

**ITINERARIO RAGUSA-CATANIA**

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"  
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"  
LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **PA895**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI - GDG - ICARIA - OMNISERVICE**

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

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





IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

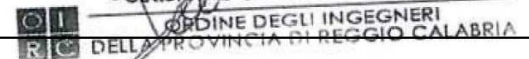
MANDATARIA:

	Dott. Ing. N.Granieri Dott. Ing. F.Durastanti Dott. Ing. V.Truffini Dott. Arch. A.Bracchini Dott. Ing. L.Nani	Dott. Ing. M.Abram Dott. Ing. F.Pambianco Dott. Ing. M.Briganti Botta Dott. Ing. L.Gagliardini Dott. Geol. G.Cerquiglioni
---	---	---

MANDANTI:

	Dott. Ing. G.Guiducci Dott. Ing. A.Signorelli Dott. Ing. E.Moscatelli Dott. Ing. A.Bela	Dott. Ing. G.Ludbello Dott. Arch. G.Guastella Dott. Geol. M.Leonardi Dott. Ing. G.Parente
	Dott. Arch. E.A.E.Crimi Dott. Ing. M.Panfilii Dott. Arch. P.Ghirelli Dott. Ing. D.Pelle	Dott. Ing. L.Ragnacci Dott. Arch. A.Strati Archeol. M.G.Liseno
	Dott. Ing. D.Carlacchini Dott. Ing. S.Sacconi Dott. Ing. C.Consorti	Dott. Ing. F.Aloe Dott. Ing. A.Salvemini
	Dott. Ing. V.Rotisciani Dott. Ing. G.Pulli Dott. Ing. F.Macchioni	Dott. Ing. G.Verini Supplizi Dott. Ing. V.Piunno Geom. C.Sugaroni
	Dott. Ing. P.Agnello	

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

**Dott. Ing. Danilo PELLE**  
Iscrizione all'Albo n° A 3536  
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)  
- Settore civile e ambientale  


IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi  
Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

**OPERE DI SOSTEGNO  
ELABORATI GENERALI  
CORDOLI PER BARRIERE ACUSTICHE - Relazione tecnica e di calcolo**

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T010S00STRRE01B			
LO408Z	E	2101	CODICE ELAB.	T010S00STRRE01	B	-
D						
C						
B	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA		NOVEMBRE 2021	RAGNACCI	PELLE	GRANIERI
A	EMISSIONE		GIUGNO 2021	RAGNACCI	PELLE	GRANIERI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E RIFERIMENTI</b> .....	<b>4</b>
<b>2.1</b>	<b>SOFTWARE UTILIZZATI</b> .....	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>METODO DI CALCOLO</b> .....	<b>7</b>
<b>4.1</b>	<b>CONTESTO NORMATIVO E METODO DI ANALISI</b> .....	<b>7</b>
<b>4.2</b>	<b>VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)</b> .....	<b>7</b>
4.2.1	Azioni .....	8
4.2.2	Materiali (Parametri geotecnici).....	8
4.2.3	Resistenze .....	9
<b>4.3</b>	<b>VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)</b> .....	<b>9</b>
<b>4.4</b>	<b>VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>9</b>
<b>5</b>	<b>CARICHI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE E SULLE FONDAZIONI</b> .	<b>10</b>
<b>5.1</b>	<b>AZIONI DI CALCOLO</b> .....	<b>10</b>
5.1.1	Carichi permanenti (G1).....	10
5.1.2	Carichi permanenti non strutturali (G2) .....	10
5.1.3	Carico variabile da vento (Q1) .....	10
5.1.4	Coefficiente di forma .....	11
5.1.5	Carico variabile da pressione dinamica veicolare (Q4).....	12
5.1.6	Azione eccezionale da urto da traffico veicolare in svio (Ad).....	13
<b>6</b>	<b>CALCOLO DELLE AZIONI</b> .....	<b>14</b>
<b>6.1</b>	<b>PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI (G1) E PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)</b> .....	<b>14</b>
<b>6.2</b>	<b>CALCOLO CARICO DA VENTO (Q1)</b> .....	<b>14</b>
<b>6.3</b>	<b>CALCOLO CARICO DINAMICO VEICOLARE (Q4)</b> .....	<b>14</b>

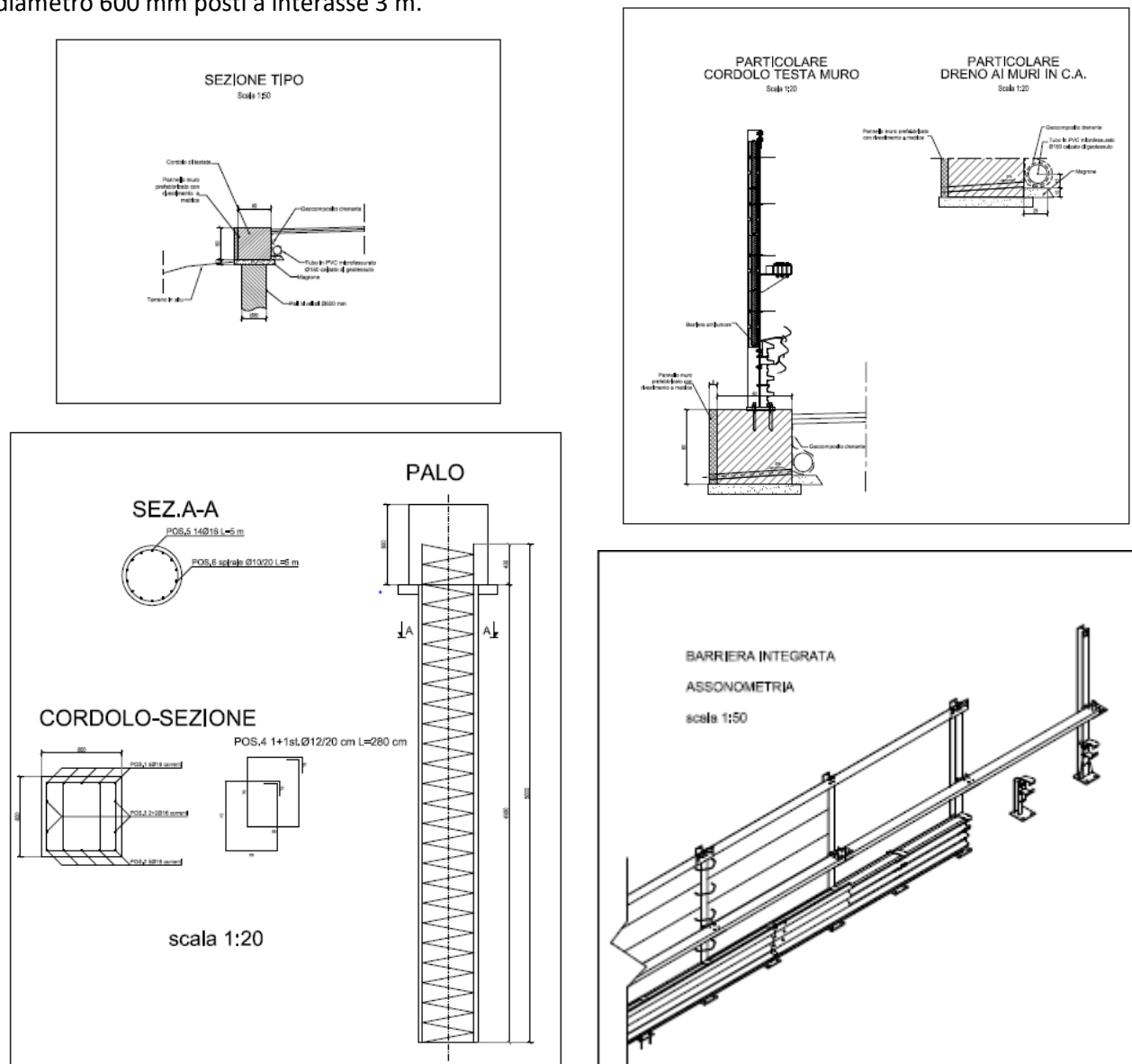
6.4	CALCOLO AZIONE DA URTO DA VEICOLO IN SVIO (AD) .....	15
6.5	CALCOLO AZIONE SISMICA (ED) .....	15
7	COMBINAZIONI DEI CARICHI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE ....	16
7.1	DESCRIZIONE DELLE COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	16
7.2	CALCOLO DELLE COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	18
8	VERIFICA DELLE BARRIERE.....	19
8.1	VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ.....	19
8.2	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE) .....	21
8.3	VERIFICHE DELLA PIASTRA DI BASE .....	21
8.4	VERIFICHE DEI TIRAFONDI .....	28
9	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE.....	29
9.1	VERIFICHE SLU-GEO .....	31
9.1.1	Verifica di capacità portante di pali .....	31
9.1.2	Verifica ai carichi trasversali .....	32
9.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TIPO STRUTTURALE (SLU-STR).....	34
9.2.1	Verifica strutturale dei pali per sollecitazioni assiali e flessionali.....	35
9.2.2	Verifica strutturale dei pali per sollecitazioni taglianti.....	35
9.2.3	Verifica del cordolo delle barriere integrate tipo A.....	36
9.3	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLE) .....	39
9.3.1	Verifica di deformabilità (SLE-Rara).....	39
9.3.2	Verifica a fessurazione (SLE-Frequente) .....	40

## 1 PREMESSA

La presente relazione facente parte del Progetto Esecutivo *Itinerario Ragusa -Catania ammodernamento a n° 4 corsie della s.s. 514 "di Chiaromonte" e della s.s. 194 Ragusana dallo svincolo con la s.s. 115 allo svincolo con la s.s. 114".*, lotto funzionale dal Km 0 al Km 11+361.61 (lotto 1), ha per oggetto il calcolo ed il dimensionamento della barriera integrata da realizzare sullo svincolo n° 1 sulla SS 115, dalla progressiva 0+227.72 alla progressiva 0+264.88 del ramo di svincolo 5 in direzione Comiso – Vittoria.

La barriera è integrata fonco/sicurezza, ha altezza 3 m e interasse tra i montanti di 3 m.

La fondazione è costituita da un cordolo continuo di dimensioni 0.8 X 0.8 m in testa a pali trivellati di diametro 600 mm posti a interasse 3 m.



## 2 **NORMATIVA E RIFERIMENTI**

Il dimensionamento e la verifica delle opere vengono effettuati secondo quanto prescritto dall'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14 Gennaio 2008, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008), con il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite.

La normativa cui viene fatto riferimento, nelle fasi di calcolo e progettazione, è la seguente:

- **Decreto Ministeriale (Infrastrutture) 14 Gennaio 2008 (NTC2008):** "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008)
- **Circolare 02 Febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.:** "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008"
- **D.P.R. 6 Giugno 2001, n. 380:** "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- **Legge 2 Febbraio 1974, n. 64:** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- **Legge 5 Novembre 1971, n. 1086:** "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **Circolare Ministero LLPP del 14 Febbraio 1974, n. 11951:** "Applicazione della Legge 5 novembre 1971, n. 1086"
- **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 1992-1-2:** Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- **UNI EN 1992-4-5:** Progettazione di attacchi da utilizzare del calcestruzzo – Ancoraggi post installati – Ancoraggi chimici
- **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 EN 206: 2016:** "Calcestruzzo – Parte1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità"
- **Norme UNI 11104:2016:** "Calcestruzzo auto compattante – Specifiche, caratteristiche e controlli"
- **Norme UNI 11160:2005:** "Linee guida per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo di sistemi antirumore per infrastrutture di trasporto via terra"
- **CNR-UNI 10011/97:** "Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione"
- **CNR 10012:** "Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni"
- **CNR DT 207/2008:** "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"
- **CNR 10024:** "Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo"
- **UNI EN 1794-1:** "Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico – Prestazioni non acustiche – Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità"
- **Linee guida sul calcestruzzo strutturale** - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

## 2.1 SOFTWARE UTILIZZATI

I software utilizzati per i calcoli delle opere in esame sono di seguito indicati:

- **Microsoft Excel**

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, per la realizzazione delle opere di sostegno in oggetto sono previsti i materiali di seguito descritti.

Nel presente capitolo si riepilogano i materiali impiegati per la realizzazione delle diverse opere successivamente descritte.

#### Magrone di pulizia e livellamento (non strutturale) – Riporto strutturale

Classe di resistenza: C 12/15

#### Cordolo di testata e pali

Classe di resistenza: C 25/30

Classe di consistenza Slump: S4

Max dimensione dell'aggregato: 30 mm

Classe di esposizione: XC2

Copriferro: 40 mm

Resistenza a compressione caratteristica:  $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione semplice:  $f_{ctm} = 3.10 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione caratteristica:  $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.10 \text{ MPa}$

#### Acciaio per armature ordinarie

Tipo: B450C

Tensione caratteristica:  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento di calcolo:  $f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$

Modulo elastico:  $E_s = 210'000 \text{ MPa}$

#### Tirafondo M24 cl.8.8

Area resistente  $A_{res} = 353 \text{ mm}^2$

Tensione di snervamento  $f_{yb} = 640 \text{ MPa}$

Tensione di rottura  $f_{tb} = 800 \text{ MPa}$

Tensione di progetto a trazione  $f_{t,Rd} = 570 \text{ MPa}$

Tensione di progetto a taglio  $f_{v,Rd} = 380 \text{ MPa}$

## 4 METODO DI CALCOLO

### 4.1 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 NTC2008).

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 NTC2008), agli stati limite descritti brevemente a seguire.

### 4.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

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 oppure comportare perdita di beni,[...] oppure mettere fuori servizio l'opera". Per ogni Stato Limite Ultimo, gli elementi strutturali devono dunque soddisfare il requisito di resistenza:

$$R_d \geq E_d$$

dove  $R_d$  è la capacità di progetto in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento (funzione delle caratteristiche meccaniche di progetto dei materiali  $X_d = X_k/\gamma_M$  dei valori nominali delle grandezze geometriche  $a_d$ ) mentre  $E_d$  è il valore di progetto della domanda (funzione dei valori di progetto delle azioni  $F_d = \gamma_F F_k$  e dei valori nominali delle grandezze geometriche  $a_d$ ). Sia il valore di progetto dell'azione  $F_d$  sia il valore di progetto della resistenza di un materiale  $X_d$  dipendono, tra l'altro, dai valori caratteristici delle azioni  $F_k$  e delle resistenze  $X_k$ , fattorizzati rispettivamente con i coefficienti di sicurezza parziale delle azioni  $\gamma_F$  e con il fattore parziale della resistenza dei materiali  $\gamma_M$ .

La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (EQU, A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.



#### 4.2.1 Azioni

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  (EQU, A1 e A2) relativi alle azioni sono indicati nella seguente tabella.

**Tab. 4.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

(tabella ripresa dalla Tabella 2.6.I del D.M. 14 gennaio 2008)

#### 4.2.2 Materiali (Parametri geotecnici)

I coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici  $\gamma_M$  (M1 e M2) sono specificati nella tabella

I parametri geotecnici del sottosuolo sono stati ricavati dall'elaborato T01GE03GEORE01.

La categoria del sottosuolo nell'area del cordolo è B.

**Tab. 4.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

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

(tabella ripresa dalla Tabella 6.2.II del D.M. 14 gennaio 2008)

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tenere conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

#### 4.2.3 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico  $R_d$  può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specifici per ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specifici per ciascun tipo di opera.

I coefficienti per le resistenze  $\gamma_R$  (R1, R2 e R3) sono riportati nei paragrafi di verifica.

#### 4.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$C_d \geq E_d$$

Dove  $C_d$  è il prescritto valore limite di progetto dell'effetto delle azioni e  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto dell'azione.

#### 4.4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è classificabile, secondo il DM 2008, come "*Opera ordinaria, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*", per la quale viene prevista una vita nominale  $\geq 50$  anni.

In virtù di quanto affermato, il periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche risulta dal prodotto della vita nominale per la classe d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

cui compete un valore del tempo di ritorno pari a 949 anni.

## 5 CARICHI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE E SULLE FONDAZIONI

### 5.1 AZIONI DI CALCOLO

Le barriere antirumore integrate sono soggette anche a sollecitazioni derivanti dall'urto dei veicoli contro la barriera stessa. Su tale tipologia di barriera agiscono le seguenti azioni:

- Peso proprio dei montanti (G1);
- Peso proprio dei pannelli (G2);
- Azione del vento dalla strada o verso strada (Q1);
- Pressione dinamica veicolare (Q4);
- Azione sismica (Ed);
- Azione eccezionale da urto (Ad).

Le azioni vengono di seguito esplicitate.

#### 5.1.1 Carichi permanenti (G1)

Peso proprio del cls .....	25 kN/m <sup>3</sup>
Carpenteria metallica .....	78.5 kN/m <sup>3</sup>

#### 5.1.2 Carichi permanenti non strutturali (G2)

Peso proprio dei pannelli fonoassorbenti (considerati imbibiti).....	0.15 kN/m <sup>2</sup>
Peso proprio dei pannelli trasparenti in PMMA.....	0.18 kN/m <sup>2</sup>

#### 5.1.3 Carico variabile da vento (Q1)

La pressione del vento viene calcolata in maniera conforme a quanto contenuto nel paragrafo 3.3 delle NTC2008, con la seguente formula:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

Dove:

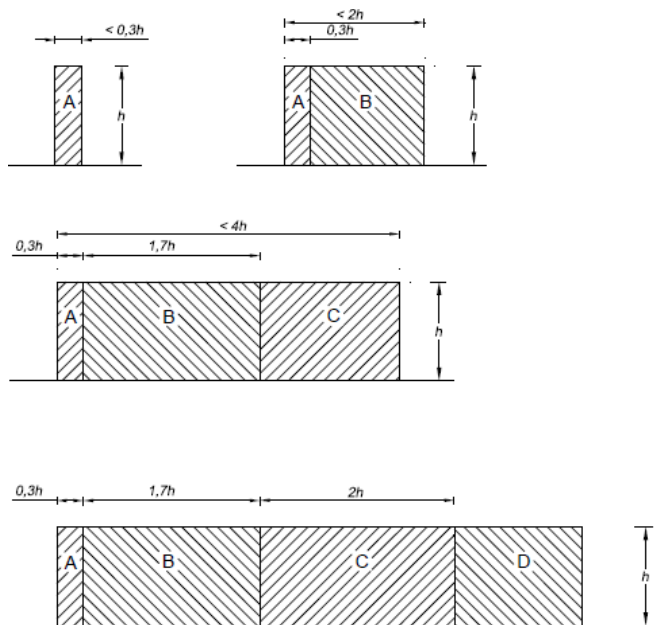
- $q_r$  è la pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $c_p$  è il coefficiente di pressione, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati 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.

### 5.1.4 Coefficiente di forma

I coefficienti di forma  $c_p$ , in accordo a quanto riportato nei riferimenti tecnici delle NTC e nella circolare esplicativa, 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'Euro codice EN 1991-1-4.

Le due norme, per muri e parapetti piani (assimilabili a barriere fonoassorbenti), 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 di densità dell'elemento. Nella tabella il simbolo "l" indica la lunghezza della barriera 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			

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  $l = 4h$ .

Con una barriera di altezza  $h = 3$  m si ottiene:

zona A:  $c_{p,n} = 3.4$  - lunghezza di applicazione:  $0.3 h = 0.9$  m;

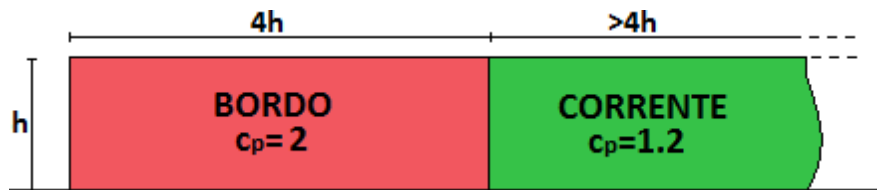
zona B:  $c_{p,n} = 2.1$  - lunghezza di applicazione:  $1.7 h = 5.1$  m;

zona C:  $c_{p,n} = 1.7$  - lunghezza di applicazione:  $2.0 h = 6$  m;

$$c_{p,bordo} = \frac{3.4 \times 0.9 + 2.1 \times 5.1 + 1.7 \times 6}{4h} = 1.99$$

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

$$c_{p,corrente} = 1.2.$$



Per strutture con aggetto inclinato di un angolo  $\alpha$  rispetto l'orizzontale, i coefficienti di pressione vengono determinati facendo riferimento a quelli indicati per le tettoie e le pensiline isolate ad un solo spiovente piano.

$$p_{v,bordo} = 0.637 \times 1 \times 1.479 \times 2 = 1.884 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{v,corrente} = 0.637 \times 1 \times 1.479 \times 1.2 = 1.377 \text{ kN/m}^2$$

### 5.1.5 Carico variabile da pressione dinamica veicolare (Q4)

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	0.65 MPa
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	0.8 MPa
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	1.5 MPa

Tale carico accidentale, incidente per un'altezza 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.

#### 5.1.6 Azione eccezionale da urto da traffico veicolare in svio (Ad)

Le barriere di sicurezza devono essere dimensionate per una forza orizzontale equivalente di collisione accidentale da veicolo in svio di 100 kN, agente trasversalmente e applicata ad un'altezza pari al minimo tra 1 m sopra il livello del piano di marcia e 100 mm sotto la sommità dell'elemento di sicurezza (paragrafo 3.6.3.3.2 NTC2008).

Per le barriere integrate tale azione viene fatta agire su **due montanti** per una larghezza complessiva di 6.00 m. A favore di sicurezza si considera su un montante un'azione tagliante alla base di **75 kN** ed un'azione flessionale pari a **75 kN**.

## 6 CALCOLO DELLE AZIONI

Lo schema statico adottato ai fini del dimensionamento delle strutture in elevazione è quello di mensola incastrata alla base. L'interasse montanti è di 3.00 m. L'interasse dei pali è di 3 m. Il cordolo ha dimensioni 0.8 X 0.8 m.

### 6.1 PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI (G1) E PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

I pesi propri a metro lineare dei montanti per barriere integrate (comprendenti anche i pesi dei pannelli non strutturali) valgono:

$$P_{perm} = 1.85 \text{ kN/m}$$

Per il montante (interasse 3 m):

$$N_{perm} = 1.85 \times 3 = 5.55 \text{ kN}$$

Per il palo (interasse 3 m) si aggiunge il contributo del peso del cordolo:

$$N_{perm} = 1.85 \times 3 + 3 \times 0.8 \times 0.8 \times 25 = 53.55 \text{ kN}$$

### 6.2 CALCOLO CARICO DA VENTO (Q1)

A seguire si riporta il calcolo dell'azione del vento agente sulle barriere antirumore in relazione all'altezza della barriera e del rilevato.

$$p_{v,corrente} = 0.95 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{v,bordo} = 1.89 \text{ kN/m}^2$$

A favore di sicurezza, e vista la lunghezza delle zone di bordo (12 m) rispetto alla lunghezza della barriera (36 m), si considera dimensionante il carico di bordo.

Per il montante (interasse 3 m):

$$V_{vento} = 1.89 \times 3 \times 3 = 17.01 \text{ kN}$$

$$M_{vento} = \frac{1.89 \times 3 \times 3^2}{2} = 25.52 \text{ kNm}$$

Per il palo (interasse 3 m):

$$V_{vento} = 1.89 \times 3 \times 3 = 17.01 \text{ kN}$$

$$M_{vento} = \frac{1.89 \times 3 \times 3^2}{2} + 17.01 \times 0.4 = 32.32 \text{ kNm}$$

### 6.3 CALCOLO CARICO DINAMICO VEICOLARE (Q4)

Per i calcoli della pressione dinamica si assumerà il valore

$$p_{veic} = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

(traffico all'aria aperta, alla distanza di 3 metri dalla barriera e velocità massima di 120 km/h).

Si applica tale carico sull'intera altezza della barriera.

Per il montante (interasse 3 m):

$$V_{\text{veic}} = 0.8 \times 3 \times 3 = 7.2 \text{ kN}$$

$$M_{\text{veic}} = \frac{0.8 \times 3 \times 3^2}{2} = 10.8 \text{ kNm}$$

Per il palo (interasse 3 m):

$$V_{\text{veic}} = 0.8 \times 3 \times 3 = 7.2 \text{ kN}$$

$$M_{\text{veic}} = \frac{0.8 \times 3 \times 3^2}{2} + 7.2 \times 0.4 = 13.68 \text{ kNm}$$

#### 6.4 CALCOLO AZIONE DA URTO DA VEICOLO IN SVIO (AD)

Si considera la stessa distribuzione dello sforzo per il palo e per il montante. Dato che si considera di affidare il 75% dello sforzo ad un montante, si considera ugualmente di affidare la stessa percentuale ad un palo.

Per il montante:

$$V_{\text{urto}} = 75 \text{ kN}$$

$$M_{\text{urto}} = 75 \times 1 = 75 \text{ kNm}$$

Per il palo:

$$V_{\text{urto}} = 75 \text{ kN}$$

$$M_{\text{urto}} = 75 \times 1.4 = 105 \text{ kNm}$$

#### 6.5 CALCOLO AZIONE SISMICA (ED)

Data la limitata massa della struttura l'azione sismica risulta sempre inferiore al valore dell'azione del vento caratteristica. Pertanto, nelle combinazioni di calcolo e le successive verifiche non verrà considerata la combinazione sismica perché non dimensionante.



## 7 COMBINAZIONI DEI CARICHI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE

### 7.1 DESCRIZIONE DELLE COMBINAZIONI DEI CARICHI

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto prescritto dalle NTC2008.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'Approccio progettuale di tipo 2 (NTC2008 paragrafo 2.6.1).

Secondo tale approccio, si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R).

Le verifiche geotecniche e strutturali sono svolte seguendo l'approccio 2 (combinazione unica A1+M1+R3). Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi di tipo strutturale, il coefficiente R3 non deve essere portato in conto. La verifica di stabilità globale è stata effettuata seguendo la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R2) tenendo conto del valore del coefficiente parziale (R2) pari a  $\gamma_R = 1.1$  riportato in tabella 6.8.I delle Nuove Norme Tecniche 2008.

I coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2) sono riportati nella tabella seguente, mentre i coefficienti per i materiali (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3) sono riportati nei paragrafi di verifica.

**Tab. 7.1.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{QI}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

(tabella ripresa dalla Tabella 2.6.I del D.M. 14 gennaio 2008)

Le combinazioni strutturali e geotecniche allo SLU saranno ottenute dalle seguenti equazioni:

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

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

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

Per lo stato limite di esercizio SLE si ha:

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

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

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

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

**Tab. 7.1.II – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E –Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

(tabella ripresa dalla Tabella 2.5.I del D.M. 14 gennaio 2008)

La combinazione sismica viene trascurata nei calcoli delle strutture in elevazione, così come per le fondazioni, in quanto non dimensionante. Il peso della barriera antirumore, infatti, è ridotto e quindi anche l'azione statica equivalente del sisma corrispondente. Inoltre, secondo le NTC 2008, il vento non

RELAZIONE DI CALCOLO

viene combinato con l'azione sismica, di conseguenza, le sollecitazioni derivanti dalla combinazione sismica sono sicuramente inferiori a quelle dovute al carico da vento amplificato nelle verifiche SLU.

La pressione dinamica e l'azione del vento sono azioni che non agiscono contemporaneamente. Se il valore della pressione del vento risulta superiore all'azione dinamica, quest'ultima non genera ulteriori combinazioni di carico, al contrario sostituirà l'azione del vento nelle combinazioni espresse di seguito.

Di seguito si riportano le possibili combinazioni di carico strutturali e geotecniche per la verifica delle barriere agli SLU e agli SLE, nonché per la verifica strutturale delle opere di fondazione.

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

Carico	Coefficienti $\gamma_F$					Coefficienti di non contemporaneità			
	SLUSTR	SLUGEO	SISMA	ECC	SLE	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
Peso proprio G1	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	
Permanenti nonstrutturali G2	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00	-	-	-	
Vento Q1	Non simultan ei	1.50	1.30	-	-	1.00	0.60	0.20	0.00
Pressione veicolare Q2		1.50	1.30	-	-	1.00	0.60	0.20	0.00
Sisma Ed	-	-	1.00	-	-	-	-	-	
Urto Ad	-	-	-	1.00	-	-	-	-	

## 7.2 CALCOLO DELLE COMBINAZIONI DEI CARICHI

Le sollecitazioni sono:

	MONTANTE			PALO		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
SLU STR 1	8.33	32.00	41.52	80.33	32.00	60.79
SLU STR 2	8.33	26.11	39.17	80.33	26.11	49.61
SLU GEO1	7.22	27.73	41.60	69.62	27.73	52.69
SLU GEO2	7.22	22.63	33.95	69.62	22.63	42.99
ECC	5.55	75.00	75.00	53.55	75.00	105.00
SLE1	5.55	21.33	32.00	53.55	21.33	40.53
SLE2	5.55	17.41	26.11	53.55	17.41	33.07

## 8 VERIFICA DELLE BARRIERE

Il profilo impiegato per le barriere integrate è un HE 140 A di classe S275, caratterizzato dalle seguenti dimensioni e parametri statici.

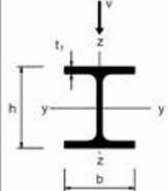
H	133 mm
B	140 mm
Sali	8.5 mm
Sanima	5.5 mm
p.p.	24.7 kg/m
$W_x$	155.4 cm <sup>3</sup>
$J_x$	1'033 cm <sup>4</sup>

I montanti delle barriere integrate verranno verificati solamente al carico da vento in quanto la condizione di urto è già verificata dal produttore essendo tali montanti omologati tramite crash-test.

### 8.1 VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ

Si verifica il profilo per l'azione di bordo, come da combinazione SLU-STR.

Si riportano le schermate di verifica a taglio, a pressoflessione e a instabilità flesso-torsionale, assumendo la lunghezza libera del montante pari a 2 volte l'altezza ( $l_0 = 6$  m). Tutto ciò a favore di sicurezza perché in entrambe le verifiche non si considerano i contributi delle strutture quali le lame del guard rail e il profilo superiore.

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio			
(Taglio parallelo all'anima)			
	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$		
<p><math>V_{Ed}</math> = azione tagliante di calcolo  <math>V_{c,Rd}</math> = resistenza di calcolo  <math>A_v</math> = area resistente a taglio  <math>f_{yk}</math> = tensione caratteristica a snervamento  <math>\gamma_{M0}</math> = coefficiente di sicurezza</p>			
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	V =	<input type="text" value="32"/>	[kN]
Scelta del profilo	<input type="text" value="HE 140 A"/>		
Classe dell'acciaio	<input type="text" value="S275JO - S275JR - S275J2"/>		
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2.4 NTC 2018)			
$V_{Ed} =$	32.00 [kN]	$V_{Ed} / V_{pl,Rd} =$	0.21 <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Verifica soddisfatta</span>
$V_{pl,Rd} =$	153.14 [kN]		

**RELAZIONE DI CALCOLO**

HE 140 A      Acciaio S275 (Fe430)      fy (N/mm2) 275

$N_{Sd}$  [kN] 8.33       $M_{y,Sd}$  [kNm] 41.52       $M_{z,Sd}$  [kNm] 0.0

Presso-Flessione deviata - EC3 #6.2.9.1 (6) - Sezione di classe 1 e 2

$$\left[ \frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{41.52}{43.4} \right]^2 + \left[ \frac{0}{21.2} \right]^1 = 0.916 + 0 = 0.916$$

OK

HE 140 A      Acciaio S275 (Fe430)      fy (N/mm2) 275

$N_{Sd}$  [kN] 8.33

Inflessione attorno all'asse		
	y - y	z - z
$I_0$ [m]	6	0
Snellezza $\lambda$	104.7	0
$N_{b,Rd}$ [kN]	372.9	785.5
$M_{1,Sd}$ [kNm]	41.52	0
$M_{2,Sd}$ [kNm]	0	0
$\beta_M$	1.8	1.1
$\mu$	-0.366	0.526
k	1.007	0.995
$M_{e,Rd}$ [kNm]	43.37	21.21
$M_{Sd}$ [kNm]	41.52	0

Resistenza della sezione 0.916 OK ?

Instabilità flessio-torsionale 0.968 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0.022 + 0.964 + 0 = 0.987$$

OK

HE 140 A      Acciaio S275 (Fe430)      fy (N/mm2) 275

$z_a$  [mm] 0.0      L [m] 0.0 =  $I_{0z}$  [m]

Coefficienti C  
? Momenti all'estremità    ? Carichi trasversali  
C<sub>1</sub> 1.0    C<sub>2</sub> 0.0    C<sub>3</sub> 1

Coefficienti di lunghezza efficace  
k 1.0    k<sub>v</sub> 1.0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

$M_{cr}$  [kNm] = ∞       $M_{e,Rd}$  [kNm] = 43.37

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0$$

$\chi_{LT} = 1$        $M_{b,Rd}$  [kNm] = 43.38

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione) - Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. [2]

$N_{Sd}$  [kN] 8.33       $M_{y,Sd}$  [kNm] 41.52       $M_{z,Sd}$  [kNm] 0.0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{8.33}{785.5} + \frac{1 \times 41.52}{43.38} + \frac{0.995 \times 0}{21.21}$$

= 0.011 + 0.957 + 0 = 0.968

OK

## 8.2 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE)

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

$$f_{max} \leq \frac{L}{150}$$

in cui  $L$  è la lunghezza libera del profilo, pari al doppio dell'altezza (schema a mensola).

$$f_{max} = \frac{p_v h^4}{8EJ} = 28 \text{ mm} < f_{amm} = \frac{3000 \times 2}{150} = 40 \text{ mm}$$

## 8.3 VERIFICHE DELLA PIASTRA DI BASE

Le piastre di base sono costituite da piastre in acciaio S275 di dimensioni 300x300x30 mm su cui viene saldato il profilo del montante e gli irrigidimenti di cui si trascurano gli effetti a favore di sicurezza.

Le verifiche sono condotte secondo le NTC e l'EC3 utilizzando il metodo del T-stub equivalente per la verifica della piastra.

RELAZIONE DI CALCOLO

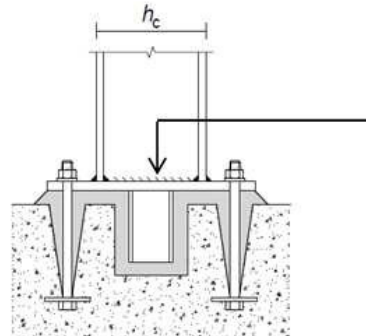
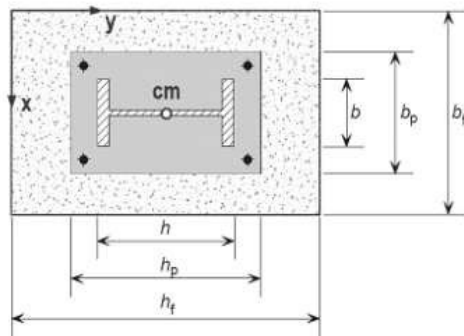
**Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione**

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck} =$	30.00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} =$	25.00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c =$	1.50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	-

**Resistenza di calcolo a compressione**

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$        $f_{cd} =$  14.17 MPa

Altezza della fondazione	$h_f =$	0.80	m
Larghezza della fondazione	$b_f =$	0.80	m
Spessore della fondazione	$d_f =$	1.00	m



**Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale della colonna**

Resistenza a snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{y,c} =$	275.00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della colonna	$f_{u,c} =$	430.00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_{M0} =$	1.05	-
Altezza della sezione trasversale della colonna	$h_c =$	133.00	mm
Larghezza della sezione trasversale della colonna	$b_c =$	140.00	mm
Spessore dell'anima	$t_{w,c} =$	5.50	mm
Spessore delle ali	$t_{f,c} =$	8.50	mm
Raggio di curvatura	$r_c =$	12.00	mm

Riduzione dovuta allo spessore  
 $f_{y,c,rid} =$  275.00 MPa  
 $f_{u,c,rid} =$  430.00 MPa

								Altezze di gola saldature	
$h_w$	$d_w$	A	$I_y$	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	$i_y$	$A_{vz}$	$a_{w,w}$	$a_{w,f}$
[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm <sup>3</sup> ]	[mm <sup>3</sup> ]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]
116.00	92.00	3141.61	1.033E+07	1.554E+05	1.735E+05	57.35	1012.36	2.75	4.25

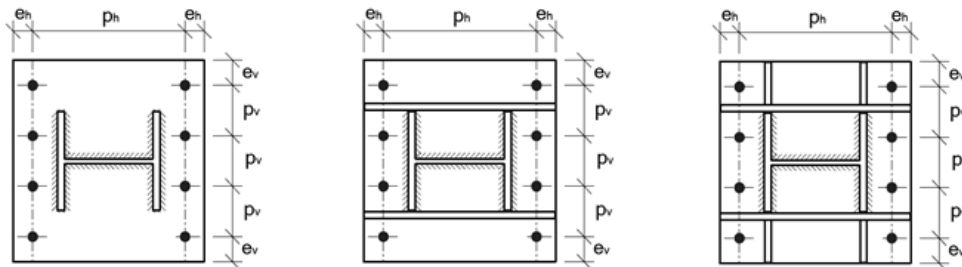
**Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della piastra di base e dei tirafondi**

Resistenza a snervamento dell'acciaio della piastra di base	$f_{y,bp} =$	275.00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della piastra di base	$f_{u,bp} =$	430.00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio dei tirafondi	$f_{ub} =$	570.00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo ai tirafondi e saldature	$\gamma_{M2} =$	1.25	-

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Altezza della piastra di base	$h_{bp} =$	300.00 mm
Larghezza della piastra di base	$b_{bp} =$	300.00 mm
Spessore della piastra di base	$t_{bp} =$	30.00 mm
Riduzione dovuta allo spessore		$f_{y, bp, rid} =$ 275.00 MPa
		$f_{u, bp, rid} =$ 430.00 MPa

Diametro del bullone	$d =$	24.00 mm
Area della porzione filettata del gambo	$A_s =$	353.00 mm <sup>2</sup>
Numero di bulloni per ciascun lato della piastra di base	$n =$	2
Distanza verticale dal bordo della piastra	$e_v =$	60.00 mm
Distanza orizzontale dal bordo della piastra	$e_h =$	60.00 mm
Passo verticale	$p_v =$	180.00 mm
Passo orizzontale	$p_h =$	180.00 mm



**Tipo 1**

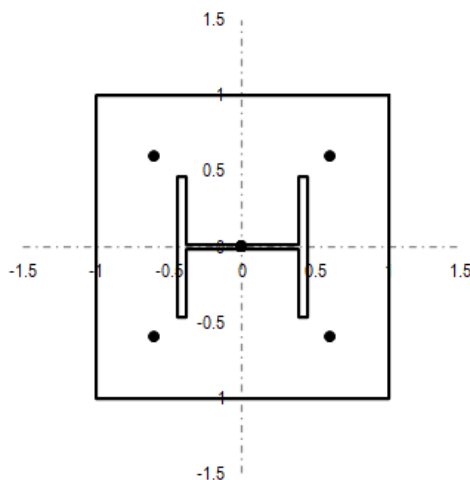
**Tipo 2**

**Tipo 3**

Tipologia della piastra di base **1** *Piastra di base priva di irrigidimenti*

Spessore degli irrigidimenti longitudinali	$t_{L,s} =$	0.00 mm
Spessore degli irrigidimenti trasversali	$t_{T,s} =$	8.00 mm
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti longitudinali	$a_{w,Ls} =$	0.00 mm
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti trasversali	$a_{w,Ts} =$	0.00 mm
	$d_0 =$	26.00 mm

$t_{T,s} > t_{r,c} \longrightarrow$



Verifica dei parametri geometrici		
$e_{v,lim}$	31.2	160.00 mm
$e_{h,lim}$	31.2	160.00 mm
$p_{v,lim}$	57.2	200.00 mm
$e_v$	OK	OK
$e_h$	OK	OK
$p_v$	OK	OK



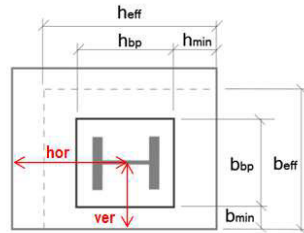
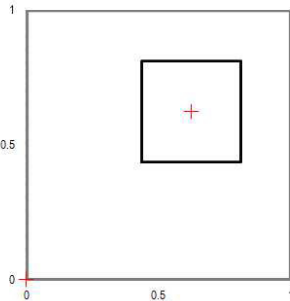
**RESISTENZA A COMPRESSIONE PURA**

Spessore minimo della malta di allettamento

Resistenza minima della malta di allettamento

Posizione della piastra di base rispetto alla fondazione

$h_{g,min} =$	50.00 mm
$f_{c,min} = (0.2f_{cd}; f_{cd})$	2.83 MPa
hor =	0.50 m
ver =	0.50 m



Distanza orizzontale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

Distanza verticale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

Fattore di incremento di resistenza calcolato analiticamente

Fattore di incremento di resistenza definito dall'utente

$h_{min} =$	0.15 m
$b_{min} =$	0.15 m
$\alpha =$	2.00
$\alpha_{UTENTE} =$	1.11
$\beta_1 =$	0.67

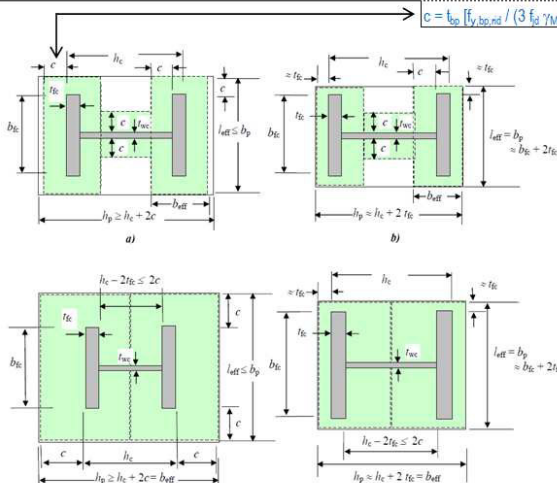
Resistenza di calcolo della fondazione

$f_{jd} = \beta_1 \alpha_{UTENTE} f_{cd}$   $f_{jd} = 10.48$  MPa

Larghezza di contatto

$c = 86.57$  mm

$c = c_{top} [f_{y, bp, md} / (3 f_{cd} \gamma_{MO})]^{0.5}$



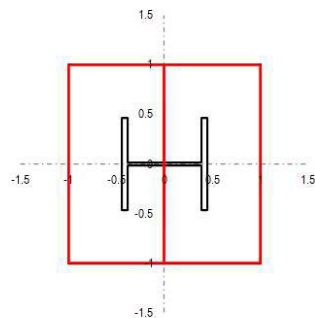
**PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8**

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'ala della colonna

$L_{eff,T,f} =$	300.00 mm
$B_{eff,T,f,ext} =$	83.50 mm
$B_{eff,T,f,int} =$	58.00 mm
$A_{eff,T,f} =$	4.50E+04 mm <sup>2</sup>

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'anima della colonna

$L_{eff,T,w} =$	178.65 mm
$B_{eff,T,w} =$	0.00 mm
$A_{eff,T,w} =$	0.00E+00 mm <sup>2</sup>



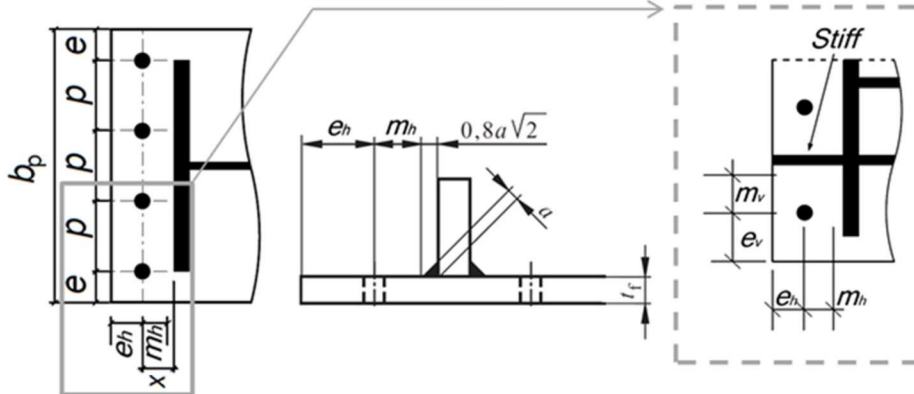
Area complessiva resistente a compressione

$A_{eff} = 9.00E+04$  mm<sup>2</sup>

Resistenza a compressione pura

$N_{C,Rd} = A_{eff} f_{jd}$   $N_{C,Rd} = 943.50$  kN

**RESISTENZA A TRAZIONE PURA**



Distanza orizzontale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_h =$	60.00 mm
Distanza orizzontale tra il baricentro del tirafondo e l'ala della colonna	$x_h =$	23.50 mm
	$m_h =$	18.69 mm
Distanza verticale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_v = e$	60.00 mm
Distanza verticale tra il baricentro del tirafondo e l'irrigidimento longitudinale	$x_v =$	20.00 mm
	$m_v =$	20.00 mm
Passo verticale tra i tirafondi	$p_v = p$	180.00 mm

**PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8**

**Determinazione delle lunghezze efficaci per il calcolo della resistenza a flessione della piastra di base**

Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2m_x$		Double curvature $\ell_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$
	Individual end yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + 2e_x$		Individual end yielding $\ell_{eff,nc} = 4m_x + 1.25e_x$
	Circular group yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + w$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + e$
			Group end yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + \frac{w}{2}$

**Tipologia della piastra di base: 1**

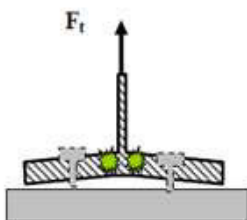
Numero di tirafondi per ciascun lato della piastra	$n =$	2
Percorso di snervamento circolare	$L_{eff,cp,1} =$	234.89 mm
Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo	$L_{eff,cp,2} =$	357.44 mm
Percorso di snervamento circolare di gruppo	$L_{eff,cp,3} =$	477.44 mm
Percorso di snervamento non circolare con doppia curvatura	$L_{eff,nc,1} =$	300.00 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo	$L_{eff,nc,2} =$	299.53 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo	$L_{eff,nc,3} =$	269.77 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc,4} =$	329.77 mm
	$L_{eff,min} =$	234.89 mm

**Resistenza a flessione della piastra**

Lunghezza efficace per il calcolo della resistenza a flessione della piastra	$L_{eff,min} =$	234.89 mm
Momento plastico per modo di collasso senza sviluppo di forze di contatto	$M_{pl,1,2,Rd} =$	13.84 kNm
<b>Resistenza a trazione per flessione della piastra di base</b>	$F_{T,1+2,Rd} =$	<b>740.52 kN</b>

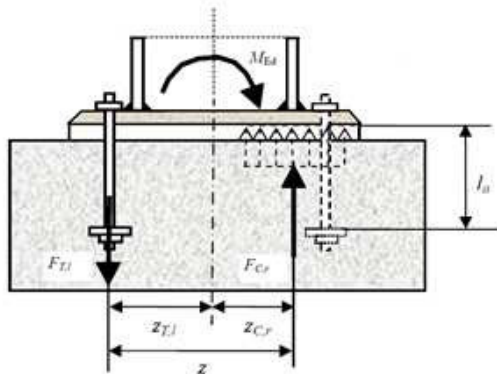
**Resistenza a trazione dei tirafondi**

Numero dei tirafondi per ciascun lato	$n =$	2 -
Resistenza a trazione del singolo tirafondo	$F_{t,Rd} =$	145 kN
<b>Resistenza per collasso dei tirafondi</b>	$F_{T,3,Rd} =$	<b>289.74 kN</b>



<b>Resistenza a trazione pura</b>	$N_{T,Rd} = -2\min(F_{1,2}, F_3)$	$N_{T,Rd} =$	<b>-579.48 kN</b>
-----------------------------------	-----------------------------------	--------------	-------------------

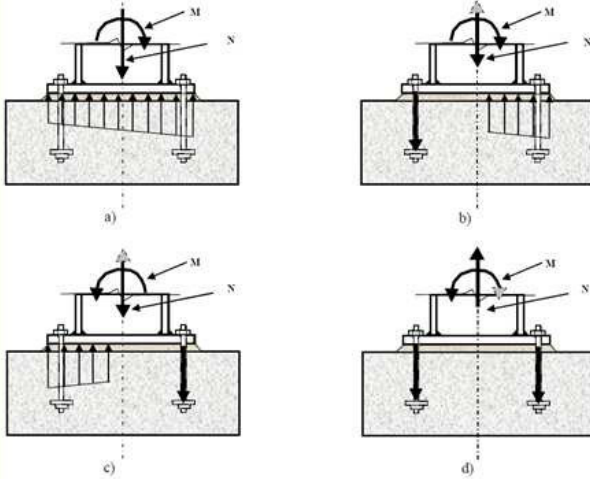
**RESISTENZA A FLESSIONE PURA**



Resistenza a compressione al di sotto della singola ala della colonna	$F_{C,Rd} =$	471.75 kN	
Resistenza a trazione per flessione piastra o trazione tirafondi	$F_{T,Rd} =$	289.74 kN	
	$F_{min,Rd} =$	<b>289.74 kN</b>	
Braccio di leva tra la risultante di compressione e quella di trazione	$z =$	152.25 mm	
<b>Resistenza a flessione pura</b>	$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} z$	$M_{0,Rd} =$	<b>44.11 kNm</b>

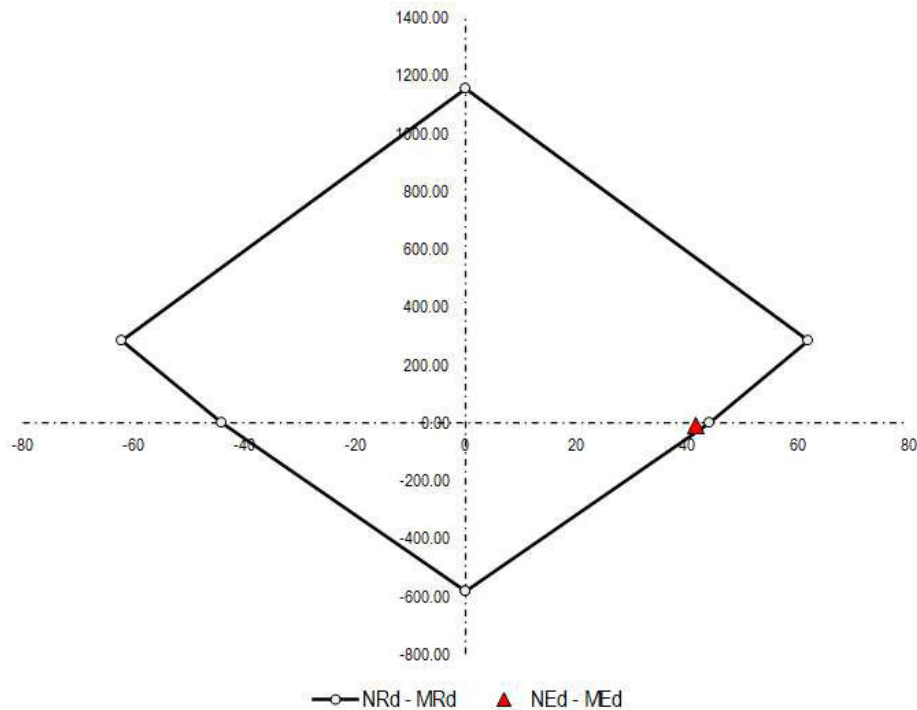
**PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8**

**RESISTENZA A PRESSO FLESSIONE**



Braccio di leva della risultante delle compressioni rispetto a metà piastra	$Z_C =$	62.25 mm
Braccio di leva della risultante delle trazioni rispetto a metà piastra	$Z_T =$	90.00 mm
<b>Resistenza assiale</b>	$N_{Rd} = F_{C,Rd} - F_{T,Rd}$	<b><math>N_{Rd} = 287.32</math> kN</b>
<b>Resistenza a flessione</b>	$M_{Rd} = F_{C,Rd}(Z_C) - F_{T,Rd}(-Z_T)$	<b><math>M_{Rd} = 62.00</math> kNm</b>

**Dominio di resistenza della Piastra di Base**



La piastra risulta verificata.

#### 8.4 VERIFICHE DEI TIRAFONDI

I tirafondi sono costituiti da barre M24 in acciaio 8.8.

La verifica è la seguente:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{v,Sd} = \frac{32}{4} = 8 \text{ kN} \quad \text{FORZA TAGLIANTE SU UN TIRAFONDO}$$

$$F_{t,Sd} = \frac{\frac{41.52}{0.18}}{2} = 115.3333 \text{ kN} \quad \text{FORZA DI TRAZIONE MASSIMA SU UN TIRAFONDO}$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$\frac{8}{134.14} + \frac{115.33}{1.4 \cdot 201.21} = 0.4691 < 1 \text{ con } \frac{115.33}{201.21} = 0.5732 < 1$$

con

$$F_{v,Rd} = f_{v,RD} \cdot A_{res} = 380 \cdot 353 = 134.14 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = f_{t,RD} \cdot A_{res} = 570 \cdot 353 = 201.21 \text{ kN}$$

## 9 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Si assume un palo trivellato di lunghezza 5 m, diametro 600 mm, intestato per 400 mm nel cordolo continuo di dimensioni 0.8 X 0.8 m.

Le verifiche delle fondazioni su pali e micropali sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, come indicato nelle Nuove Norme Tecniche 2008 (par. 6.4.3.1):

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - Collasso per carico limite del palo nei riguardi dei carichi assiali;
  - Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - Collasso per carico limite del palo nei riguardi dei carichi trasversali;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - Raggiungimento della resistenza (pe-r sollecitazioni assiali e flessionali, taglianti,torcenti) nelle opere di fondazione (plinti e cordoli);
  - Raggiungimento della resistenza (per sollecitazioni assiali e flessionali, taglianti,torcenti) nelle opere di sottofondazione (pali e micropali);
- SLE (combinazione Rara-Frequente)
  - Raggiungimento deformabilità massima complesso fondazione-elevazione;
  - Formazione di fessure;
  - Raggiungimento delle tensioni massime ammissibili in condizioni d'esercizio.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'Approccio progettuale di tipo 2 (NTC 2008 paragrafo 2.6.1) (combinazione unica A1+M1+R3).

La determinazione delle sollecitazioni lungo il palo è effettuata mediante fogli di calcolo, considerando il palo immerso nel terreno e soggetto all'azione dei carichi orizzontali e verticali derivanti dalla struttura in elevazione (applicati in testa palo). Il terreno è schematizzato mediante una distribuzione di molle alla Winkler di diversa rigidità a seconda del tipo di terreno che il palo attraversa.

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto prescritto dalle NTC2008.

Per ottenere la resistenza caratteristica  $R_k$  del palo si calcola una resistenza di calcolo minima  $(R_{cal})_{min}$  ed una resistenza di calcolo media  $(R_{cal})_{medio}$  in funzione dei parametri geotecnici rispettivamente minimi e medi. Tali resistenze vengono divise per un fattore di correlazione  $\xi$  riportato nella seguente tabella in funzione del numero delle verticali indagate.

**Tab. 9.1.I - 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

(tabella ripresa dalla Tabella 6.4.IV del D.M. 14 gennaio 2008)

A favore di sicurezza si considera  $\xi=1,7$ , valido per una verticale indagata.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene dividendo il valore caratteristico  $R_k$  per i coefficienti parziali  $\gamma_R$  sotto indicati.

**Tab. 9.1.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		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$y_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$y_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$y$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$y_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

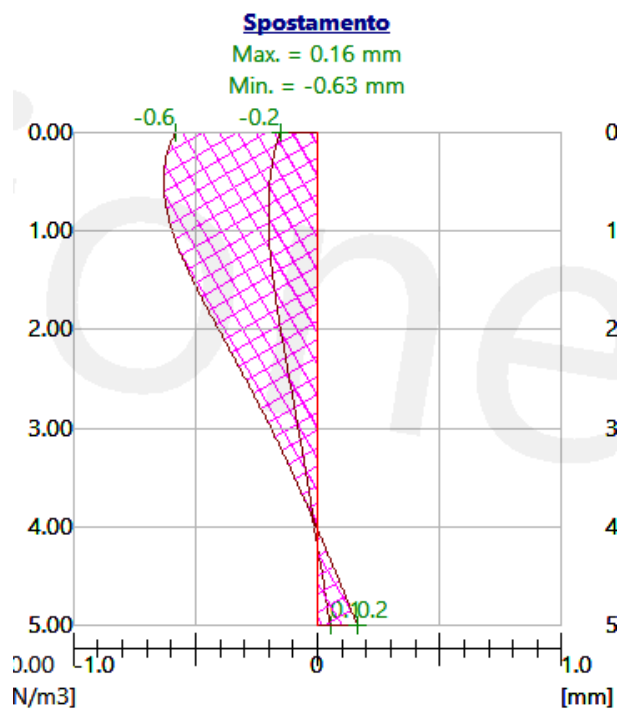
(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

(tabella ripresa dalla Tabella 6.4.II del D.M. 14 gennaio 2008)

In definitiva, il valore della resistenza di progetto, con cui confrontare le azioni sollecitanti, è dato da:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{RX} \xi} = \frac{R_k}{1,3 \times 1,7}$$

I cedimenti massimi dei pali sono sottorappresentati



## 9.1 VERICHE SLU-GEO

### 9.1.1 Verifica di capacità portante di pali

L'elaborato di riferimento per i parametri geotecnici è: T01GE03GEORE01.

La categoria di sottosuolo nel tratto iniziale del lotto 1, riportata nel documento sopra citato, è la B.

I parametri geotecnici sono:

$$g = 24.5 \text{ kN/m}^3$$

$$f = 27^\circ$$

Coesione efficace=215 kPa

Visti i pochi dati a disposizione per caratterizzare con precisione il terreno, si adottano coefficienti di sicurezza maggiore sui parametri geotecnici.

La capacità portante risulta

$$Q_d = \frac{254.34}{1.3 \times 1.7} = 115.086 \text{ kN} > 80.33 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.



### 9.1.2 Verifica ai carichi trasversali

Per la verifica ai carichi trasversali del palo singolo si farà riferimento alla teoria di Broms (1965) in base alla quale per il calcolo del carico limite occorre distinguere i casi di palo libero di ruotare in testa e di palo vincolato alla quota del piano di campagna ad una struttura di fondazione che ne impedisca la

#### Verifica della capacità portante : NAVFAC DM 7.2

Analisi effettuata con selezione automatica dei casi di carico più sfavorevoli.

Fattore determinante la profondità critica  $k_{dc} = 1.00$

Verifica del palo a compressione:

Caso di carico più sfavorevole N.1. (Carico n. 1).

Resistenza laterale del palo  $R_s = 51.45$  kN

Resistenza alla punta del palo  $R_b = 202.90$  kN

Capacità portante del palo  $R_c = 254.34$  kN

Carico agente verticale  $V_d = 80.33$  kN

rotazione.

Per pali relativamente corti e rigidi il valore del carico limite trasversale dipende solo dalle caratteristiche geometriche del palo e dalla resistenza del terreno.

Per pali relativamente lunghi il valore limite del carico trasversale dipende anche dalle caratteristiche di resistenza del palo, in quanto la rottura avviene con formazione di una cerniera plastica nel palo.

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali si applicano i seguenti coefficienti parziali.

Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

Nel nostro caso  $\gamma_T = 1,3$ .

Lo schema è quello di palo impedito di ruotare in testa.

**Terreni coesivi:**

**Pali impediti di ruotare in testa:**

- Palo corto:

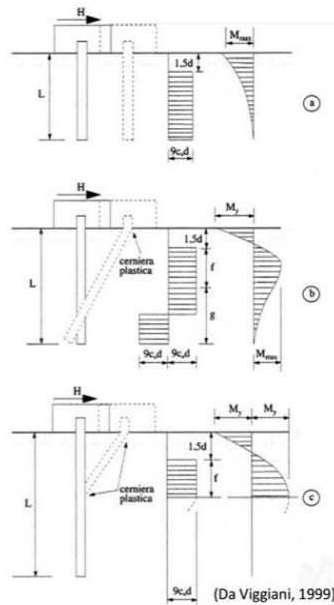
$$\frac{H}{c_u d^2} = 9 \left( \frac{L}{d} - 1,5 \right) \quad M_{\max} = H (0,5L + 0,75d)$$

- 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:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -13,5 + \sqrt{182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$



**Terreni granulari:**

**Pali impediti di ruotare in testa:**

- Palo corto:

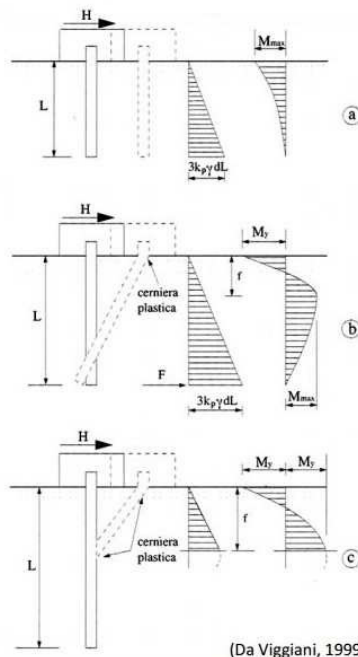
$$H = 1,5L^2 k_p \gamma d \quad M_{\max} = \frac{2}{3} H L$$

- 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:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left( 3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$



Peso specifico terreno $\gamma$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Lunghezza palo L	5000	mm
Diametro $\Phi$	600	mm
Momento plasticizzazione palo $M_y$	585.00	kNm
Terreno laterale		
Coesione drenata c	0.000	MPa

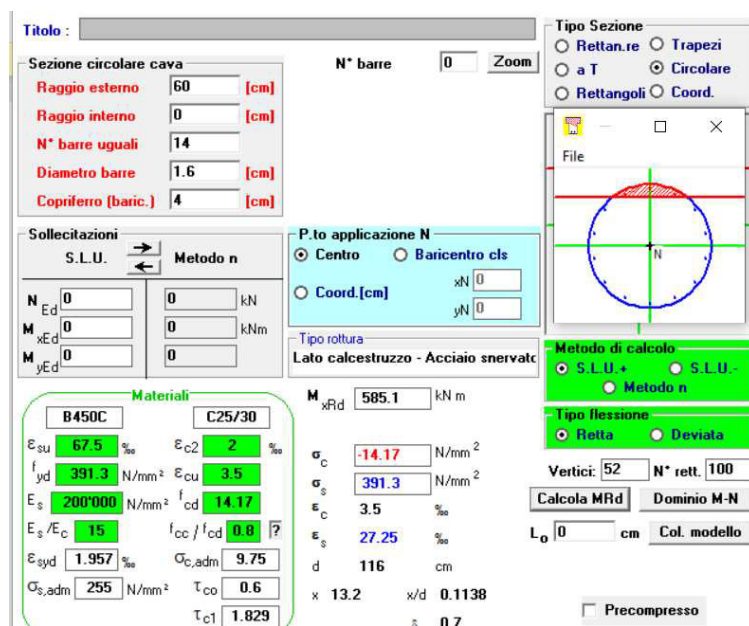
	26.0	°
Angolo d'attrito $\varphi$	0.4538	rad
$R_{\text{terreno, palo corto}} =$	1411.79	kN
$R_{\text{terreno, palo intermedio}} =$	587.60	kN
$R_{\text{terreno, palo lungo}} =$	558.39	kN
Coefficiente sicurezza $R_3$	2.21	1.3x1.7
Portata laterale	252.66	kN

La resistenza inferiore si ha per il palo tipo lungo.

$$V_{Ed} = 75 \text{ kN} < 232.38 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Per il momento di plasticizzazione si è considerata la sezione del palo, in classe C25/30, armata con 14 barre f16.



**Titolo:** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 14  
Diametro barre: 1.6 [cm]  
Copriferro [baric.]: 4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 $N_{Ed}$  0 kN  
 $M_{xEd}$  0 kNm  
 $M_{yEd}$  0 kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s \cdot \epsilon_{c}$  15  $f_{cc} / f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

**Tipologia rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipologia flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 $L_0$  0 cm Col. modello

$M_{xRd}$  585.1 kNm  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  27.25 ‰  
 $d$  116 cm  
 $x$  13.2  $x/d$  0.1138  
 $\lambda$  0.7

Precompresso

## 9.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TIPO STRUTTURALE (SLU-STR)

Per semplicità, e rimanendo largamente a favore di sicurezza, si esegue la verifica considerando tali valori massimi come concomitanti nello stesso punto.

Le sollecitazioni massime riscontrate sul cordolo di fondazione si verificano in punti diversi dell'elemento stesso. Per semplicità, e rimanendo largamente a favore di sicurezza, si eseguono le verifiche

considerando le componenti massime delle diverse sollecitazioni agenti contemporaneamente sulla stessa sezione di verifica.

### 9.2.1 Verifica strutturale dei pali per sollecitazioni assiali e flessionali

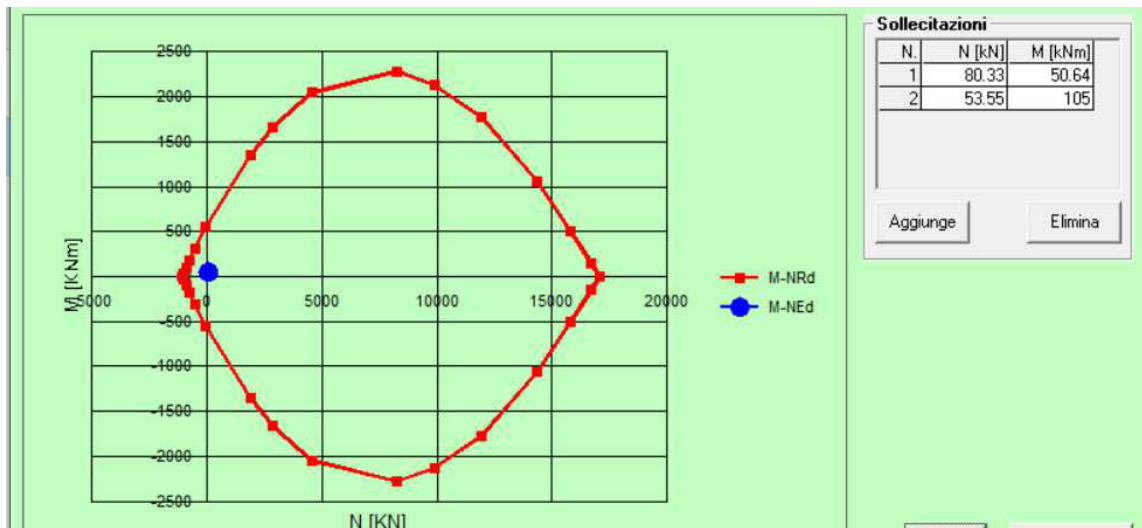
Note le sollecitazioni agenti, sono state effettuate le verifiche strutturali di resistenza a pressoflessione (agli stati limiti ultimi SLU-STR) della sezione circolare del palo in c.a.

La sezione risulta verificata se è rispettata la seguente relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}(N_{Ed})$$

- $M_{Ed}$  è il momento flettente agente;
- $M_{Rd}(N_{Ed})$  è il momento flettente resistente, funzione dello sforzo normale  $N_{Ed}$  agente.

Si riporta la verifica della sezione del palo soggetto alle sollecitazioni M/N massime



La sezione risulta verificata

### 9.2.2 Verifica strutturale dei pali per sollecitazioni taglianti

Le verifiche di resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti vengono effettuate considerando una sezione quadrata di pari area rispetto a quella del palo.

$$D_{palo} = 60 \text{ cm}$$

$$A_{palo} = \pi \cdot \left(\frac{D_{palo}}{2}\right)^2 = 2827 \text{ cm}^2$$

$$B = H = \sqrt{A_{palo}} = 53,2 \text{ cm}$$

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

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

L'armatura longitudinale del palo è:

Armatura longitudinale	Copriferro [cm]	Taglio resistente $V_{Rd}$ [kN]
16 $\emptyset$ 14	4	150.57

Poiché i pali sono caratterizzati da sollecitazioni taglianti minori della quantità appena calcolata, non è necessaria una specifica armatura a taglio. Si inserisce solamente una staffatura a spirale  $\emptyset$ 10/20 cm.

### 9.2.3 Verifica del cordolo delle barriere integrate tipo A

Il cordolo ha dimensioni BxH pari a 80x80 cm ed è armato con 5+5  $\emptyset$ 16 longitudinali e staffe  $\emptyset$ 12 passo 20 cm. Si fa riferimento alle sollecitazioni più gravose in corrispondenza della testa del palo.

Sollecitazioni (comb. SLU):

$$N = 53.55 \text{ kN}$$

$$V = 75 \text{ kN}$$

$$M = 105 \text{ kNm}$$

#### Verifica a flessione deviata

Il momento flettente sul cordolo è pari a:

$$M_y = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{con } q = \frac{N_{\text{palo}}}{\text{interasse palo}} = \frac{53.55}{3} = 17.85 \text{ kN/m}$$

Il momento flettente risulta pari a

$$M_y = 20.08 \text{ kNm}$$

$$M_z = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{con } q = \frac{V_{\text{palo}}}{\text{interasse palo}} = \frac{75}{3} = 25 \text{ kN/m}$$

Il momento flettente risulta pari a

$$M_z = 28.13 \text{ kNm}$$

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Segue la verifica:

**Titolo :** SEZIONE CORDOLO

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	80	80
2	80	0
3	0	0
4	0	80

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	4	4
2	2.01	22	4
3	2.01	40	4
4	2.01	58	4
5	2.01	76	4
6	2.01	4	76

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

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

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

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 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>  N/mm²  
 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>  N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  τ<sub>c1</sub>

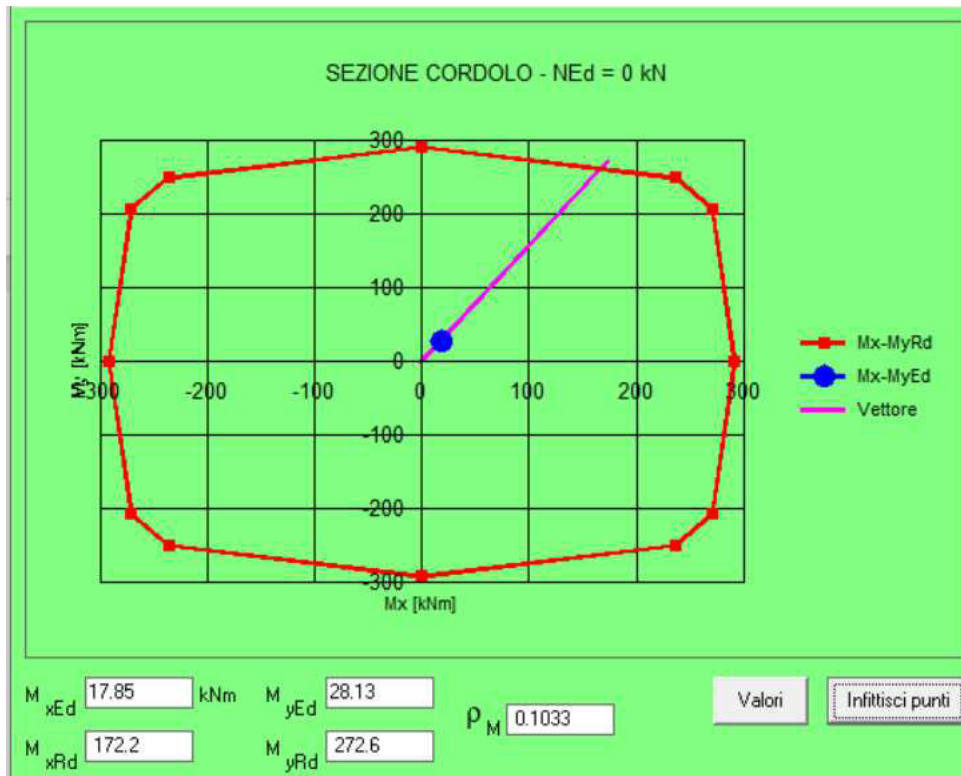
**P.to rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviate

N° rett.   
 Calcola MRd Dominio Mx-My  
 angolo asse neutro θ°   
 Precompresso

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 M<sub>yRd</sub>  kN m  
 σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ



Il punto che rappresenta la sollecitazione è interno al diagramma M-N.

Per cui la verifica è soddisfatta.

### Verifica a taglio

Il taglio sul cordolo è pari a:

$$V_y = \frac{ql}{2}$$

$$\text{con } q = \frac{V_{\text{palo}}}{\text{interasse palo}} = \frac{75}{3} = 25 \text{ kN/m}$$

Il taglio risulta pari a

$$V_y = \frac{ql}{2} = \frac{25 \times 1.5}{2} = 18.75 \text{ kNm}$$

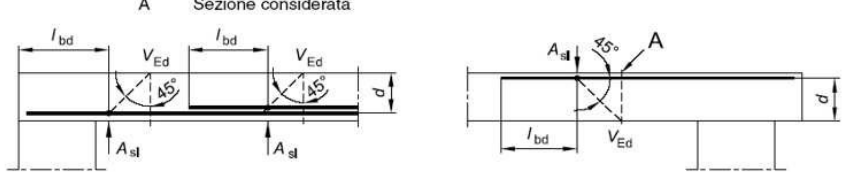
Segue la verifica:

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	13.39	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.51	[-]
		1.51	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0.0016535	[-]
		0.0016535	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda  
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	177.16	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	198.01	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>198.01</b>	<b>[kN]</b>

$$V_{RD} > V_{ED}$$

La verifica risulta perciò soddisfatta senza armatura a taglio

Dato che il taglio nella direzione ortogonale è inferiore (deriva dal contributo del peso proprio), la verifica si considera soddisfatta.

Si applica perciò un'armatura minima di staffe f12/20 cm.

### Verifica a torsione

Si considera a favore di sicurezza una torsione massima sul cordolo pari a

$$M_T = 75 \text{ KNm}$$

interamente trasmessa dal cordolo stesso al palo.

Segue la verifica secondo par. 4.1.2.1.4 delle NTC2008.

Rck (daN/cm <sup>2</sup> )	350
B (cm)	80
H (cm)	80
c (cm)	4.0
φ <sub>st</sub> (mm)	12
φ <sub>lon</sub> (mm)	16
p (cm) passo longitudinale staffe	20
Armatura longitudinale	
A <sub>l,tot</sub> (cm <sup>2</sup> )	20.10
θ°	45
0,4<=cotg θ<=2,5	1.00
cotg θ (rif)	1.22
t (cm)	20.00
A (cm <sup>2</sup> )	3'600.00
u <sub>m</sub> (cm)	240.00
MT <sub>Rd,c</sub> (kNm)	593
MT <sub>Rd,st</sub> (kNm)	159
MT <sub>Rd,s lon</sub> (kNm)	236
<b>MT<sub>Rd</sub> (kNm)</b>	<b>159</b>

$$MT_{Rd} > M_T$$

Per cui la verifica risulta soddisfatta

Visti i parametri in gioco, la sezione risulta verifica anche a torsione e taglio combinati.

## 9.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

### 9.3.1 Verifica di deformabilità (SLE-Rara)

Il dimensionamento è stato eseguito in modo da rispettare il limite di deformabilità ammissibile del sistema "fondazione-elevazione" tale per cui lo spostamento massimo complessivo in testa montante risulti inferiore a 1/100 dell'altezza della struttura in elevazione.



**RELAZIONE DI CALCOLO**

Lo spostamento totale è costituito da tre componenti: la traslazione della testa del palo, la rotazione della testa del palo e la traslazione del montante soggetto al carico del vento.

Pertanto la verifica di deformabilità è superata se:

$$\Delta_{tot} = \Delta_{palo} + h_{FOA} \cdot \alpha_{testa\ palo} + \Delta_{FOA} \leq \Delta_{max} = h_{FOA}/100$$

$$\Delta_{tot} = 0.63\text{ mm} + 28\text{ mm} = 28.63\text{ mm} < 30\text{ mm}$$

**9.3.2 Verifica a fessurazione (SLE-Frequente)**

Il § 4.1.6.1.3 delle NTC 2008 afferma che l'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il § 4.1.2.2.4 e con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

Come indicato nella Circolare n. 617 del 02 Febbraio 2009, la verifica dell'ampiezza di fessurazione viene effettuata in via indiretta:

**Tabella C4.1.II** Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4\text{ mm}$	$w_2 = 0,3\text{ mm}$	$w_1 = 0,2\text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4\text{ mm}$	$w_2 = 0,3\text{ mm}$	$w_1 = 0,2\text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tab. 9.3.I – 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 ripresa dalla Tabella 4.1.III del D.M. 14 gennaio 2008)

Tab. 9.3.II - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>k</sub>	Stato limite	w <sub>k</sub>
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>

(tabella ripresa dalla Tabella 4.1.IV del D.M. 14 gennaio 2008)

Nelle opere interrato, bagnate, raramente asciutte, la porosità della matrice cementizia è imbibita di acqua, l'ossigeno e l'anidride carbonica responsabili della degradazione delle strutture si diffondono con più difficoltà nel calcestruzzo e la carbonatazione risulta rallentata.

La norma UNI 11104 inquadra questa tipologia di strutture nella classe di esposizione XC2 e classe di resistenza minima C25/30.

Utilizzando XC2 come classe di esposizione ambientale ed utilizzando armatura poco sensibile, effettuando le verifiche nella combinazione di carico rara a favore di sicurezza (invece di considerare la combinazione frequente), il limite di apertura delle fessure è pari a w<sub>3</sub> = 0.4 mm.

Prevedendo pali Ø 600 armati longitudinalmente con 14 barre di armatura di diametro 16 mm, la verifica della spaziatura minima e del diametro massimo, risulta sempre soddisfatta visto lo stato tensionale presente.

Il copriferro nominale:  $C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{min}$

Con  $\Delta C_{min} = 10 \text{ mm}$  e  $C_{min} = \max(C_{min,b}; C_{min,dur}; 10\text{mm})$ .

C<sub>min,b</sub> il copriferro minimo per garantire l'aderenza si assume pari al diametro delle barre di armatura, 16 mm

C<sub>min,dur</sub> il copriferro minimo per garantire la durabilità è pari a 25 mm

Il copriferro minimo è quindi C<sub>min</sub> = 25 mm ed il copriferro nominale è C<sub>nom</sub> = C<sub>min</sub> + ΔC<sub>min</sub> = 35 mm.

Il copriferro previsto progettualmente è stato deciso, conservativamente, C = 40 mm.