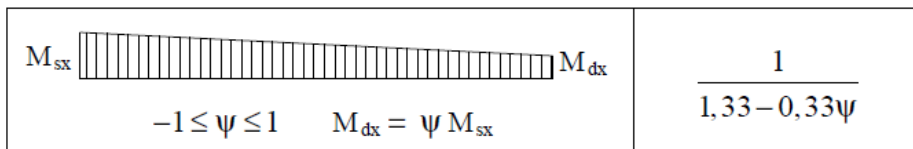
$\alpha_{LT}$  fattore di imperfezione (Tab. 4.2. IX NTC2018);

$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.2$  (sezione laminate e composte saldate);

$\beta = 0.75$  (sezione laminate e composte saldate);

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2]$$

$k_c$  tabellato in funzione della distribuzione del momento (Tab.4.2.VIII NTC2018), in particolare pari a  $k_c = 1/(1.33 - 0.33 \cdot \psi) = 0.75$  (considerando  $\psi = 0$ ).



Il coefficiente di snellezza adimensionale per instabilità laterale è pari a:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

In cui rientra il valore del momento critico elastico per instabilità flessione-torsionale  $M_{cr}$ :

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{CR}} \sqrt{EJ_y \cdot GJ_t} \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{CR}}\right)^2 \frac{EJ_\omega}{GJ_t}}$$

dove  $L_{CR}$  è la lunghezza critica tra due ritegni torsionali,  $GJ_t$  e  $EJ_\omega$  rigidità torsionale primaria e secondaria della sezione,  $\psi$  coefficiente tabellato.

			Famiglia		
			3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0	
Verifica a instabilità flessione-torsionale	Altezza strutturale del montante	$h_{FOA}$	[m]	3.50	3.50
	Altezza del rilevato	$Z_{base}$	[m]	0.65	0.65
	Profilo del montante	Montante	[-]	HE 180 A	HE 180 A
	Posizione barriera	Posizione	[-]	Bordo	Corrente
	Interasse montanti	Interasse	[m]	3.00	3.00
	Altezza profilo	$h$	[mm]	171	171
	Base profilo	$b$	[mm]	180	180
	Fattore di imperfezione	$\alpha_{LT}$	[-]	0.34	0.34
	Momento di inerzia flessionale // l'anima	$J_y$	[mm <sup>4</sup> ]	2.51E+07	2.51E+07
	Momento di inerzia flessionale perp. l'anima	$J_z$	[mm <sup>4</sup> ]	9.25E+06	9.25E+06
	Momento di inerzia torsionale	$J_t$	[mm <sup>4</sup> ]	1.14E+05	1.14E+05
	Momento di inerzia settoriale	$J_\omega$	[mm <sup>6</sup> ]	6.03E+10	6.03E+10
	Momento resistente plastico direzione anima	$W_{y,pl}$	[mm <sup>3</sup> ]	325000	325000
	Modulo elastico acciaio	$E$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000
	Modulo di elasticità tangenziale	$G$	[N/mm <sup>2</sup> ]	80769	80769
	Coefficiente relativo alla distribuzione del momento flettente	$\psi$	[-]	1.75	1.75
	Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	275	275
	Momento critico elastico di instabilità torsionale	$M_{cr}$	[kNm]	304.92	304.92
	Coefficiente di snellezza adimensionale	$\lambda_{LT}$	[-]	0.541	0.541
	Coefficiente	$\beta$	[-]	0.75	0.75
	Coefficiente	$\lambda_{LT,0}$	[-]	0.40	0.40
	Area montante	$A$	[mm <sup>2</sup> ]	4530	4530
	Sforzo normale critico	$N_{cr}$	[kN]	1061.69	1061.69
	Coefficiente di snellezza dipendente da $N_{cr}$	$\lambda_{-}$	[-]	1.08	1.08
	Fattore	$\Phi_{LT}$	[-]	0.964	0.964
Fattore correttivo	$k_c$	[-]	0.75	0.75	
Fattore	$f$	[-]	0.893	0.893	
Fattore di riduzione per instabilità flessione torsionale	$\chi_{LT}$	[-]	0.620	0.620	
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{M1}$	[-]	1.05	1.05	



Momento resistente di progetto per fenomeni di instabilità	M <sub>b,Rd</sub>	[kNm]	52.79	52.79
	Verifica	[%]	86.78%	63.93%

## 10.5 VERIFICHE TENSIONALI IN ESERCIZIO (SLE)

La verifica in campo elastico (considerando la combinazione di carico rara) si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \rightarrow \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{amm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo  $\sigma_{x,Ed}$  si ricava in base al momento flettente alla base  $M_{RARA}$ :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{RARA}}{W_{y,el}}$$

Il massimo sforzo  $\tau_{Ed}$  si ricava in base al taglio alla base  $V_{RARA}$ :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{RARA}}{A_v}$$

## 10.6 VERIFICHE DI DEFORMABILITA' ALLO SLE

Con riferimento alle disposizioni della norma UNI EN 1794-1, la deformazione elastica massima  $\Delta_{max}$  sotto il carico del vento di progetto per lo stato limite di esercizio in combinazione rara deve risultare:

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{amm} = \frac{L}{150}$$

in cui  $L$  è la lunghezza del profilo.

Lo spostamento della testa montante  $\Delta_{max}$  è valutato su uno schema statico di trave a mensola tramite la seguente relazione:

$$\Delta_{max} = \frac{p \cdot i \cdot (L - h_{irr})^4}{8 \cdot E \cdot J_y}$$

Nel calcolo dello spostamento della testa montante  $\Delta_{max}$  si è ridotta la lunghezza di inflessione  $L$  di una quantità  $h_{irr}$  pari a 150 cm ( $h_{irr}=500m$ , ridotto in sicurezza) in quanto si

considera il tratto alla base del montante come rigido grazie alla presenza degli irrigidimenti.

		Famiglia		3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0	
	Altezza strutturale del montante	$h_{FOA}$	[m]	3.50	3.50	
	Altezza del rilevato	$Z_{base}$	[m]	0.65	0.65	
	Profilo del montante	Montante	[-]	HE 180 A	HE 180 A	
	Posizione barriera	Posizione	[-]	Bordo	Corrente	
	Interasse montanti	Interasse	[m]	3.00	3.00	
Verifica tensionale in esercizio SLE- BARA	Momento agente SLE	$M_{Ed}$	[kNm]	30.54	22.50	
	Modulo elastico	$W_y$	[mm <sup>3</sup> ]	294000	294000	
	Tensione normale agente	$\sigma_{x,Ed}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	103.89	76.53	
	Taglio agente SLE	$V_{Ed}$	[kNm]	17.45	15.00	
	Area a taglio	$A_v$	[mm <sup>2</sup> ]	1452	1452	
	Tensione tangenziale agente	$\tau_{Ed}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	12.02	10.33	
	Tensione ideale	$\sigma_{id}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	105.96	78.59	
	Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	275	275	
	Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{M0}$	[-]	1.05	1.05	
	Tensione ammissibile	$\sigma_{adm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	261.90	261.90	
		Verifica	[%]	40.46%	30.01%	
	Verifica di deformazione	Forza del vento agente sul montante	$f_{w_{montante}}$	[kN/m]	4.99	2.99
		Modulo elastico acciaio	E	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000
Momento di inerzia flessionale // l'anima		$J_y$	[mm <sup>4</sup> ]	2.51E+07	2.51E+07	
Spostamento testa montante		$\Delta_{max}$	[mm]	15.80	9.48	
Spostamento massimo ammissibile		$\Delta_{amm}$	[mm]	23.33	23.33	
		Verifica	[%]	67.73%	40.64%	

## 11 VERIFICHE COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE E SISTEMA DI ANCORAGGIO TRAMITE TIRAFONDI

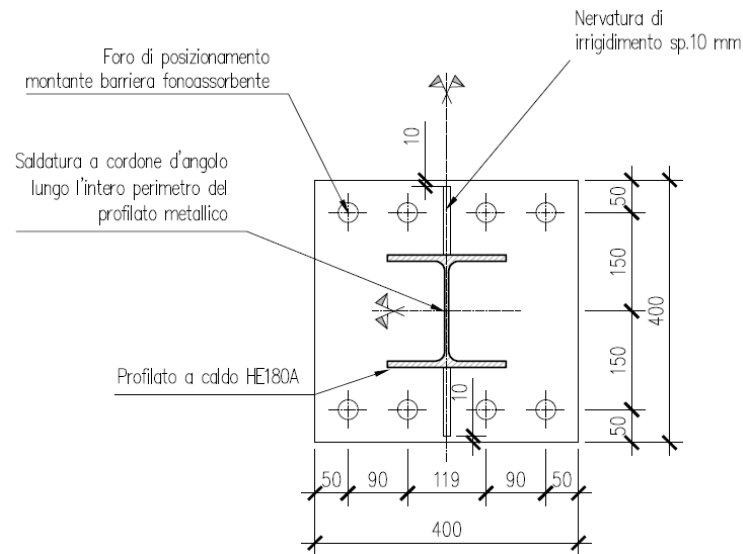
Il collegamento è costituito da una piastra in acciaio, su cui viene saldato il profilo, e da costole di irrigidimento della piastra stessa; in particolare l'ancoraggio delle barriere avviene mediante tirafondi.

Si adottano dei tirafondi annegati nel getto con una rosetta di estremità (o piastra di ancoraggio) per migliorare l'aderenza. L'ancoraggio si basa, oltre che sull'aderenza acciaio-calcestruzzo del gambo, sulla resistenza allo sfilamento fornita dalle rosette (o dalla piastra) di estremità bullonate agli stessi tirafondi.

Si analizzano dapprima le sollecitazioni agenti sui tirafondi, sulla piastra di base e sui fazzoletti che costituiscono il sistema di ancoraggio dei montanti della recinzione.

Di seguito si riportano tutte le verifiche relative a:

- piastra di base senza i fazzoletti di irrigidimento;
- piastra di base con i fazzoletti di irrigidimento;
- verifica a taglio;
- verifica a flessione;
- verifica dello spessore;
- verifica a rifollamento;
- ancoraggio;
- resistenza a taglio-trazione dei tirafondi;
- verifica della lunghezza di ancoraggio
- saldature;
- sezione in calcestruzzo sottostante la piastra.



## 11.1 DETERMINAZIONE DELLA COPPIA DI SERRAGGIO E DELLA FORZA DI PRETIRO

In base alla EN 1993-1-8 § 3.6.1, si determina il pretiro nei tirafondi. Al fine di evitare coppie di serraggio troppo elevate (per questioni pratiche) si è deciso di utilizzare, per tutti gli interventi un'azione di pretiro pari al 80% del massimo valore previsto dalla Normativa (NTC2018 paragrafo 4.2.8.1.1 ).

$$F_{p,Cd} = 80\% \cdot (0.7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M7})$$

$$M_{p,Cd} = k \cdot \phi \cdot F_{p,Cd}$$

$$\sigma_{p,Cd} = F_{p,Cd} / A_{res} = 80\% \cdot (0.7 \cdot f_{tb} / \gamma_{M7}) = 407.27 \text{ MPa}$$

La coppia di serraggio sarà valutata utilizzando un coefficiente  $k = 0.16$ .

Assumendo  $f_{tb} = 450 \text{ MPa}$  e  $f_{tb} = 510 \text{ MPa}$  (classe S275) e  $\gamma_{M7} = 1.10$  si ottiene:

Fattore di riduzione della coppia di serraggio	-	$\rho$	0,8
Tensione di pretiro nel tirafondo	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{pretiro}$	218,91
Forza di pretiro nel tirafondo	kN	Forza pretiro	53,63
Coefficiente per coppia di serraggio	-	k	0,16
Coppia di serraggio dei bulloni	Nm	Coppia serraggio	172

In alternativa, la UNI 10011 stabilisce che è possibile serrare il dado con una chiave a mano o a percussione fino a quando si sono poste a contatto le lamiere interposte fra testa e dado. Si dà poi una rotazione al dado compresa tra 90° e 120° con tolleranze di 60° in più.

## 11.2 ANALISI DEI CARICHI

L'azione del momento flettente viene calcolata considerando la compressione del calcestruzzo sottostante, e la conseguente parzializzazione della sezione (si trascurano a favore di sicurezza i tirafondi compressi).

La posizione dell'asse neutro  $x$ , la tensione di compressione massima sul basamento in c.a.  $\sigma_{c,max}$  e di trazione nel tassello  $\sigma_s$ , sono valutabili applicando il metodo n ad una sezione rettangolare con armatura semplice tramite le seguenti formule.

Per quanto riguarda l'area dei tirafondi, si fa sempre riferimento all'area resistente  $A_{res}$  del bullone.

Dalle tensioni di compressione massima sul basamento in c.a.  $\sigma_{c,max}$  e di trazione nel tirafondo  $\sigma_s$  si ricavano il taglio e il momento in corrispondenza degli estremi della sagoma del montante dalla parte compressa ( $V_{COMPR}$  e  $M_{COMPR}$  su sez. a-a) e dalla parte tesa ( $V_{TESO}$  e  $M_{TESO}$  su sez. b-b).

Lato calcestruzzo compresso		Lato acciaio teso
se $x \leq L_{ala}$	se $x > L_{ala}$	
$V_{COMPR} = \frac{\sigma_{c,max} \cdot x \cdot B_{piastra}}{2}$ $M_{COMPR} = V_{COMPR} \cdot (L_{ala} - x/3)$	$V_{COMPR} = \frac{L_{ala} \cdot (\sigma_{c,max} + \sigma_{c,lembo}) \cdot B_{piastra}}{2}$ $M_{COMPR} = V_{COMPR} \cdot (L_{ala} - x/3)$	$V_{TESO} = n_{bull\ teso} \cdot \sigma_s \cdot A_{res}$ $M_{TESO} = V_{TESO} \cdot a_1$
$L_{ala} = \frac{H_{piastra} - h_{montante}}{2} \quad \sim \quad \sigma_{c,lembo} = \sigma_{c,max} \frac{x - L_{ala}}{x} \quad \sim \quad a_1 = L_{ala} - d_{bull-bordo}$		

La sollecitazione di trazione  $F_{t,Ed}$  agente sulla singola barra è stata calcolata moltiplicando la tensione di trazione nel bullone  $\sigma_{bull}$  e moltiplicandola per l'area nominale del bullone. La tensione di trazione nel bullone  $\sigma_{bull}$  è il valore massimo tra la tensione di trazione sulla piastra in corrispondenza delle barre  $\sigma_s$  e la tensione di pretiro di progetto  $\sigma_{p,cd}$  generata dall'azione di serraggio dei bulloni in fase di installazione.

$$F_{t,Ed} = N_{bull} = \sigma_{bull} \cdot A_{res}$$

La sollecitazione di taglio  $F_{v,Ed}$  agente sulla singola barra è stata calcolata dividendo il taglio agente alla base del montante per il numero complessivo dei bulloni presenti nel giunto di base.

$$F_{v,Ed} = V_{bull} = \frac{V_{Ed\ SLU}}{n_{bull}}$$

**Titolo:** Piastra-zona di bordo

N° Vertici:  Zoom N° barre:  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	20	1	2.45	-15	15
2	-20	20	2	2.45	-5	15
3	-20	-20	3	2.45	5	15
4	20	-20	4	2.45	15	15
			5	2.45	-15	-15
			6	2.45	-5	-15

**Tipologia Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>:  9.5 kN  
 M<sub>xEd</sub>:  45.8 kNm  
 M<sub>yEd</sub>:  0

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN:  yN:

**Materiali:**  
 S275 C28/35  
 ε<sub>su</sub>:  % ε<sub>c2</sub>:  %  
 f<sub>yd</sub>:  N/mm² ε<sub>cu</sub>:  %  
 E<sub>s</sub>:  N/mm² f<sub>cd</sub>:  %  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>:  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>:  ?  
 ε<sub>syd</sub>:  % σ<sub>c,adm</sub>:   
 σ<sub>s,adm</sub>:  N/mm² τ<sub>co</sub>:   
 τ<sub>c1</sub>:

σ<sub>c</sub>:  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>:  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>:  %  
 d:  cm  
 x:  x/d:   
 δ:

**Verifica:**  
 N° iterazioni:   
 Precompresso

**Titolo:** Piastra-zona corrente

N° Vertici:  Zoom N° barre:  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	20	1	2.45	-15	15
2	-20	20	2	2.45	-5	15
3	-20	-20	3	2.45	5	15
4	20	-20	4	2.45	15	15
			5	2.45	-15	-15
			6	2.45	-5	-15

**Tipologia Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>:  9.5 kN  
 M<sub>xEd</sub>:  33.8 kNm  
 M<sub>yEd</sub>:  0

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN:  yN:

**Materiali:**  
 S275 C28/35  
 ε<sub>su</sub>:  % ε<sub>c2</sub>:  %  
 f<sub>yd</sub>:  N/mm² ε<sub>cu</sub>:  %  
 E<sub>s</sub>:  N/mm² f<sub>cd</sub>:  %  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>:  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>:  ?  
 ε<sub>syd</sub>:  % σ<sub>c,adm</sub>:   
 σ<sub>s,adm</sub>:  N/mm² τ<sub>co</sub>:   
 τ<sub>c1</sub>:

σ<sub>c</sub>:  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>:  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>:  %  
 d:  cm  
 x:  x/d:   
 δ:

**Verifica:**  
 N° iterazioni:   
 Precompresso

	Famiglia		3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0
Altezza strutturale del montante	$h_{FOA}$	[m]	3.50	3.50
Altezza del rilevato	$z_{base}$	[m]	0.65	0.65
Profilo del montante	Montante	[-]	HE 180 A	HE 180 A
Posizione barriera	Posizione	[-]	Bordo	Corrente
Interasse montanti	Interasse	[m]	3.00	3.00
Numero tirafondi totali	$n_{tirafondi}$	[-]	8	8
Numero di tirafondi tesi	$n_{tirafondi\ tesi}$	[-]	4	4
Area resistente del singolo tirafondo	$A_{res}$	[mm <sup>2</sup> ]	245	245
Area resistente totale tirafondi tesi	$A_{Stot\ tesa}$	[mm <sup>2</sup> ]	980	980
Base piastra	$b_{piastra}$	[mm]	400	400
Altezza piastra	$h_{piastra}$	[mm]	400	400
Spessore piastra	$s_{piastra}$	[mm]	30	30
Distanza bullone dal bordo superiore o inferiore	$d_{bull-bordo} (e_1)$	[mm]	50	50
Altezza utile piastra	$d_{piastra}$	[mm]	350	350
Coefficiente di omogenizzazione acciaio-clc	$n=Es/Ec$	[-]	15	15
Posizione asse neutro (analisi elastica)	$x$	[mm]	116.10	117.20
Momento sollecitante STR alla base del montante	$M_{Ed}$	[kNm]	45.82	33.75
Tensione massima di compressione nel cls	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4.85	3.59
Tensione massima di trazione nei tirafondi	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	146.6	106.9
Altezza del profilo del montante	$h$	[mm]	171	171
Lunghezza mensola della piastra di base	$L_{ala}$	[mm]	115	115
Tensione nel cls in corrispondenza dell'ala del montante (-traz, +comp)	$\sigma_c\ lembo$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.07	0.08
Taglio in corrispondenza dell'ala compressa del montante	$V_{comp}$	[kN]	112.60	84.08
Momento in corrispondenza dell'ala compressa del montante	$M_{comp}$	[kNm]	8.53	6.34
Taglio in corrispondenza dell'ala tesa del montante	$V_{teso}$	[kN]	143.63	104.80
Momento in corrispondenza dell'ala tesa del montante	$M_{teso}$	[kNm]	9.26	6.76
Tensione di pre tiro	$\sigma_{pretiro}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	218.91	218.91
Forza di trazione nel tirafondo	$F_{t,Ed}$	[kN]	53.63	53.63
Taglio sollecitante STR alla base del montante	$V_{Ed}$	[kN]	26.18	22.50
Forza di taglio nel tirafondo	$F_{V,Ed}$	[kN]	3.27	2.81

## 11.3 VERIFICHE DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

### 11.3.1 Verifiche a taglio-trazione delle barre

Per quanto riguarda le verifiche sulle barre sono state effettuate quindi una verifica a trazione-taglio sui bulloni e una verifica della lunghezza di ancoraggio.



La verifica a taglio-trazione delle barre è stata effettuata in conformità a quanto descritto nel paragrafo 4.2.8.1.1 delle NTC2018. Essendo nel caso di presenza combinata di trazione e taglio, è stata adottato il seguente criterio:

$$\begin{cases} \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1 \\ \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \end{cases}$$

Dove con  $F_{v,Ed}$  e  $F_{t,Ed}$  sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e trazione agenti mentre con  $F_{v,Rd}$  e  $F_{t,Rd}$  rispettivamente le resistenze di taglio e trazione.

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni  $F_{v,Rd}$ , per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, è stata assunta pari al minimo tra la resistenza a trazione della barra stessa  $F_{v,Rd \text{ bull}}$  e la resistenza a rifollamento della piastra  $F_{b,Rd}$  precedentemente calcolata.

$$F_{v,Rd \text{ bull}} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,Rd} = \min\{F_{v,Rd \text{ bull}}; F_{b,Rd}\}$$

La resistenza di calcolo a trazione  $F_{t,Rd}$  degli elementi di connessione è stata assunta pari al minimo tra la resistenza a trazione delle barre stesso  $F_{t,Rd \text{ bull}}$  e la resistenza a punzonamento della piastra  $B_{p,Rd}$ .

$$F_{t,Rd \text{ bull}} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = \min\{F_{t,Rd \text{ bull}}; B_{p,Rd}\}$$

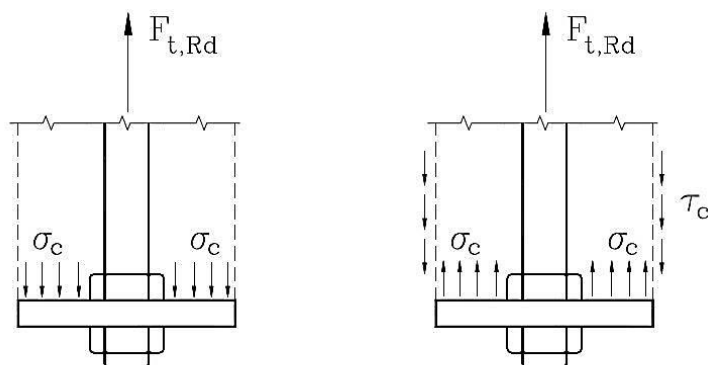
Dove:

- $f_{tb}$  indica la resistenza a rottura del bullone;
- $\gamma_{M2} = 1.25$  è il coefficiente di sicurezza per la verifica delle resistenze delle unioni;
- $d_m$  è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone (a favore di sicurezza si considera il diametro del bullone);
- $t_p$  è lo spessore della piastra;
- $f_{tk}$  è la tensione di rottura dell'acciaio della piastra.

		Famiglia		3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0
	Altezza strutturale del montante	$h_{FOA}$	[m]	3.50	3.50
	Altezza del rilevato	$Z_{base}$	[m]	0.65	0.65
	Profilo del montante	Montante	[-]	HE 180 A	HE 180 A
	Posizione barriera	Posizione	[-]	Bordo	Corrente
	Interasse montanti	Interasse	[m]	3.00	3.00
Verifica taglio-trazione dei tirafondi	Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{M2}$	[-]	1.25	1.25
	Tensione di rottura del tirafondo	$f_{tb}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	430	430
	Resistenza di calcolo a trazione del tirafondo	$F_{t,Rd\ tir}$	[kN]	75.85	75.85
	Diametro tirafondo	$d_{bull}$	[mm]	20	20
	Resistenza caratteristica a rottura della piastra	$f_{tk\ piastra}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	430	430
	Resistenza a punzonamento della piastra	$B_{p,Rd}$	[kN]	389.05	389.05
	Resistenza di calcolo a trazione	$F_{t,Rd}$	[kN]	75.85	75.85
		Verifica trazione	[%]	70.71%	70.71%
	Resistenza di calcolo a taglio	$F_{v,Rd}$	[kN]	50.57	50.57
		Verifica taglio	[%]	6.47%	5.56%
	Verifica combinata	[%]	56.98%	56.07%	

### 11.3.2 Verifica a schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza della rosetta

Per la tipologia di tirafondi adottati si verifica lo schiacciamento del calcestruzzo in prossimità della rosetta. In questa verifica, utile per definire il diametro della rosetta o la larghezza della piastra di ancoraggio, è stato verificato il calcestruzzo soggetto alla compressione generata dal tirafondo affidando per semplicità l'aderenza alla rosetta (o della piastra).



Equilibrio tirafondo

Equilibrio cls

La pressione di contatto in prossimità della rosetta (funzione del suo diametro), viene confrontata con la tensione massima di compressione nel calcestruzzo  $f_{cd}$ :

$$\sigma_{cls} = \frac{F_{t,Ed}}{A_{ros}} \leq f_{cd}$$

Dove:

- $f_{cd}$  è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;
- $F_{t,Ed}$  è la sollecitazione di trazione agente nel tirafondo;
- $A_{ros}$  è l'area netta della rosetta, ovvero depurata del foro del gambo, ovvero:

$$A_{ros} = \frac{\pi}{4} (D_{ros}^2 - d^2)$$

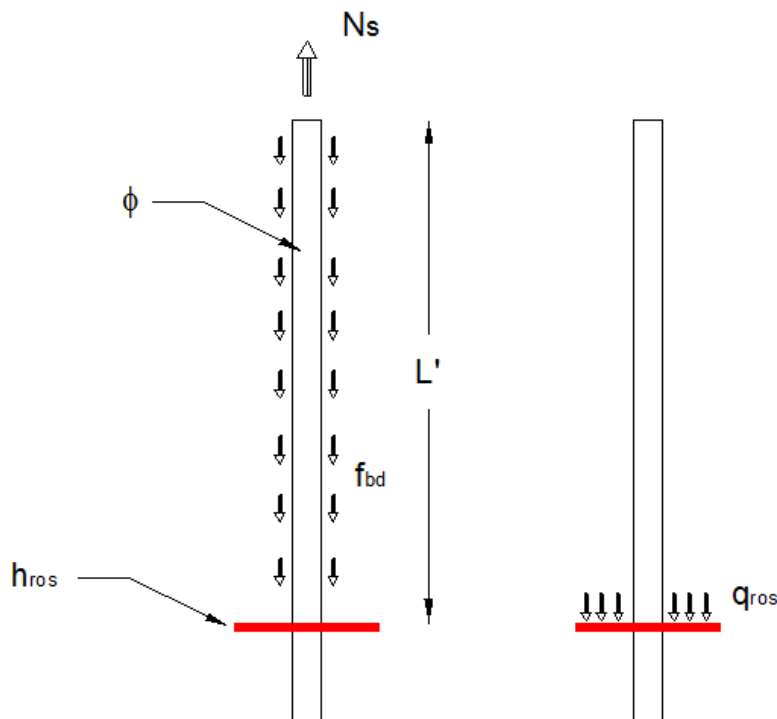
Dove  $D_{ros}$  indica il diametro della rosetta mentre  $d$  rappresenta il diametro del bullone.

Nel caso di piastra di ancoraggio l'area risulterà pari all'area della piastra di ancoraggio depurata dei fori dei tirafondi.

			Famiglia		
			3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0	
	Altezza strutturale del montante	$h_{FOA}$	[m]	3.50	3.50
	Altezza del rilevato	$z_{base}$	[m]	0.65	0.65
	Profilo del montante	Montante	[-]	HE 180 A	HE 180 A
	Posizione barriera	Posizione	[-]	Bordo	Corrente
	Interasse montanti	Interasse	[m]	3.00	3.00
Verifica schiacciamento cls rosetta	Forza di trazione nel tirafondo	$F_{t,Ed}$	[kN]	53.63	53.63
	Diametro tirafondo	$D_{bull}$	[mm]	20	20
	Diametro rosetta	$D_{rosetta}$	[mm]	120	120
	Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4.88	4.88
		$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	15.87	15.87
		Verifica		[%]	30.74%

### 11.3.3 Verifica a flessione della rosetta (o della piastra di ancoraggio)

Con la verifica a flessione della rosetta (o della piastra di ancoraggio) si dimensiona lo spessore dell'elemento di ritenuta. La verifica viene effettuata considerando il carico normale  $q_{ros}$  che sollecita la rosetta (o la piastra) ottenuto effettuando un equilibrio a traslazione con la sollecitazione di trazione agente nel bullone  $F_{t,Ed}$  e le tensioni di aderenza  $f_{bd}$  che si sviluppano sull'interfaccia acciaio-calcestruzzo come indicato in figura.



Dall'equilibrio, indicando con  $\phi$  e  $L$  il diametro e la lunghezza del tirafondo, il carico agente sulla rosetta risulta pari a:

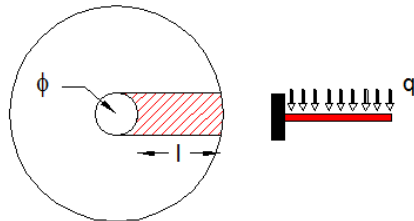
$$q_{ros} = \frac{F_{t,Ed} - f_{bd} \cdot L \cdot \pi \cdot \phi}{A_{ros} - A_{tir}}$$

Sulla base di uno schema a mensola per la rosetta si valuta il momento massimo pari a:

$$M_{ros} = \frac{q_l \cdot l^2}{2}$$

Dove il carico distribuito è dato da  $q_l = q_{ros} \cdot \phi$  mentre la lunghezza dello sbalzo è pari a:

$$l = r_{ros} - \phi/2.$$



Fissando quindi lo spessore della rosetta si calcola il momento resistente della sezione della mensola  $M_{c,Rd\ ros}$ :

$$M_{c,Rd\ ros} = \frac{W_{el\ ros} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Dove il momento resistente elastico della rosetta vale  $W_{el\ ros} = \phi \cdot s_{p_{ros}}^2 / 6$ .

Si verifica quindi che:

$$\frac{M_{ros}}{M_{c,Rd\ ros}} \leq 1$$

Nel caso di piastra di ancoraggio l'equilibrio a traslazione verrà effettuato considerando la trazione totale data dalla somma degli sforzi nei singoli tirafondi interessati.

			Famiglia		
			3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0	
	Altezza strutturale del montante	$h_{FOA}$	[m]	3.50	3.50
	Altezza del rilevato	$Z_{base}$	[m]	0.65	0.65
	Profilo del montante	Montante	[-]	HE 180 A	HE 180 A
	Posizione barriera	Posizione	[-]	Bordo	Corrente
	Interasse montanti	Interasse	[m]	3.00	3.00
Verifica spessore rosetta	Spessore rosetta	$s_{p_{rosetta}}$	[mm]	15	15
	Carico agente sulla rosetta (schema a mensola)	$q_l$	[N/mm]	68.42	68.42
	Lunghezza mensola rosetta	$l_m$	[mm]	50	50
	Momento di incastro (schema a mensola)	$M_{ros}$	[Nm]	85.53	85.53
	Modulo di resistenza elastico della rosetta	$W_{el,ros}$	[mm <sup>3</sup> ]	750.00	750.00
	Momento resistente	$M_{res}$	[Nm]	196.43	196.43
		Verifica	[%]	43.54%	43.54%

### 11.3.4 Verifica a sfilamento del cilindro di calcestruzzo

Mediante tale verifica si dimensiona la lunghezza del tirafondo verificando che il cilindro di calcestruzzo soggetto all'azione del tirafondo non si sfili dal plinto. In pratica le compressioni che nascono a contatto con la piastra devono essere equilibrate da opportuni sforzi di taglio nel calcestruzzo. Per determinare la lunghezza del gambo L si fa riferimento alla normativa francese secondo la quale la resistenza del tirafondo (a sfilamento) è data dalla relazione:

$$F_{sfili} = \frac{f_{bd}}{\left(1 + \frac{\phi}{a}\right)^2} \pi \cdot \phi \cdot L + f_{cd} \cdot \alpha \cdot \pi \cdot r^2$$

Dove:

- $\phi$  è il diametro del gambo;
- $a$  è la distanza del gambo dal bordo libero di calcestruzzo;
- $\alpha$  è un coefficiente pari a  $\alpha = 1 - r/a$ ;
- $r$  è il raggio della rosetta;
- $f_{bd}$  è la resistenza tangenziale di aderenza di calcolo pari a  $f_{bd} = f_{bk}/\gamma_c$
- $\gamma_c = 1.5$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;
- $f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da  $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ ;
- $\eta$  è pari a 1 per barre di diametro minore o uguale a  $\phi \leq 30 \text{ mm}$ ;
- $f_{ctk}$  è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo corrispondente al 5%, pari a  $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ ;
- $f_{ctm}$  è la resistenza media a trazione semplice  $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ .

Nel caso di piastra di ancoraggio l'equilibrio a traslazione verrà effettuato considerando la trazione totale data dalla somma degli sforzi nei singoli tirafondi interessati.

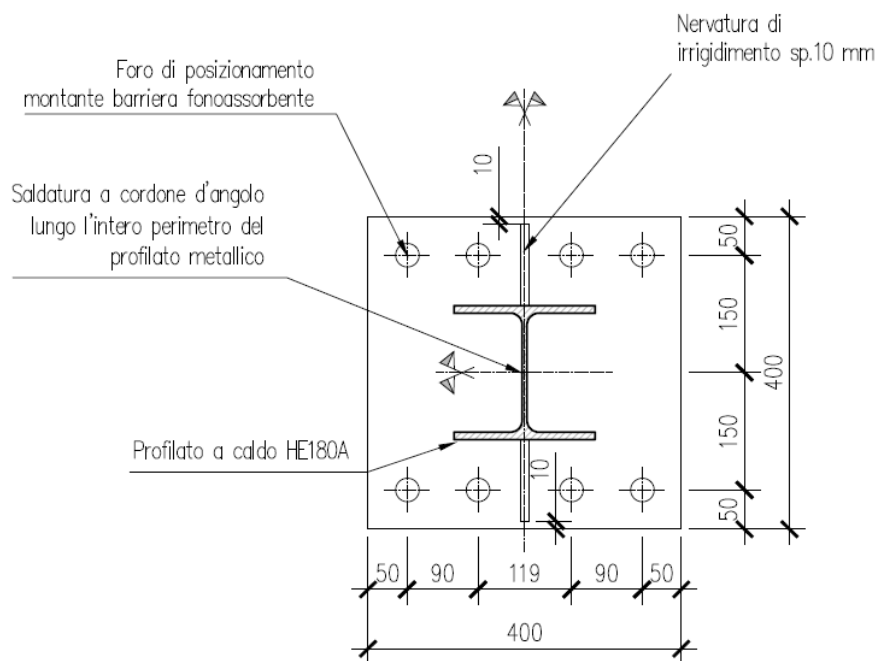
		Famiglia		3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0
	Altezza strutturale del montante	$h_{FOA}$	[m]	3.50	3.50
	Altezza del rilevato	$Z_{base}$	[m]	0.65	0.65
	Profilo del montante	Montante	[-]	HE 180 A	HE 180 A
	Posizione barriera	Posizione	[-]	Bordo	Corrente
	Interasse montanti	Interasse	[m]	3.00	3.00
Verifica sfilamento cilindro cls	Base fondazione (trasversale all'asse stradale)	$B_{fond}$	[mm]	500	500
	Distanza gambo dal bordo libero di cls	$a$	[mm]	100	100
	Lunghezza tirafondo	$L_{tir}$	[mm]	500	500
	Coefficiente	$\alpha$	[-]	0.40	0.40
	Coefficiente parziale per il cls	$\gamma_c$	[-]	1.50	1.50
	Coefficiente	$\eta$	[-]	1.00	1.00
	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione cls	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.00	28.00
		$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.77	2.77
		$f_{ctk,005}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.94	1.94
	Resistenza tangenziale di aderenza caratteristica	$f_{bk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4.36	4.36
	Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	$f_{bd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.90	2.90
	Resistenza di sfilamento	$R_{sfil}$	[kN]	135.15	135.15
		Verifica	[%]	39.68%	39.68%

## 11.4 VERIFICHE DELLA PIASTRA DI BASE CON I FAZZOLETTI DI IRRIGIDIMENTO

### 11.4.1 Verifica a flessione della piastra di base

Lo spessore della piastra e l'eventuale necessità di fazzoletti di irrigidimento dipendono dal comportamento flessionale dovuto agli effetti della pressione di contatto con il calcestruzzo ed agli effetti dei carichi concentrati delle barre.

Il procedimento adottato per verificare lo spessore  $s_{piastra}$  della piastra prevede l'individuazione dell'effettiva sezione resistente della piastra di base, valutata in base all'impronta utile della colonna.



In questo caso, si utilizza il modello parabola-rettangolo in quanto maggiormente cautelativo per la verifica della piastra.

$$N_{ed} = C - T$$

$$T = \frac{(4\phi 20 * 275)}{1,15} = 256,67 \text{ kN}$$

$$C = N_{ed} + T = 9,8 + 256,67 = 400 * x * 0,81 * 16,46$$

Con larghezza piastra  $b=400$  mm.

Da cui la posizione dell'asse neutro:

MANDATARIA

MANDANTE

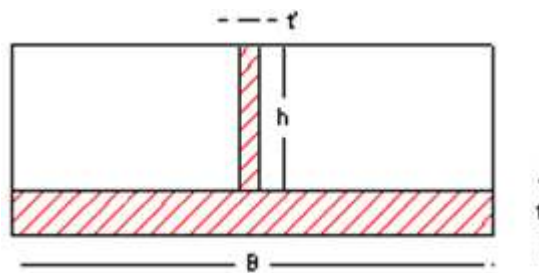


$$x = 49,96 \text{ mm}$$

La risultante del cls (16,46 N/mm<sup>2</sup>) ricade a 0,416 x = 20,78 mm.

$$C = 266,47 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 266,47 \cdot (350 - 20,78) = 87,72 \text{ kN}$$



REGIONI	
Area:	13500.0000
Perimetro:	1160.0000
Casella di delimitazione:	X: -200.0000 -- 200.0000 Y: -25.0000 -- 155.0000
Baricentro:	X: 0.0000 Y: 0.0000
Momenti di inerzia:	X: 14512500.0000 Y: 160012500.0000
Prodotti di inerzia:	XY: 0.0000
Raggi di girazione:	X: 32.7872 Y: 108.8705
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:	I: 14512500.0000 lungo [1.0000 0.0000] J: 160012500.0000 lungo [0.0000 1.0000]

Figura 1 Proprietà della sezione in mm

$$y_g = 25 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 5,80 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{1,05} = 77,48 \text{ kNm} > M_{sd}$$

VERIFICATO

#### 11.4.2 Verifica a taglio sezione con irrigidimenti

Con tale verifica si assume la piastra in compressione incastrata alla base del profilo. La sezione reagente della mensola è indicata nella seguente figura mentre la sollecitazione di

taglio di calcolo è quelle relative alle tensioni di compressione del calcestruzzo, ovvero è pari a  $V_{COMPR}$ .

La resistenza a taglio della sezione è stata calcolata in riferimento al paragrafo 4.2.4.1.2 delle Norme Tecniche 2018 ed è data dalla relazione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

Dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio assunta pari all'area degli irrigidimenti nell'ipotesi che assorbano tutta la sollecitazione di taglio.

A questo punto si è verificato che il taglio agente fosse minore della resistenza a taglio secondo la formula:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

			Famiglia		
			3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0	
	Altezza strutturale del montante	$h_{FOA}$	[m]	3.50	3.50
	Altezza del rilevato	$Z_{base}$	[m]	0.65	0.65
	Profilo del montante	Montante	[-]	HE 180 A	HE 180 A
	Posizione barriera	Posizione	[-]	Bordo	Corrente
	Interasse montanti	Interasse	[m]	3.00	3.00
	Lunghezza dello sbraccio	$L_{sbraccio}$	[m]	-	-
	Inclinazione dello sbraccio rispetto all'orizzontale	$\alpha_{sbraccio}$	[°]	-	-
Verifica a taglio irrigidimenti	Dimensione sbalzo piastra parallela all'anima	$L_{sb}$	[mm]	115	115
	Area resistente a taglio della piastra	$A_{V_{irr}}$	[mm <sup>2</sup> ]	4750.00	4750.00
	Taglio agente	$V_{Ed}$	[kN]	147.43	108.60
	Taglio resistente	$V_{c,Rd}$	[kN]	718.25	718.25
		Verifica	[%]	20.53%	15.12%

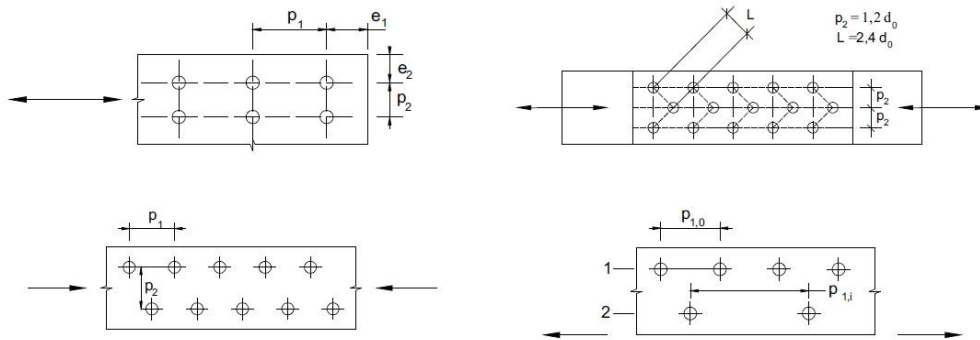
### 11.4.3 Verifica a rifollamento della piastra

Per quanto riguarda la verifica a rifollamento della piastra si è seguito quanto indicato nel paragrafo 4.2.8.1.1 delle Norme Tecniche 2018 calcolando la resistenza di calcolo a rifollamento definita come segue:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

- $d$  è il diametro nominale del gambo del bullone;
- $t$  è lo spessore della piastra collegata;
- $\gamma_{M2}$  è il coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni (pari a 1.25);

- $f_{tk}$  è la resistenza a rottura della piastra collegata;
- $\alpha = \min\{e_1/(3 d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$ ;
- $k = \min\{2.8 e_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$ ;
- $f_{tb}$  è la resistenza a rottura del materiale utilizzato per realizzare il bullone;
- $d_0$  è il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone;
- $e_1$  è la distanza del foro dal lembo esterno della piastra in direzione parallela all'azione del carico;
- $e_2$  è la distanza del foro dal lembo esterno della piastra in direzione ortogonale all'azione del carico.



Si è quindi verificato che l'azione di taglio agente sul bullone  $F_{v,Ed} = V_{bull}$  sia minore della resistenza a rifollamento appena determinata secondo la relazione:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1$$

	Famiglia		3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0
	Altezza strutturale del montante	$h_{FOA}$	[m]	3.50
Altezza del rilevato	$z_{base}$	[m]	0.65	0.65
Profilo del montante	Montante	[-]	HE 180 A	HE 180 A
Posizione barriera	Posizione	[-]	Bordo	Corrente
Interasse montanti	Interasse	[m]	3.00	3.00
Forza di taglio nel tirafondo	$V_{Ed}$	[kN]	3.27	2.81
Diametro tirafondi	$d_{bull}$	[mm]	20	20
Diametro foro	$d_{foro}$	[mm]	21	21
Distanza bullone dal bordo superiore o inferiore	$d_{bull-bordo} (e_1)$	[mm]	50	50
Distanza bullone dal bordo laterale	$d_{bull-bordo} (e_2)$	[mm]	50	50
Tensione di rottura del tirafondo	$f_{tb}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	800	800
Resistenza caratteristica a rottura della piastra	$f_{tk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	430	430
Coefficiente distanza bulloni dal bordo in direzione perpendicolare al carico	$k$	[-]	2.50	2.50
Coefficiente distanza bulloni dal bordo in direzione parallela al carico	$\alpha$	[-]	0.79	0.79

MANDATARIA

MANDANTE

Resistenza di progetto a rifollamento	$F_{b,Rd}$	[kN]	409.52	409.52
	Verifica	[%]	0.80%	0.69%

## 11.5 VERIFICA DELLE SALDATURE

Si riporta di seguito la verifica delle saldature che connettono il profilo del montante alla piastra di ancoraggio di base. Le saldature sono tutte a cordone d'angolo e sono continue sull'intero perimetro. Sono considerate le reali caratteristiche fisico-meccaniche del sistema delle saldature, considerando la riduzione della sezione effettiva a quella di gola pari a  $a = s\sqrt{2}/2$ , con  $s$  spessore del cordone della saldatura.

Le caratteristiche di sollecitazione (SLU) sono quelle determinate alla base del montante.

La verifica della sezione di saldatura più sollecitata, ovvero quella più lontana dal baricentro del sistema, è condotta considerando la sezione di gola ribaltata nel piano di sollecitazione della piastra.

Si verificano le due condizioni seguenti [v. NTC2018 § 4.2.8.2.4. (eq. 4.2.84 - 4.2.85)]:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

Per la determinazione delle tensioni agenti  $n_{\perp}$ ,  $t_{\perp}$  e  $t_{\parallel}$  si considerano sollecitate a taglio solamente quelle con sviluppo parallelo all'anima del montante, mentre si considerano soggette a flessione tutti i cordoni presenti.

	Famiglia		3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0
	Altezza strutturale del montante	$h_{FOA}$	[m]	3.50
Altezza del rilevato	$Z_{base}$	[m]	0.65	0.65
Profilo del montante	Montante	[-]	HE 180 A	HE 180 A
Posizione barriera	Posizione	[-]	Bordo	Corrente
Interasse montanti	Interasse	[m]	3.00	3.00
Dist. dall'irrigidimento dal bordo della piastra	$d_{irr-bordo}$	[mm]	23	23

MANDATARIA

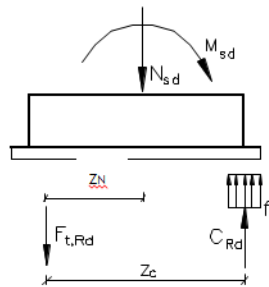
MANDANTE

Raggio del foro del rinforzo	$r_{\text{foro}}$	[mm]	20	20
Base piastra	$b_{\text{piastra}}$	[mm]	400	400
Altezza piastra	$h_{\text{piastra}}$	[mm]	400	400
Base del profilo del montante	$b$	[mm]	180	180
Altezza profilo del montante	$h$	[mm]	171	171
Spessore ali del montante	$t_f$	[mm]	10	10
Spessore anima del montante	$t_w$	[mm]	6	6
Raggio curvatura profilo del montante	$r$	[mm]	15	15
Altezza interna del profilo del montante	$h_{\text{int}}$	[mm]	122	122
Lunghezza dell'ala del profilo del montante	$l_{\text{ala}}$	[mm]	72	72
Lunghezza dei rinforzi paralleli all'anima	$l_{\text{rinf vert}}$	[mm]	72	72
Coefficiente altezza di gola	coefficiente	[-]	0.5	0.5
Altezza di gola della saldatura delle ali e dei rinforzi	$a_{\text{ali}}$	[mm]	4.75	4.75
Altezza di gola della saldatura dell'anima	$a_{\text{anima}}$	[mm]	3.00	3.00
Area a taglio della saldatura	$A_{\text{v saldatura}}$	[mm <sup>2</sup> ]	3468	3468
Momento d'inerzia della saldatura	$J_{\text{el saldatura}}$	[mm <sup>4</sup> ]	7.75E+07	7.75E+07
Modulo di resistenza elastico della saldatura	$W_{\text{el saldatura}}$	[mm <sup>3</sup> ]	4.37E+05	4.37E+05
Momento sollecitante STR alla base	$M_{\text{base}}$	[kNm]	45.82	33.75
Taglio sollecitante STR alla base	$V_{\text{base}}$	[kN]	26.18	22.50
Tensione normale	$n_{\text{perp}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	104.94	77.30
Tensione tangenziale	$t_{\text{par}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	7.55	6.49
Tensione risultante nella saldatura 1	$\sigma_{\text{sald 1}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	105.21	77.57
Coefficiente	$\beta_1$	[-]	0.70	0.70
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	275	275
Tensione limite 1	$\sigma_{\text{lim1}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	192.50	192.50
	Verifica 1	[%]	54.66%	40.30%
Tensione risultante nella saldatura 2	$\sigma_{\text{sald 2}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	112.49	83.79
Coefficiente	$\beta_2$	[-]	0.85	0.85
Tensione limite 2	$\sigma_{\text{lim2}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	233.75	233.75
	Verifica 2	[%]	48.12%	35.85%

## 11.6 VERIFICA DELLA SEZIONE IN C.A. SOTTOSTANTE LA PIASTRA

Definite la componente normale  $N_{Ed}$  e flessionale  $M_{Ed}$  derivanti dalla combinazione dei carichi SLU-STR, si esegue la verifica a presso-flessione della sezione in calcestruzzo.

I valori resistenti dello sforzo normale  $C_{Rd}$  e del momento  $M_{Rd}$  sono determinati considerando il diagramma delle tensioni semplificato “stress-block”.



La resistenza degli inghisaggi  $F_{t,Rd}$  è pari a:

$$F_{t,Rd} = n_{tirafondi\ tesi} \cdot f_{d,N} \cdot A_{res} = n_{tirafondi\ tesi} \frac{0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Per l'equilibrio alla traslazione, la risultante  $C_{Rd}$  delle compressioni deve essere pari a:

$$C_{Rd} = N_{Ed} + F_{t,Rd}$$

Tale risultante è equilibrata dagli sforzi di compressione nel calcestruzzo agenti su un'altezza  $0.8 y$ , dove  $y$  è l'asse neutro, pari a:

$$y = \frac{C_{Rd}}{0.8 \cdot B \cdot f_{cd}}$$

Dall'equilibrio alla rotazione intorno al baricentro della piastra si ricava il momento resistente:

$$M_{Rd} = C_{Rd} \cdot z_{comp} + F_{t,Rd} \cdot z_{tir}$$

Affinché la verifica sia soddisfatta,  $M_{Rd}$  dovrà risultare superiore al momento agente  $M_{Ed}$ , ovvero:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

			Famiglia		3.50_Bordo - Ril_0.65 - int_3.0	3.50_Corrente - Ril_0.65 - int_3.0
Verifica sezione in c.a. sotto piastra	Altezza strutturale del montante	$h_{FOA}$	[m]		3.50	3.50
	Altezza del rilevato	$Z_{base}$	[m]		0.65	0.65
	Profilo del montante	Montante	[-]		HE 180 A	HE 180 A
	Posizione barriera	Posizione	[-]		Bordo	Corrente
	Interasse montanti	Interasse	[m]		3.00	3.00
	Numero di tirafondi tesi	$n_{tirafondi\ tesi}$	[-]		4	4
	Resistenza a trazione di progetto gruppo di tirafondi tesi	$F_{t,Rd}$	[kN]		564.48	564.48
	Sforzo normale alla base del montante	$N_{base}$	[kN]		9.49	9.49
	Risultante compressione	$C_{Rd}$	[kN]		573.97	573.97
	Posizione asse neutro (stress-block)	$y$	[mm]		113.05	113.05
	Distanza tirafondi da baricentro piastra	$Z_n$	[mm]		150.00	150.00
	Braccio tirafondi-risultante compressioni	$Z_c$	[mm]		304.78	304.78
	Momento resistente	$M_{res}$	[kNm]		174.94	174.94
		Verifica	[%]		26.19%	19.29%

## 12 VERIFICHE A FATICA

Per le strutture in oggetto, di geometria relativamente snella e realizzate con profilati saldati e con giunzioni bullonate, l'analisi dei fenomeni indotti dall'azione di forzanti cicliche risulta essere di primaria importanza.

Con particolare riferimento alla natura delle azioni variabili si è reso necessario reperire informazioni statistiche sulla variabilità ed intensità delle azioni attese durante il periodo di vita della struttura, pari a 50 anni.

Per tutte le tipologie di barriere occorrerà effettuare le verifiche a fatica dei montanti e dei pannelli e dei relativi collegamenti (bullonature, saldature e rivettature), considerando le azioni derivanti dalle pressioni aerodinamiche associate al transito dei veicoli, verificando che i  $\Delta\sigma$  siano inferiori al  $\Delta\sigma_D$  di riferimento diviso il coefficiente di sicurezza  $\gamma_m=1.25$ . Analogo discorso per le sollecitazioni di taglio.

Di seguito si riportano le verifiche a fatica dei particolari strutturali per i quali a seconda del particolare è individuata la tensione ammissibile con la quale va confrontata la  $\Delta\sigma$  ottenuta con le pressioni aerodinamiche indotte sulla barriera dal transito veicoli.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia:

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D$$

oppure che

$$\Delta\tau_{\max,d} = \gamma_{Mf} \Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L \quad (C4.2.101)$$

dove  $\Delta\sigma_{\max,d}$  e  $\Delta\tau_{\max,d}$  sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e di tensioni tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per le verifiche a vita illimitata, talvolta denominato spettro frequente, e  $\Delta\sigma_D$  e  $\Delta\tau_D$  i limiti di fatica ad ampiezza costante.

La resistenza a fatica per gli intervalli di variazione della tensione nominale è rappresentata da una serie di curve  $(\log \Delta\sigma R) - (\log N)$  e  $(\log \Delta\tau R) - (\log N)$  (curve S-N di Wohler), che corrispondono a tipiche categorie di particolare costruttivo. Ogni categoria di particolare costruttivo è identificata da un numero che rappresenta, in  $N/mm^2$ , il valore di riferimento  $\Delta\sigma_C$  s  $\Delta\tau_C$  della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli.

Attraverso l'ausilio delle curve S-N di Wohler, si procede alla determinazione del numero di cicli a collasso associato a ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante, sia in termini di tensioni normali, sia in termini di tensioni tangenziali.



Equazioni per tensioni normali :

Curve di resistenza a fatica per intervalli di variazione delle tensioni normali

Legenda

- X Durata, numero di cicli  $N$
- Y Intervallo di variazione della tensione normale  $\Delta\sigma_R$  [N/mm<sup>2</sup>]
- 1 Categoria di particolare costruttivo  $\Delta\sigma_C$
- 2 Limite di fatica ad ampiezza costante  $\Delta\sigma_D$
- 3 Limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit")  $\Delta\sigma_L$

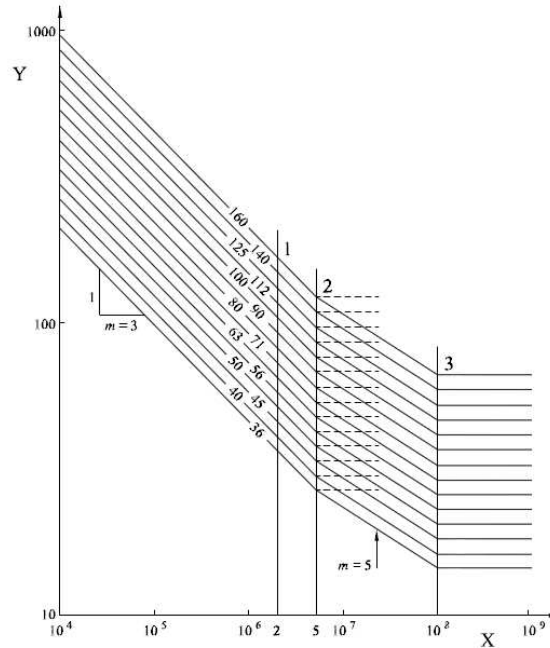


Figura 2 Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{con } m = 3 \text{ per } N \leq 5 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_D^m \cdot 5 \cdot 10^6 \quad \text{con } m = 5 \text{ per } 5 \cdot 10^6 \leq N \leq 10^8$$

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_C = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C$$

$\Delta\sigma_C$  è il limite di fatica per ampiezza costante

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{\frac{1}{5}} \cdot \Delta\sigma_D = 0.549 \cdot \Delta\sigma_D$$

$\Delta\sigma_L$  è il limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit") oltre il quale la variazione di tensione è così bassa da risultare non influente.

Equazioni per tensioni tangenziali:

Curve di resistenza a fatica per intervalli di variazione delle tensioni tangenziali

Legenda

- X Durata, numero di cicli  $N$
- Y Intervallo di variazione della tensione tangenziale  $\Delta\sigma_R$  [N/mm<sup>2</sup>]
- 1 Categoria di particolare costruttivo  $\Delta\tau_C$
- 2 Limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit")  $\Delta\tau_L$

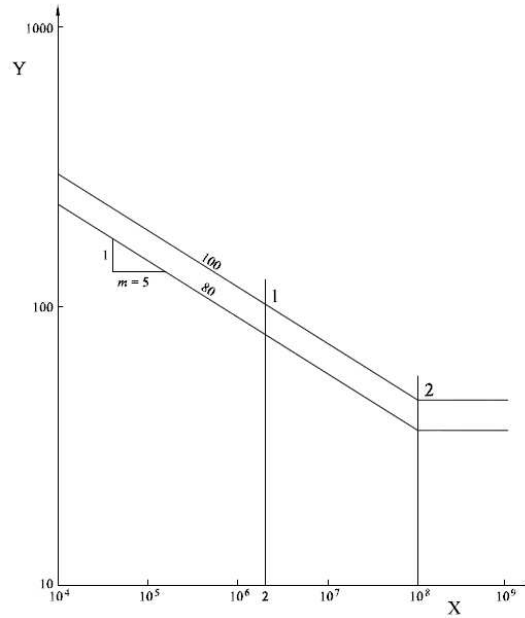


Figura 3 -Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni tangenziali

$$\Delta\tau_R^m N_R = \Delta\tau_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m = 5 \quad \text{per} \quad N \leq 10^8$$

$$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{1/5} \cdot \Delta\tau_C = 0.457 \cdot \Delta\tau_C$$

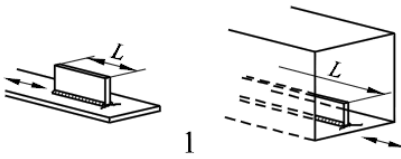
$\Delta\tau_L$  è il limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit")

Vengono di seguito riportati il gruppo di appartenenza e la categoria di riferimento considerati per il profilato saldato alla base.

**- Particolari saldati - Attacchi vari**

Categoria  $\Delta\sigma_C = 56$  N/mm<sup>2</sup> – Estremità di Irrigidenti longitudinali (L>100mm)

Categoria  $\Delta\sigma_C = 63$  N/mm<sup>2</sup> – Estremità di Irrigidenti longitudinali (80<L<100mm)

Categoria di particolare	Particolare costruttivo		Descrizione	Requisiti
80	$L \leq 50$ mm		<u>Elementi collegati longitudinali:</u> 1) La categoria del particolare varia in funzione della lunghezza dell'elemento collegato L.	Lo spessore dell'elemento collegato deve essere minore della sua altezza. Altrimenti vedere prospetto 8.5, particolari 5 o 6.
71	$50 < L \leq 80$ mm			
63	$80 < L \leq 100$ mm			
56	$L > 100$ mm			

### - Particolari saldati – Giunti a croce

Categoria  $\Delta\sigma_c = 56$  N/mm<sup>2</sup> - Giunti a croce a cordoni d'angolo con gola abbastanza grande per rompersi fuori la saldatura ( $l > 120$  e  $t \leq 20$ )

prospetto 8.5 Collegamenti saldati soggetti a carichi

Categoria di particolare	Particolare costruttivo		Descrizione	Requisiti
80	$l < 50$ mm	tutti i valori di $t$ [mm]	<u>Collegamenti a croce e a T:</u> 1) Collasso al piede della saldatura in giunzioni saldate di testa a completa penetrazione ed in tutti i collegamenti a parziale penetrazione.	1) Ispezione trovata esente da discontinuità e disallineamenti al di fuori delle tolleranze della EN 1090. 2) Per valutare $\Delta\sigma$ , utilizzare la tensione nominale modificata. 3) Nei collegamenti a parziale penetrazione sono richieste due verifiche a fatica. In accordo alla prima verifica, la cricca alla radice è verificata considerando le tensioni definite nel punto 5, utilizzando la categoria 36* per $\Delta\sigma_w$ e la categoria 80 per $\Delta\tau_w$ . In accordo alla seconda verifica, la cricca al piede della saldatura è verificata determinando $\Delta\sigma$ nelle lamiere caricate.
71	$50 < l \leq 80$	tutti i valori di $t$		
63	$80 < l \leq 100$	tutti i valori di $t$		
56	$100 < l \leq 120$	tutti i valori di $t$		
56	$l > 120$	$t \leq 20$		
50	$120 < l \leq 200$ $l > 200$	$t > 20$ $20 < t \leq 30$		
45	$200 < l \leq 300$ $l > 300$	$t > 30$ $30 < t \leq 50$		
40	$l > 300$	$t > 50$		

### - Particolari strutturali sollecitati a taglio

Categoria  $\Delta\tau_c = 80$  N/mm<sup>2</sup> - Giunti a T saldate. Sezione di rottura: sezione longitudinale di gola dei cordoni di saldatura oppure sezione longitudinale dell'anima

### - Collegamenti bullonati

Viene di seguito riportato il gruppo di appartenenza e la categoria di riferimento considerati per l'unione bullonata. Non considerando il serraggio dei tirafondi si effettua la verifica a fatica degli stessi considerando quanto riportato nell'Eurocodice 3 per le unioni bullonate.

Categoria  $\Delta\tau_c=100$  N/mm<sup>2</sup> – Bulloni sollecitati a taglio

Il valore di  $\Delta\tau_c$  su riportato corrisponde ad un numero di cicli pari a  $2 \cdot 10^6$ . Per individuare il  $\Delta t_d$ , si individua il valore della tensione corrispondente al punto angoloso n<sub>D</sub> in corrispondenza del numero di cicli  $5 \cdot 10^6$ .

Verifica sezione all'attacco piastra di base-montante e dell'unione bullonata

Verifica a fatica attacco montante-piastra	q1k	[kN/m <sup>2</sup> ]	0.8
	hFOA	-	3.50
	$\Delta N_{Sd}$	[Nmm]	1.72E+05
	$\Delta V_{Sd}$	[N]	1.68E+04
	$A_{saldature}$	[mm <sup>3</sup> ]	6.00E+03
	$\Delta\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	29
	$\Delta\tau$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.80
	$\Delta\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	56
	$\Delta\sigma_D$	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>33.02</b>
	Verifica	[%]	87%
	$\Delta\tau_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	80
	$\Delta\tau_L$	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>29.25</b>
Verifica	[%]	10%	
Verifica a fatica tirafondi	$\Delta V_{Sd}$	[N]	1.68E+04
	$A_{res}$	[mm <sup>2</sup> ]	245
	$\Delta t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	8.57
	$\Delta\tau_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	100
	$\Delta\tau_L$	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>36.56</b>
	Verifica	[%]	23%

Verifica dei pannelli

Per quanto concerne la verifica di resistenza e fatica dei pannelli fonoassorbenti, quest'ultima non è riportata nella presente relazione strutturale; tale verifica, infatti, sarà a carico dell'appaltatore.

### 13 VERIFICHE COMPORTAMENTO AL FUOCO

La struttura portante della barriera antirumore deve avere una resistenza al fuoco di **classe R30**.

In base allo scenario di treno prescelto, associato ad incendio di treno passeggeri fermo lungo la linea ferroviaria, la curva d'incendio di progetto, rappresentativa della sollecitazione termica associata a tale scenario è definita dalla curva temperatura tempo di cui al punto 5.2 della norma UNI EN 1363-2:2001.

La funzione che esprime l'andamento della temperatura media da imporre in funzione del tempo risulta:

$$T = 660 [1 - 0,687 e^{-0,32t} - 0,313 e^{-3,8t}] + 20$$

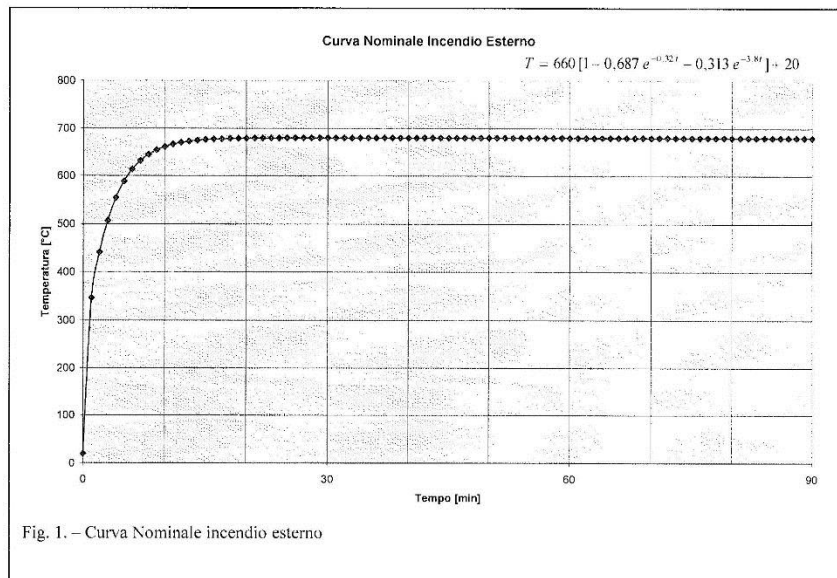


Figura 4-Curva Nominale incendio esterno

La resistenza al fuoco deve essere garantita nelle condizioni di carico della struttura con le azioni permanenti e con le azioni variabili che agiscono contemporaneamente all'incendio. Le azioni variabili devono essere prese in conto con i propri coefficienti parziali relativi allo stato limite di esercizio con combinazione **quasi permanente**.

La pressione aerodinamica dovrà essere considerata con coefficiente di combinazione pari ad 1.

Per un interasse di 3.00m tra montante e montante si avranno i seguenti carichi ripartiti agenti su ogni elemento strutturale:

$$p_{\text{incendio}} = 0.806 \times 3.00 = 2.40 \text{ kN/m.}$$

Data tale azione, il momento sollecitante alla base del montante risulta:

$$M_{\text{sol}} = q \times H^2 / 2 = 14.70 \text{ kNm}$$

Dati:

$\gamma_{fi,m} = 1,00$  fattore parziale di sicurezza per le proprietà meccaniche dell'acciaio

$W_{el}$  modulo resistente elastico alla base del montante

$K_{y,\sigma} = f_{y,\sigma} / f_y$  coefficiente di riduzione della tensione di snervamento dell'acciaio

$f_{y,\sigma}$  tensione di snervamento alle alte temperature

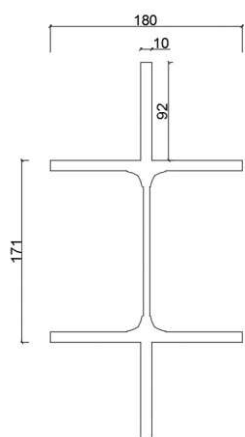
$f_y$  tensione di snervamento a 20°

Pertanto, la capacità resistente di progetto al tempo  $t=30$  min in condizioni di incendio, risulta, in favore di sicurezza, pari a:

$$M_{\text{res}} = K_{y,\sigma} \times f_y \times W_{el}$$

Dove il coefficiente di riduzione della tensione di snervamento dell'acciaio da carpenteria in condizioni di incendio è definita dalla seguente tabella:

T [°C]	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
$f_{y,T} / f_y$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,78	0,47	0,23	0,11	0,06	0,04	0,02	0,00



Area:	6365.1417
Perimetro:	1392.2478
Casella di delimitazione:	X: -90.0000 -- 90.0000 Y: -177.5000 -- 177.5000
Baricentro:	X: 0.0000 Y: 0.0000
Momenti di inerzia:	X: 58218421.6419 Y: 9261386.4469
Prodotti di inerzia:	XY: 0.0000
Raggi di girazione:	X: 95.6371 Y: 38.1447
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:	I: 58218421.6419 lungo [1.0000 0.0000] J: 9261386.4469 lungo [0.0000 1.0000]

Figura 5 Caratteristiche inerziali sezione alla base in mm

Verifica al fuoco					
$M_{Ed}$	$W_y$	$f_{yk}$	$K_{y,\sigma}$	$M_{Rd}$	Verifica
[kNm]	[mm <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[kNm]	[%]
14.70	3.28E+05	275	0.23	20.75	70.86%

## 14 CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE: CORDOLO SU PALI

### 14.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Secondo le “Nuove Norme Tecniche Sulle Costruzioni – DM 17 Gennaio 2018”, le verifiche di capacità portante dei pali, per quanto riguarda la combinazione sismica e statica, vengono svolte con il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II. della NTC-2018, di seguito riportata:

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

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

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

Pertanto si ha:

$$A_{cd} \leq R_{cd}$$

dove:

$A_{cd}$  carico assiale di compressione di progetto allo stato limite ultimo statico

$R_{cd}$  capacità portante di progetto allo stato limite ultimo definita riducendo il valore caratteristico  $R_{c,k}$  con coefficienti che valgono 1.35 per la resistenza alla punta e 1.15 e per quella laterale.

$R_{c,k}$  valore caratteristico della capacità portante.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo è stata dedotta da metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV della NTC-2018, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

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

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

### 14.1.1 Capacità portante per carichi assiali di pali di medio e grande diametro

La portata limite ( $Q_{LIM}$ ) di un palo trivellato viene calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot q_{s,i}$$

dove:

$Q_{B,LIM}$  = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$  = portata limite laterale;

$q_b$  = portata unitaria di base;

$A_B$  = area di base;

$D_i$  = diametro del concio imo di palo;

$\Delta H_i$  = altezza del concio imo di palo;

$\tau_{LIM,i}$  = attrito laterale unitario limite del concio imo di palo.

Per pali a sezione circolare, l'espressione di  $q_b$  cui si perviene è la seguente

$$q_b = N_c c + N_q q_L$$

dove  $c$  è la coesione e  $q_L$  il particolare valore della pressione sul piano orizzontale passante per la punta del palo; in pratica si assume  $q_L = \gamma L$  con  $L$  lunghezza del palo;  $N_c$  e  $N_q$  sono fattori adimensionali, funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto  $L/D$ . Tra  $N_c$  e  $N_q$  esiste la relazione

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \varphi$$

con  $\varphi$  angolo d'attrito del terreno.



La resistenza laterale  $q_s$  alla generica profondità  $z$  viene valutata con l'espressione

$$q_s = q_a + \mu \cdot k \cdot \sigma_v$$

dove  $q_a$  è un termine di adesione indipendente dalla tensione normale,  $\mu = \operatorname{tg} \delta$  è un coefficiente d'attrito terreno-palo,  $k$  è un coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra la tensione normale che agisce alla profondità  $z$  sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale  $\sigma_v$  alla stessa profondità.

Nella pratica progettuale il calcolo del carico limite viene condotto in maniera diversa per terreni incoerenti e per terreni coesivi saturi.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale, basati sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale, basati sui risultati di prove penetrometriche standard SPT o sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

#### 14.1.1.1 Portata unitaria di base

##### Terreni coesivi

In argille e limi saturi, in condizioni non drenate, il carico limite viene usualmente calcolato in termini di tensioni totali.

Per  $N_c$  è comunemente adottato il valore 9; per  $\varphi_u=0$   $N_q=1$ .

La resistenza alla punta vale quindi

$$q_b = 9 \cdot c_u + \gamma \cdot L$$

##### Terreni granulari

Per la valutazione della resistenza alla punta  $Q_b$  di pali di medio diametro si fa riferimento allo schema di mezzo omogeneo ed isotropo e a meccanismi di rottura del terreno molto diversi tra loro. A seconda del meccanismo di rottura assunto, i valori di  $N_q$  per un dato valore dell'angolo d'attrito variano in un intervallo molto ampio. Per pali infissi di medio diametro, specie in terreni mediamente addensati ( $\varphi' \leq 35^\circ$ ) è prevalso l'uso dei valori di  $N_q$  forniti dalla teoria di Berezantzev (1961).

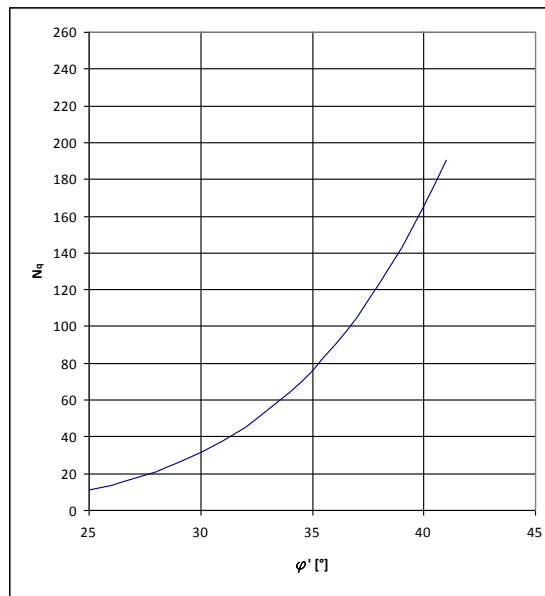


Figura 6- Valori di  $N_q$  secondo Berezantzev (1961)

#### 14.1.1.2 Attrito laterale

##### Terreni coesivi

La resistenza laterale si calcola supponendo nullo il coefficiente d'attrito palo-terreno; si ottiene così l'espressione

$$q_s = q_a$$

L'adesione può essere valutata mediante i coefficienti riportati in tabella, in funzione della coesione non drenata  $c_u$ .

MATERIALE		Cu (kPa)	qa (kPa)	qa max (kPa)
PALI INFISSI	CLS	$\leq 25$	cu	120
		25÷50	0.85 cu	
		50÷75	0.65 cu	
		$\geq 75$	0.50 cu	
	ACCIAIO	$\leq 25$	cu	100
		25÷50	0.80 cu	
		50÷75	0.65 cu	

MANDATARIA

MANDANTE

		$\geq 75$	0.50 cu	
TRIVELLATI	CLS	$\leq 25$	0.90 cu	100
		25÷50	0.80 cu	
		50÷75	0.60 cu	
		$\geq 75$	0.40 cu	

Tabella 2- Valori indicativi dell'adesione  $q_a$  per pali in terreni coesivi

### Terreni granulari

Per il calcolo della resistenza laterale  $q_s$  si assume  $q_a = 0$ .

I valori di  $k$  variano in un campo molto ampio in funzione del tipo di terreno, del tipo di palo e delle modalità esecutive.

In linea orientativa si è fatto riferimento ai valori empirici di  $k$  e  $\mu$  riportati in tabella:

TIPO DI PALO		Valori di $k$	Valori di $m$
BATTUTO	Acciaio	0.5÷1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1÷2	tg (3/4 $\phi'$ )
	Calcestruzzo gettato in opera	1÷3	tg $\phi$
TRIVELLATO		0.4÷0.7 *	tg $\phi'$

Tabella 3- Valori indicativi di  $k$  e  $\mu$  per terreni incoerenti

\* Decrescente con la profondità

### 14.1.2 Capacità portante per carichi trasversali

Le analisi svolte per valutare le interazioni fra il palo sollecitato da azioni laterali ed il terreno è stata utilizzata la teoria sviluppata da Broms (1964), che si basa sulle seguenti ipotesi:

- palo immerso in un terreno omogeneo
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido perfettamente plastico;

- forma della sezione trasversale del palo influente, è importante solo da dimensione  $d$  della sezione del palo.

comportamento flessione del palo di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè assume che le rotazioni elastiche del palo siano trascurabili finché il momento flettente non attinga il valore  $M_y$  di plasticizzazione. A questo punto si forma nella sezione una “cerniera plastica”, perciò la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

Si è considerata la testa del palo impedita di ruotare.

Nel caso di rottura non drenata, la resistenza viene espressa in termini di tensioni totali.

Il diagramma di distribuzione della resistenza lungo il fusto del palo è illustrato in figura (“terreni coesivi”).

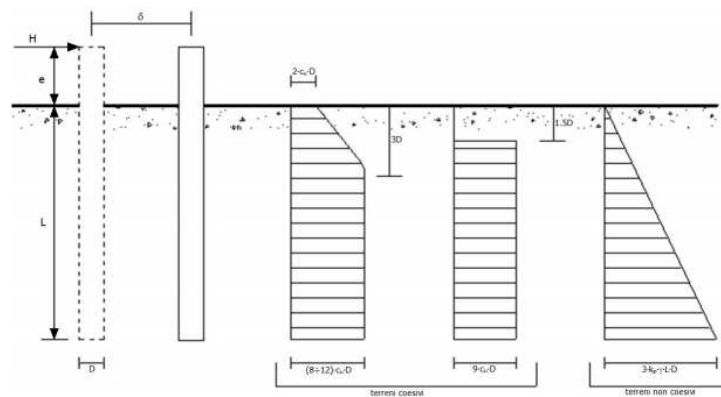


Figura 7- Diagramma di distribuzione della resistenza trasversale  $p$ .

I possibili meccanismi di rottura sono presentati in figura e possono essere indicati come rottura a palo “corto” (non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  in nessuna sezione del palo), “intermedio” (si raggiunge  $M_y$  all’attacco palo-fondazione) e “lungo” ( $M_y$  raggiunto anche in una sezione lungo il fusto).

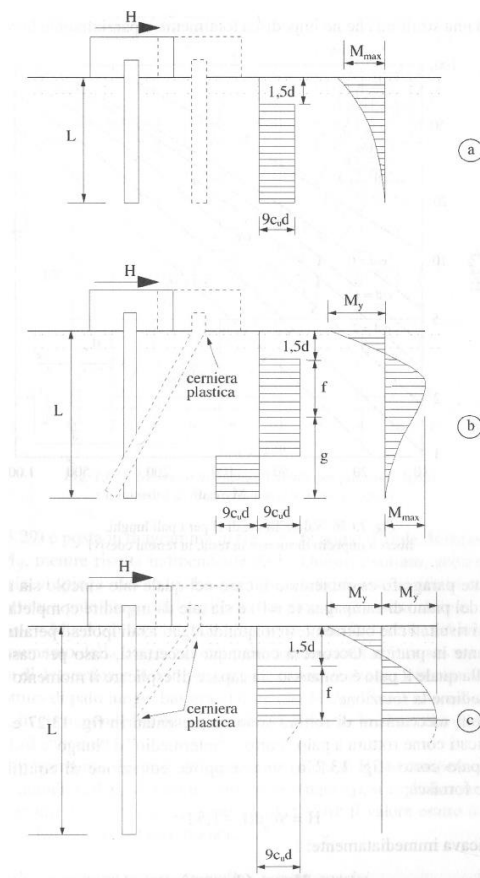


Figura 8– Rottura non drenata: possibili meccanismi di rottura.

Le equazioni risolventi per il carico limite nei tre casi vengono di seguito riportate.

palo “corto” 
$$\frac{H}{c_u d^2} = 9\left(\frac{L}{d} - 1.5\right) ;$$

palo “intermedio” 
$$\frac{H}{c_u d^2} = -9\left(\frac{L}{d} + 1.5\right) + 9\sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5} ;$$

palo “lungo” 
$$\frac{H}{c_u d^2} = -13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}} .$$

Nel caso di rottura drenata, la resistenza viene espressa in termini di tensioni efficaci.

Il diagramma di distribuzione della resistenza lungo il fusto del palo è illustrato ancora in Figura V (“terreni incoerenti”).

I possibili meccanismi di rottura sono presentati nella figura seguente (palo “corto”, “intermedio” e “lungo”).

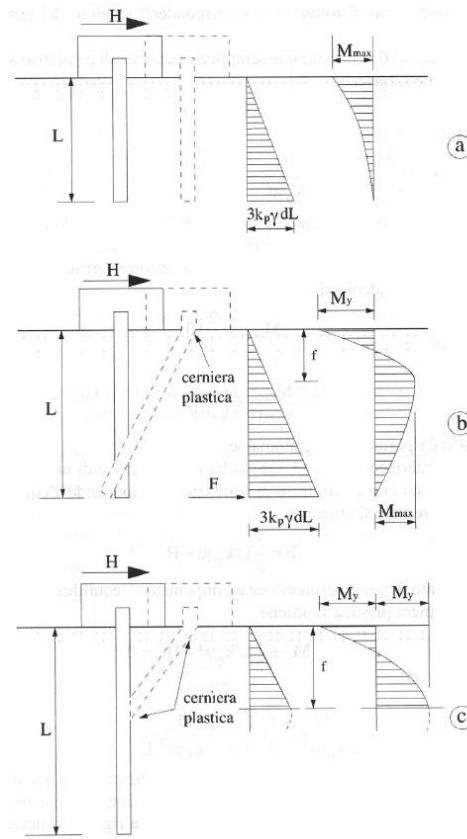


Figura 9– Rottura drenata: possibili meccanismi di rottura.

Le equazioni risolventi per il carico limite drenato nei tre casi vengono di seguito riportate.

palo “corto” 
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = 1.5 \left( \frac{L}{d} \right)^2 ;$$

palo “intermedio” 
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \frac{d}{L} ;$$

palo “lungo” 
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4})^2}$$

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo è stata dedotta da metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV della NTC-2018, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine come nel caso del calcolo delle resistenze per pali soggetti a carichi assiali. Per la determinazione del valore di progetto  $R_{tr,d}$  della resistenza di pali a carichi trasversali si applicano i coefficienti parziali  $\gamma_T$  riportati nella Tab. 6.4. VI della NTC-2018.

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

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

### 14.1.3 Calcolo dei cedimenti

Il cedimento del singolo palo è valutato come:

$$\delta = \beta F_{ck} / EL$$

in cui

$\beta$  è un coefficiente di influenza adimensionale funzione di  $L/D$  e del modello di sottosuolo adottato

$F_{ck}$  è il carico caratteristico agente

$E$  è il modulo elastico del terreno

$L$  è la lunghezza del palo

Nel caso di pali realizzati in terreni stratificati, la lunghezza  $L_u$  è quella del tratto di palo ammorsato negli strati inferiori più rigidi. Il modulo elastico  $E$  è quello dello strato di terreno in cui è ammorsato il palo.

Per definire  $\beta$  si fa riferimento all'espressione proposta da Poulos e Davis (1981):

$$\beta = 0,5 + \log(L_u/D)$$

## 14.2 VERIFICHE STRUTTURALI

### 14.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di resistenza agli SLU del palo e del cordolo di collegamento vengono effettuate per lo stato di sollecitazione di flessione semplice e per taglio.

Si considerano le caratteristiche geometriche della sezione e i legami costitutivi dei materiali. I legami costitutivi impiegati per le verifiche allo stato limite ultimo sono il legame parabola-rettangolo adottato per il calcestruzzo ed il legame elasto-plastico perfetto assunto per l'acciaio.

#### 14.2.1.1 Verifica a Flessione

Per la valutazione della resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale delle sezioni di elementi longitudinali, si adottano le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità in termini di resistenza, con la corrispondente domanda, secondo la relazione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

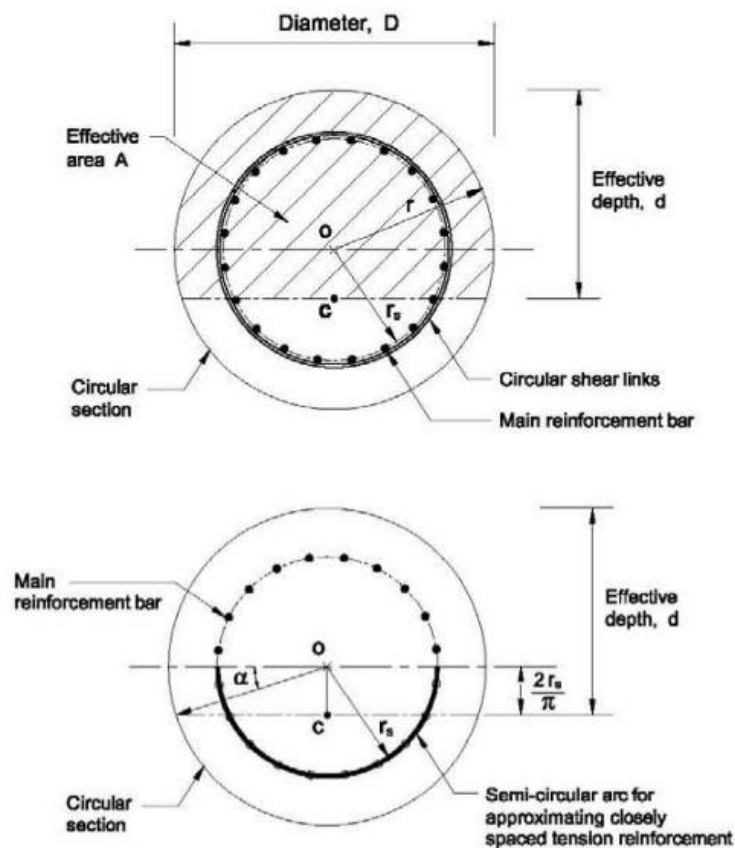
#### 14.2.1.2 Verifica a Taglio

La resistenza a taglio di elementi in calcestruzzo ad armatura lenta di sezione circolare è determinata con le espressioni previste al § 4.1.2.1.3 delle NTC08, riconducendosi ad una **sezione rettangolare equivalente** mediante uno dei seguenti metodi:

- **Clarke & Birjandi** (1993) → vd. § 7.9.5.2.2 delle NTC08, formula (7.9.11);
- quadrato inscritto.



r	Raggio della sezione circolare.
r <sub>s</sub>	Raggio della parte confinata dall'armatura trasversale. $r_s = r - \text{copr.}$
sin α	$\sin \alpha = (2 r_s) / (\pi r)$ .
α	$\alpha = \arcsin (\sin \alpha)$ .
Atot	Area totale della sezione circolare. $A = \pi r^2$ .
A	Area della sezione rettangolare equivalente. $A = r^2 (\pi/2 + \alpha + \sin \alpha \cos \alpha)$ .
b	Larghezza equivalente. $b = A/d$ .
h	Altezza equivalente. [*] $h = A_{tot}/b$
d	Altezza utile equivalente. $d = r (1 + \sin \alpha)$ .



Il Taglio resistente senza armatura a taglio si valuta con la seguente formula:

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

Dove:

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

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$\rho_l = A_{sl}/b_w \cdot d \leq 0,02$ , è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd}$ , è la tensione media di compressione nella sezione;

$b_w$ , è la larghezza minima della sezione;

$d$ , è l'altezza utile della sezione.

Qualora la sezione non fosse verificata senza armatura a taglio, dovrà essere prevista una specifica armatura a taglio, valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a “taglio trazione” si calcola con:

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a “taglio compressione” si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + cotg\vartheta) / (1 + cotg^2\vartheta)$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

### 14.2.1.3 Verifica a Torsione

Secondo il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 [NT2008] per la verifica di resistenza (SLU) si deve prevedere che :

$$M_{t-Rd} \geq M_{t-Ed}$$

In cui  $M_{t-Ed}$  è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (4.1.27)$$

dove  $t$  è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene  $t = A_c/u$  dove  $A_c$  è l'area della sezione ed  $u$  è il suo perimetro;  $t$  deve essere assunta comunque  $\geq 2$  volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore  $t$  del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta \quad (4.1.28)$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta \quad (4.1.29)$$

dove si è posto

$A$  area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

$A_s$  area delle staffe;

$u_m$  perimetro medio del nucleo resistente

$s$  passo delle staffe;

$\sum A_l$  area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione  $\theta$  delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti

$$0,4 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \quad (4.1.30)$$

La resistenza alla torsione del cordolo è la minore delle tre sopra definite :

$$M_{t-Rd} = \min(M_{t-Rcd}, M_{t-Rsd}, M_{t-Rld})$$

## 14.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Dovrà essere verificato quanto segue:

### 4.1.2.2.4.1 Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad (4.1.37)$$

dove  $f_{ctm}$  è definito nel § 11.2.10.2;

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

**Tabella 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

**Tabella 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	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

#### 4.1.2.2.5 Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

##### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

##### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

La verifica in campo elastico (considerando la combinazione di carico rara) si esegue con riferimento al seguente criterio:

## 15 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLE FONDAZIONI

La determinazione delle sollecitazioni lungo il palo è stata effettuata mediante il software di calcolo Sap2000, considerando il palo immerso nel terreno e soggetto all'azione dei carichi orizzontali e verticali derivanti dalla struttura in elevazione. Il terreno è stato schematizzato mediante una distribuzione di molle di diversa rigidità a seconda del tipo di terreno che il palo attraversa. Una volta note le sollecitazioni agenti è stata effettuata una verifica a pressoflessione della sezione circolare del palo in c.a. mediante l'utilizzo del software di calcolo RC-SEC.

### 15.1 CALCOLO DEL MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO

Nel caso di terreni reali, la relazione tra la pressione sul terreno e lo spostamento indotto non è lineare, e la prima attinge un valore limite allorchè lo spostamento è sufficientemente elevato. Matlock & Reese (1956) sostengono l'adozione di un modulo crescente con la profondità, tenendo conto del cedimento e della non linearità del terreno. Per terreni granulari i moduli di reazione orizzontale iniziali ( $E_{si}$ ) sono stati valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z \quad [\text{kPa}]$$

essendo:

$k_{hi}$  = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale

$z$  = profondità dal piano campagna originario.

La determinazione più corretta del coefficiente di reazione orizzontale del terreno  $k_{hi}$  (kg/ml) può essere eseguita soltanto con prove di carico laterale a scala naturale o prove di carico su piastra.

Nel nostro caso, è possibile determinare tale parametro mediante correlazione empirica con le altre proprietà del terreno in esame.

In particolare per i terreni incoerenti, Terzaghi, nell'ipotesi che il modulo di elasticità dipenda dalla pressione litostatica e dalla densità della terra, suggerisce:

$$k_h = \frac{A\gamma}{1.35}$$

dove:

A = fattore adimensionale che dipende dallo stato di addensamento del terreno

$\gamma$  = peso dell'unità di volume di terreno di rilevato

Risultati analoghi si possono ottenere tramite la teoria di Vesic, esprimendo il modulo di sottofondo  $k_h$  in funzione dei parametri elastici della massa  $E_t$  e  $\nu_t$  con la relazione seguente:

$$k_h = \left( \frac{E_t}{D_p} \right) \times 12 \sqrt{\frac{E_t \times D^4}{E_p J_p}} \times \left( \frac{0.65}{1 - \nu_t^2} \right) \left[ \frac{kN}{m^3} \right]$$

Nel caso di pali di fondazione posizionati in cresta ad una scarpata naturale o artificiale, i moduli di reazione orizzontali saranno ridotti di una quantità pari al rapporto tra il coefficiente di spinta passiva del terreno calcolato per un piano di campagna con inclinazione pari alla pendenza della scarpata e lo stesso parametro calcolato per un piano di campagna orizzontale.

In particolare, noto il coefficiente di spinta passiva nel caso di piano campagna orizzontale dalla formula:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)}$$

e calcolando il coefficiente di spinta passiva nel caso di piano campagna con inclinazione  $\omega$  nel modo seguente:

$$K_{p-w} = \frac{\cos(\omega) + \sqrt{\cos(\omega)^2 - \cos(\varphi)^2}}{\cos(\omega) - \sqrt{\cos(\omega)^2 - \cos(\varphi)^2}}$$

si ricava il coefficiente di riduzione delle molle orizzontali per la presenza della scarpata dal rapporto dei due coefficienti di spinta passiva appena descritti:

$$\eta = \frac{K_{p-w}}{K_p}$$

Tale coefficiente di riduzione viene applicato fino ad una quota di 5 m dal piano di posa della fondazione. Per profondità superiori l'inclinazione della scarpata viene considerata ininfluente ai fini del calcolo della rigidezza delle molle orizzontali del terreno.

A questo punto, nel caso di comportamento granulare del terreno, il valore della rigidezza  $K_{orizz}$  della molla orizzontale alla generica profondità  $z$  risulterà pari a

$$K_{orizz}(z) = \eta \cdot E(z) \cdot d = \eta \cdot k_{hi} \cdot z \cdot d \quad \left[ \frac{kN}{m} \right]$$

dove  $d$  è il diametro del palo o del micropalo di fondazione.

Nel caso di comportamento coesivo dei terreni, il modulo elastico del terreno è stato assunto costante con la profondità ed è stato calcolato, secondo la teoria di Skempton, con la seguente formula:

$$E_{\text{coesivo}} = (80-320) \cdot c_u \text{ [ kPa ]}$$

dove  $c_u$  rappresenta la coesione non drenata minima del terreno considerato. In questo caso il valore della rigidità della molla è costante con la profondità ed è soggetto anch'esso alla riduzione dovuta all'eventuale inclinazione della scarpata.

Si riporta di seguito la valutazione delle molle orizzontali per entrambi i tratti interessati da diverse stratigrafie:

BA01													
Profondità base concio		Terreno	Comportamento	Peso specifico medio	Tensioni verticali totali da testa palo	Sovrappressioni interstiziali da testa palo	Tensioni verticali efficaci da testa palo	Modulo di reazione orizzontale medio	Fattore di rigidità	Coefficiente riduttivo per l'inclinazione della scarpata	Modulo elastico terreno	Rigidità za molle	Coefficiente di sottofondo
Da testa palo	Da p c								Granulare				
$z_{\text{palo}}$ [m]	$z_{\text{ril}}$ [m]	-	-	$\gamma_{\text{medio}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_h$ medio [kN/m <sup>3</sup> ]	T [m]	$\eta$ [-]	$E_{\text{gran}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	k [kN/m]	K [kN/m <sup>3</sup> ]
0.50	1.80	A	Granulare	19.5	9.75	0.00	9.75	18,000	1.63	1.000	32,400	19,440	5832
1.00	2.30	A	Granulare	19.5	19.50	0.00	19.50	18,000	1.63	1.000	41,400	24,840	7452
1.50	2.80	A	Granulare	19.5	29.25	0.00	29.25	18,000	1.63	1.000	50,400	30,240	9072
2.00	3.30	A	Granulare	19.5	39.00	0.00	39.00	18,000	1.63	1.000	59,400	35,640	10692
2.50	3.80	A	Granulare	19.5	48.75	0.00	48.75	18,000	1.63	1.000	68,400	41,040	12312
3.00	4.30	A	Granulare	19.5	58.50	0.00	58.50	18,000	1.63	1.000	77,400	46,440	13932
3.50	4.80	A	Granulare	19.5	68.25	0.00	68.25	18,000	1.63	1.000	86,400	51,840	15552
4.00	5.30	A	Granulare	19.5	78.00	0.00	78.00	18,000	1.63	1.000	95,400	57,240	17172
4.50	5.80	A	Granulare	19.5	87.75	0.00	87.75	18,000	1.63	1.000	104,400	62,640	18792
5.00	6.30	A	Granulare	19.5	97.50	0.00	97.50	18,000	1.63	1.000	113,400	68,040	20412
5.50	6.80	A	Granulare	19.5	107.25	0.00	107.25	18,000	1.63	1.000	122,400	73,440	22032
6.00	7.30	A	Granulare	19.5	117.00	0.00	117.00	18,000	1.63	1.000	131,400	78,840	23652
6.50	7.80	A	Granulare	19.5	126.75	0.00	126.75	18,000	1.63	1.000	140,400	140,40	42120
7.00	8.30	A	Granulare	19.5	136.50	0.00	136.50	18,000	1.63	1.000	149,400	149,40	44820

BA03													
Profondità base concio		Terreno	Comportamento	Peso specifico medio	Tensioni verticali totali da testa palo	Sovrappressioni interstiziali da testa palo	Tensioni verticali efficaci da testa palo	Modulo di reazione orizzontale medio	Fattore di rigidità	Coefficiente riduttivo per l'inclinazione della scarpata	Modulo elastico terreno	Rigidità za molle	Coefficiente di sottofondo
Da testa palo	Da p c								Granulare				
$z_{\text{palo}}$ [m]	$z_{\text{ril}}$ [m]	-	-	$\gamma_{\text{medio}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_h$ medio [kN/m <sup>3</sup> ]	T [m]	$\eta$ [-]	$E_{\text{gran}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	k [kN/m]	K [kN/m <sup>3</sup> ]
0.50	1.80	D	Granulare	19.5	9.75	0.00	9.75	30,000	1.47	1.000	54,000	32,400	9720
1.00	2.30	D	Granulare	19.5	19.50	0.00	19.50	30,000	1.47	1.000	69,000	41,400	12420
1.50	2.80	D	Granulare	19.5	29.25	0.00	29.25	30,000	1.47	1.000	84,000	50,400	15120
2.00	3.30	D	Granulare	19.5	39.00	0.00	39.00	30,000	1.47	1.000	99,000	59,400	17820
2.50	3.80	D	Granulare	19.5	48.75	0.00	48.75	30,000	1.47	1.000	114,000	68,400	20520
3.00	4.30	D	Granulare	19.5	58.50	0.00	58.50	30,000	1.47	1.000	129,000	77,400	23220
3.50	4.80	D	Granulare	19.5	68.25	0.00	68.25	30,000	1.47	1.000	144,000	86,400	25920



4.00	5.30	D	Granulare	19.5	78.00	0.00	78.00	30,000	1.47	1.000	159,000	95,400	28620
4.50	5.80	D	Granulare	19.5	87.75	0.00	87.75	30,000	1.47	1.000	174,000	104,40	31320
5.00	6.30	D	Granulare	19.5	97.50	0.00	97.50	30,000	1.47	1.000	189,000	113,40	34020
5.50	6.80	D	Granulare	19.5	107.25	0.00	107.25	30,000	1.47	1.000	204,000	122,40	36720
6.00	7.30	D	Granulare	19.5	117.00	0.00	117.00	30,000	1.47	1.000	219,000	131,40	39420
6.50	7.80	D	Granulare	19.5	126.75	0.00	126.75	30,000	1.47	1.000	234,000	140,40	42120
7.00	8.30	D	Granulare	19.5	136.50	0.00	136.50	30,000	1.47	1.000	249,000	149,40	44820

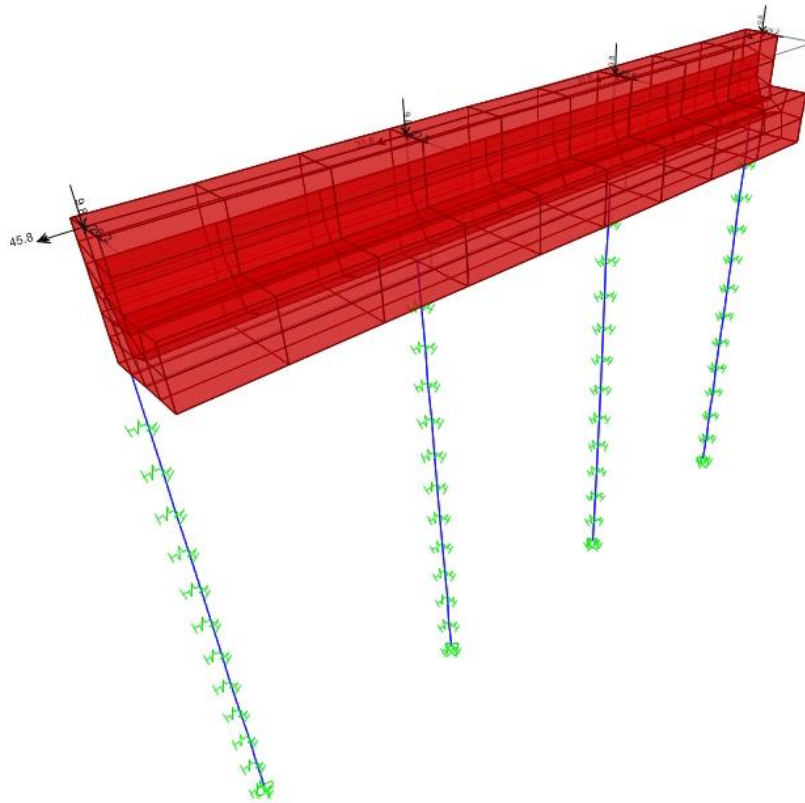


Figura 10 Applicazione delle molle al modello FEM

## 16 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 16.1 BA01

#### 16.1.1 Verifica di capacità portante

PORTANZA VERTICALE		
Approccio 2		A1+M1+R3
N comp [kN]	110.89	
N traz [kN]	0.00	
T [kN]	26.18	
M [kN]	79.84	
D [m]	0.60	
L [m]	7.00	
$\Delta\sigma_{sov.}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0	
z falda [m]	8.00	da testa palo
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	9.81	
$\gamma_{CLS}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	
$W_{palo}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	49	

Strati terreno						COMPORTAMENTO GRANULARE DEL TERRENO												PORTANZA							
						MEDIO						MINIMO						MEDIO			MINIMO			MEDIO	MINIMO
n. strato	Tipo terreno	Comp. ort.	zi [m]	zf [m]	$\Delta z$ [m]	$\gamma_{medio}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_{medio}$ [°]	$C'_{media}$ [kPa]	$W_{terr}$ [kN]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{min}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_{min}$ [°]	$C'_{min}$ [kPa]	$W_{terr}$ [kN]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	K comp. r.	$Q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{li}$ [kN]	K comp. r.	$Q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{li}$ [kN]	$Q_{li}$ [kN]	$Q_{li}$ [kN]
1	A	Granulare	0.00	0.50	0.50	19.5	25	10	2.76	4.88	4.88	19.5	25	10	2.76	4.88	4.88	0.5	11.14	10.50	0.5	11.14	10.50	10.50	10.50
2	A	Granulare	0.50	1.00	0.50	19.5	25	10	2.76	14.63	14.63	19.5	25	10	2.76	14.63	14.63	0.5	13.41	12.64	0.5	13.41	12.64	12.64	12.64
3	A	Granulare	1.00	1.50	0.50	19.5	25	10	2.76	24.38	24.38	19.5	25	10	2.76	24.38	24.38	0.5	15.68	14.78	0.5	15.68	14.78	14.78	14.78
4	A	Granulare	1.50	2.00	0.50	19.5	25	10	2.76	34.13	34.13	19.5	25	10	2.76	34.13	34.13	0.5	17.96	16.92	0.5	17.96	16.92	16.92	16.92
5	A	Granulare	2.00	2.50	0.50	19.5	25	10	2.76	43.88	43.88	19.5	25	10	2.76	43.88	43.88	0.5	20.23	19.07	0.5	20.23	19.07	19.07	19.07
6	A	Granulare	2.50	3.00	0.50	19.5	25	10	2.76	53.63	53.63	19.5	25	10	2.76	53.63	53.63	0.5	22.50	21.21	0.5	22.50	21.21	21.21	21.21
7	A	Granulare	3.00	3.50	0.50	19.5	25	10	2.76	63.38	63.38	19.5	25	10	2.76	63.38	63.38	0.5	24.78	23.35	0.5	24.78	23.35	23.35	23.35
8	A	Granulare	3.50	4.00	0.50	19.5	25	10	2.76	73.13	73.13	19.5	25	10	2.76	73.13	73.13	0.5	27.05	25.49	0.5	27.05	25.49	25.49	25.49
9	A	Granulare	4.00	4.50	0.50	19.5	25	10	2.76	82.88	82.88	19.5	25	10	2.76	82.88	82.88	0.5	29.32	27.64	0.5	29.32	27.64	27.64	27.64
10	A	Granulare	4.50	5.00	0.50	19.5	25	10	2.76	92.63	92.63	19.5	25	10	2.76	92.63	92.63	0.5	31.60	29.78	0.5	31.60	29.78	29.78	29.78
11	A	Granulare	5.00	5.50	0.50	19.5	25	10	2.76	102.38	102.38	19.5	25	10	2.76	102.38	102.38	0.5	33.87	31.92	0.5	33.87	31.92	31.92	31.92
12	A	Granulare	5.50	6.00	0.50	19.5	25	10	2.76	112.13	112.13	19.5	25	10	2.76	112.13	112.13	0.5	36.14	34.06	0.5	36.14	34.06	34.06	34.06
13	A	Granulare	6.00	6.50	0.50	19.5	25	10	2.76	121.88	121.88	19.5	25	10	2.76	121.88	121.88	0.5	38.42	36.21	0.5	38.42	36.21	36.21	36.21
14	A	Granulare	6.50	7.00	0.50	19.5	25	10	2.76	131.63	131.63	19.5	25	10	2.76	131.63	131.63	0.5	40.69	38.35	0.5	40.69	38.35	38.35	38.35

	MEDIO	MINIMO	
$Q_{Rm}$ [kN]	341.91	341.91	Valore di calcolo
$Q_{RK}$ [kN]	201.12	201.12	Valore caratteristico
$Q_{Rd\ comp}$ [kN]	127.82	127.82	Valore di progetto a compressione
$Q_{Rd\ traz}$ [kN]	125.70	125.70	Valore di progetto a trazione
<b>PORTANZA IN COMPRESSIONE</b>			
$E_{c,d}$ [kN]	110.89	<	127.82
$E_{c,d}/R_{c,d}$	86.75%	Verificato	

### 16.1.2 Verifica per carichi trasversali

VERIFICA BROMS TERRENI GRANULARI			
Terreno:	A		
Falda:	NO		
<b>Caratteristiche medie del terreno</b>		<b>Caratteristiche minime del terreno</b>	
$\alpha$	0	inclinazione rilevato	$\alpha$
$\phi_{medio}$ [°]	25		$\phi_{min}$ [°]
$k_p$	2.46		$k_p$
$\gamma_{medio}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19.5		$\gamma_{min}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>Palo corto</b>		<b>Palo corto</b>	
H1 [kN]	2118.84		H1 [kN]
Mmax [kNm]	9887.93	>My	Mmax [kNm]
<b>Palo intermedio</b>		<b>Palo intermedio</b>	
H2 [kN]	759.29		H2 [kN]
<b>Palo lungo</b>		<b>Palo lungo</b>	
H3 [kN]	377.15		H3 [kN]
$H_{media}$ [kN]	377.15		$H_{min}$ [kN]
$H_{tr,k\ media}$ [kN]	221.85		$H_{tr,k\ min}$ [kN]

COMBO STR A1+M1+R3	
$H_{tr,d\ media}$ [kN]	170.66
$H_{tr,d\ min}$ [kN]	170.66
$H_{RES}$ [kN]	170.66
$H_{ES}$ [kN]	26.18
$H_{ES}/H_{RES}$	15.34%
Verificato	

## 16.2 BA03

### 16.2.1 Verifica di capacità portante

PORTANZA VERTICALE	
Approccio 2	A1+M1+R3
N comp [kN]	110.89
N traz [kN]	0.00
T [kN]	26.18
M [kN]	79.84
D [m]	0.60
L [m]	7.00
$\Delta\sigma_{sov.}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0
z falda [m]	100 da testa palo
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	9.81
$\gamma_{CLs}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25
$W_{palo}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	49

Strati terreno						MEDIO						MINIMO						COMPORTEMENTO GRANULARE DEL TERRENO						PORTANZA	
n. strato	Tipo terreno	Comp. ort.	zi [m]	zf [m]	$\Delta z$ [m]	$V_{medio}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_{medio}$ [°]	$C'_{media}$ [kPa]	Wterr [kN]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Y_{min}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_{min}$ [°]	$C'_{min}$ [kPa]	Wterr [kN]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	K comp. r.	Qs [kN/m <sup>2</sup> ]	Qi [kN]	K comp. r.	Qs [kN/m <sup>2</sup> ]	Qi [kN]	Q <sub>li</sub> [kN]	Q <sub>li</sub> [kN]
1	D	Granulare	0.00	0.50	0.50	19.5	23	10	2.76	4.88	4.88	19.5	23	10	2.76	4.88	4.88	0.5	11.03	10.40	0.5	11.03	10.40	10.40	10.40
2	D	Granulare	0.50	1.00	0.50	19.5	23	10	2.76	14.63	14.63	19.5	23	10	2.76	14.63	14.63	0.5	13.10	12.35	0.5	13.10	12.35	12.35	12.35
3	D	Granulare	1.00	1.50	0.50	19.5	23	10	2.76	24.38	24.38	19.5	23	10	2.76	24.38	24.38	0.5	15.17	14.30	0.5	15.17	14.30	14.30	14.30
4	D	Granulare	1.50	2.00	0.50	19.5	23	10	2.76	34.13	34.13	19.5	23	10	2.76	34.13	34.13	0.5	17.24	16.25	0.5	17.24	16.25	16.25	16.25
5	D	Granulare	2.00	2.50	0.50	19.5	23	10	2.76	43.88	43.88	19.5	23	10	2.76	43.88	43.88	0.5	19.31	18.20	0.5	19.31	18.20	18.20	18.20
6	D	Granulare	2.50	3.00	0.50	19.5	23	10	2.76	53.63	53.63	19.5	23	10	2.76	53.63	53.63	0.5	21.38	20.15	0.5	21.38	20.15	20.15	20.15
7	D	Granulare	3.00	3.50	0.50	19.5	23	10	2.76	63.38	63.38	19.5	23	10	2.76	63.38	63.38	0.5	23.45	22.10	0.5	23.45	22.10	22.10	22.10
8	D	Granulare	3.50	4.00	0.50	19.5	23	10	2.76	73.13	73.13	19.5	23	10	2.76	73.13	73.13	0.5	25.52	24.05	0.5	25.52	24.05	24.05	24.05
9	D	Granulare	4.00	4.50	0.50	19.5	23	10	2.76	82.88	82.88	19.5	23	10	2.76	82.88	82.88	0.5	27.59	26.00	0.5	27.59	26.00	26.00	26.00
10	D	Granulare	4.50	5.00	0.50	19.5	23	10	2.76	92.63	92.63	19.5	23	10	2.76	92.63	92.63	0.5	29.66	27.95	0.5	29.66	27.95	27.95	27.95
11	D	Granulare	5.00	5.50	0.50	19.5	23	10	2.76	102.38	102.38	19.5	23	10	2.76	102.38	102.38	0.5	31.73	29.90	0.5	31.73	29.90	29.90	29.90
12	D	Granulare	5.50	6.00	0.50	19.5	23	10	2.76	112.13	112.13	19.5	23	10	2.76	112.13	112.13	0.5	33.80	31.85	0.5	33.80	31.85	31.85	31.85
13	D	Granulare	6.00	6.50	0.50	19.5	23	10	2.76	121.88	121.88	19.5	23	10	2.76	121.88	121.88	0.5	35.87	33.80	0.5	35.87	33.80	33.80	33.80
14	D	Granulare	6.50	7.00	0.50	19.5	23	10	2.76	131.63	131.63	19.5	23	10	2.76	131.63	131.63	0.5	37.94	35.75	0.5	37.94	35.75	35.75	35.75

	MEDIO	MINIMO
$Q_{Rm}$ [kN]	323.07	323.07
$Q_{Rk}$ [kN]	190.04	190.04

Valore di calcolo  
Valore caratteristico

MANDATARIA

MANDANTE

<b>Q<sub>Rd comp</sub> [kN]</b>	120.18	120.18	Valore di progetto a compressione
<b>Q<sub>Rd traz</sub> [kN]</b>	118.78	118.78	Valore di progetto a trazione

PORTANZA IN COMPRESSIONE				
<b>E<sub>c,d</sub> [kN]</b>	110.89	<	120.18	<b>R<sub>c,d</sub> [kN]</b>
<b>E<sub>c,d</sub>/R<sub>c,d</sub></b>	92.27%	Verificato		

## 16.2.2 Verifica per carichi trasversali

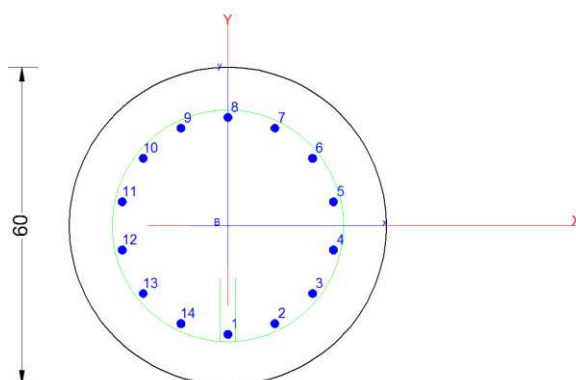
VERIFICA BROMS TERRENI GRANULARI			
Terreno:	D		
Falda:	NO		
<b>Caratteristiche medie del terreno</b>		<b>Caratteristiche minime del terreno</b>	
$\alpha$	0	inclinazione rilevato	$\alpha$
$\phi_{\text{medio}} [^\circ]$	23		$\phi_{\text{min}} [^\circ]$
$k_p$	2.28		$k_p$
$\gamma_{\text{medio}} [\text{kN}/\text{m}^3]$	19.5		$\gamma_{\text{min}} [\text{kN}/\text{m}^3]$
<b>Palo corto</b>		<b>Palo corto</b>	
H1 [kN]	1962.94		H1 [kN]
Mmax [kNm]	9160.39	>My	Mmax [kNm]
<b>Palo intermedio</b>		<b>Palo intermedio</b>	
H2 [kN]	707.33		H2 [kN]
<b>Palo lungo</b>		<b>Palo lungo</b>	
H3 [kN]	367.66		H3 [kN]
H <sub>media</sub> [kN]	367.66		H <sub>min</sub> [kN]
H <sub>tr,k media</sub> [kN]	216.27		H <sub>tr,k min</sub> [kN]

COMBO STR A1+M1+R3	
H <sub>tr,d media</sub> [kN]	166.36
H <sub>tr,d min</sub> [kN]	166.36
H <sub>RES</sub> [kN]	166.36
H <sub>ES</sub> [kN]	26.18
<b>H<sub>ES</sub>/H<sub>RES</sub></b>	<b>15.73%</b>
<b>Verificato</b>	

## 17 VERIFICHE STRUTTURALI

### 17.1 Palo Ø600

Il palo verrà armato con una gabbia costituita da da 14Ø16 eØ12/15cm, pari ad una percentuale di armatura dell'1%.



#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.930 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.800 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.600 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	60.0	cm
Barre circonferenza:	14Ø16	(28.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	9.5	cm

MANDATARIA

MANDANTE

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

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	110.90	79.84	26.18	0.00

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

N°Comb.	N	Mx
1	84.49	53.23

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

N°Comb.	N	Mx
1	84.49	53.23 (75.61)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.5	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	7.5	cm

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

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	110.90	79.84	111.16	245.04	3.069	14.1	---	---	28.1 (8.5)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	0.00140	20.5	-0.00764	-20.5

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

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	15.0	cm	[Passo massimo di normativa = 19.2 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	15.1	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.9 cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	26.18	541.53	566.23	50.3 38.4	2.500	1.025	0.7

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.43	-30.0	0.00	30.0	-92.5	20.5	23.8	1517	14.1	---

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

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

MANDATARIA

MANDANTE



M fess.		Momento di prima fessurazione [kNm]								
N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00061	0.00033		0.50	0.60	0.000278 (0.000278)	589	0.163 (990.00)	75.61

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

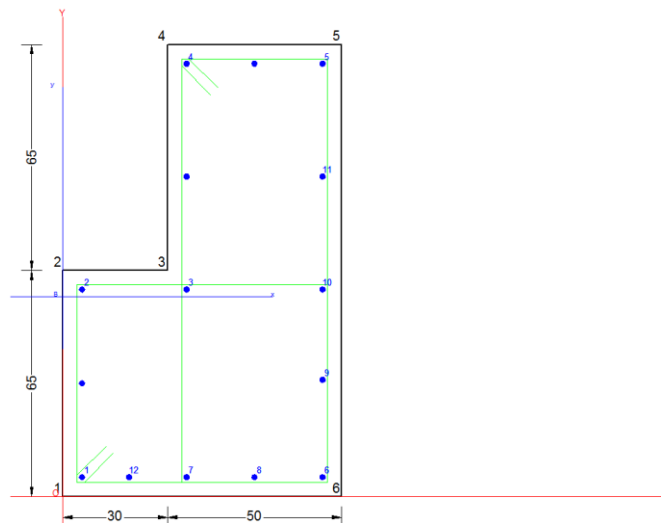
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.43	-30.0	0.00	30.0	-92.5	20.5	23.8	1517	14.1	---

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

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00061	0.00033		0.50	0.40	0.000278 (0.000278)	589	0.163 (0.30)	75.61

**17.2 Cordolo**

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	M3T
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
55	0	COMB_SLU	Combination	-15.78	-48.06	-30.10
55	0	COMB_SLE	Combination	-12.27	-37.28	-24.16



**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.930 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760 MPa

	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	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:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	65.0
3	30.0	65.0
4	30.0	130.0
5	80.0	130.0
6	80.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	5.5	5.5	16
2	5.5	59.5	16
3	35.5	59.5	16
4	35.5	124.5	16
5	74.5	124.5	16
6	74.5	5.5	16
7	35.5	5.5	16
8	55.0	5.5	16
9	74.5	33.5	16
10	74.5	59.5	16
11	74.5	92.0	16
12	19.0	5.5	16

#### 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	4	5	1	16
2	3	4	1	16
3	1	2	1	16

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
Passo staffe: 15.0 cm

#### Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	4	5	6	7
2	1	2	10	6

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

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	-31.00	-48.50

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	24.20	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	24.20 (593.82)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 11.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 3.5 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)

MANDATARIA

MANDANTE

Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x 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 [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-31.00	0.00	-606.24	19.56	20.1(12.7)

#### 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	0.053	0.0	0.0	0.00056	5.5	5.5	-0.06301	74.5	124.5

#### 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	0.000000000	-0.000534199	0.003500000	0.053	0.700

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	15.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = $V_y$ ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
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.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /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 $L$ =lungh.legat.proiettata sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1										

MANDATARIA

MANDANTE

1 S 48.50 1980.12 2113.47 109.5 73.5 2.500 1.000 0.5 21.9(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 [Mpa]  
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 [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] 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	0.31	30.0	130.0	-15.3	19.0	5.5	1409	12.1

**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	0.31	30.0	130.0	-15.3	19.0	5.5	1409	12.1

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI 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 unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
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 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [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 Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e<sub>sm</sub> - e<sub>cm</sub> Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e <sub>sm</sub> - e <sub>cm</sub>	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00008	0	0.500	16.0	47	0.00005 (0.00005)	477	0.022 (0.30)	593.82	0.00