



DIREZIONE GENERALE ROMA

AUTOSTRADA A1 MILANO - NAPOLI

da progr. km 144+519 a progr. km 152+500

PIANO DI RISANAMENTO ACUSTICO AI SENSI DELLA LEGGE QUADRO n. 447/95

PROGETTO DEFINITIVO

MACROINTERVENTI 106-107

REGGIO EMILIA - CORREGGIO - SAN MARTINO IN RIO - RUBIERA

PARTE STRUTTURALE

Titolo Elaborato

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE E FONDAZIONE

Commissa	Codice Elaborato	Rev	Scala	Data	<p>autostrade per l'italia Società per azioni</p> <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO IL R.U.P. (Daniela Trofati) DI TROPPI</p>	
01 314	STR 001-a	1		01-2019		
Rev	Descrizione	Data	Redatto	Verificato	Approvato	Il Committente
0	EMISSIONE PER VALIDAZIONE TECNICA	09-2017	A. FABBRI	G. PIACENTINI	E. PAMPANA	M. DONFERRI
1	EMISSIONE PER CDS	01-2019	A. FABBRI	G. PIACENTINI	E. PAMPANA	M. DONFERRI
2						
3						

**Autostrada A1 MILANO-NAPOLI
da Prog. Km 144+519 a Prog. Km 152+500**

Macro Intervento 106-107

**Comuni di Reggio Emilia (RE), Correggio (RE),
San Martino in Rio (RE), Rubiera (RE)**

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	7
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
3. MATERIALI	11
3.1 <i>CALCESTRUZZO</i>	11
3.2 <i>ACCIAIO</i>	11
3.3 <i>RESINE PER INGHISAGGI</i>	11
4. METODO DI CALCOLO	12
4.1 <i>CONTESTO NORMATIVO E METODO DI ANALISI</i>	12
4.2 <i>VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)</i>	12
4.2.1 <i>AZIONI</i>	13
4.2.2 <i>MATERIALI (PARAMETRI GEOTECNICI)</i>	13
4.2.3 <i>RESISTENZE</i>	14
4.3 <i>VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)</i>	14
5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	15
5.1 <i>PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA</i>	15
5.2 <i>CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE</i>	16
5.3 <i>FATTORE DI STRUTTURA</i>	17
5.4 <i>SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO E DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE</i>	18
5.4.1 <i>COMUNE DI REGGIO EMILIA</i>	19
5.4.2 <i>COMUNE DI CORREGGIO</i>	20
5.4.3 <i>COMUNE DI SAN MARTINO IN RIO</i>	21
5.4.4 <i>COMUNE DI RUBIERA</i>	26
6. DESCRIZIONE DELLA BARRIERA TRADIZIONALE	28
7. DESCRIZIONE DELLA BARRIERA INTEGRATA	33
7.1 <i>LUNGHEZZA MINIMA DI FUNZIONAMENTO</i>	38
7.2 <i>TERMINALI DELLA BARRIERA</i>	38
7.3 <i>SMALTIMENTO ACQUE</i>	39
7.4 <i>MATERIALI IMPIEGATI</i>	39
7.5 <i>MODALITA' DI INSTALLAZIONE</i>	40

7.6 CONFORMITA' DEI DISPOSITIVI DI RITENUTA NELLE COSTRUZIONI STRADALI E LORO INSTALLAZIONE	44
7.7 RISULTATI DELLE PROVE IN SCALA REALE	45
8. DESCRIZIONE DELLE TIPOLOGIE DI FONDAZIONE	46
9. DESCRIZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE	47
9.1 BARRIERA ANTIRUMORE TRADIZIONALE DIETRO SISTEMA DI RITENUTA	47
9.2 BARRIERA ANTIRUMORE INTEGRATA.....	47
9.3 CARICHI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE E SULLE FONDAZIONI	
48	
9.3.1 CARICHI PERMANENTI (G1).....	48
9.3.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	48
9.3.3 CARICO VARIABILE DA VENTO (Q1)	48
9.3.4 CARICO VARIABILE DINAMICO DA RIMOZIONE NEVE (Q2)	57
9.3.5 CARICO VARIABILE DA NEVE (Q3)	58
9.3.6 CARICO VARIABILE DA PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE (Q4)	61
9.3.7 AZIONE VARIABILE DA TRAFFICO VEICOLARE (Q5)	62
9.3.8 AZIONE SISMICA (ED)	63
9.3.9 AZIONE ECCEZIONALE DA URTO DA TRAFFICO VEICOLARE IN SVIO (AD)	64
10. CALCOLO DELLE AZIONI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE	66
10.1 PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI (G1) E PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	
66	
10.2 CALCOLO CARICO DA VENTO (Q1)	67
10.3 CALCOLO CARICO DINAMICO RIMOZIONE DELLA NEVE (Q2)	69
10.4 CALCOLO CARICO DELLA NEVE (Q3)	69
10.5 CALCOLO CARICO DINAMICO VEICOLARE (Q4)	69
10.6 CALCOLO AZIONE DA URTO DA VEICOLO IN SVIO (AD)	69
10.7 CALCOLO AZIONE SISMICA (ED)	70
11. COMBINAZIONI DEI CARICHI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE	71
11.1 DESCRIZIONE DELLE COMBINAZIONI DEI CARICHI	71
12. DESCRIZIONE DELLO SCHEMA STATICO	74

12.1 SOLLECITAZIONI A BASE MONTANTE	74
12.2 SOLLECITAZIONI A BASE AGGETTO.....	76
12.3 SOLLECITAZIONI SULLE FONDAZIONI	77

13. CRITERI DI VERIFICA DEI MONTANTI DELLE BARRIERE TRADIZIONALI

78

13.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI	78
13.2 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI SLU (FLESSIONE E TAGLIO)	80
13.3 VERIFICA DI INSTABILITA' "EULERIANA" A COMPRESSIONE (SLU)	81
13.4 VERIFICHE DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALI AGLI SLU	82
13.5 VERIFICHE TENSIONALI IN ESERCIZIO (SLE)	84
13.6 VERIFICHE DI DEFORMABILITA' ALLO SLE	84

14. CRITERI DI VERIFICA DEL COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE E SISTEMA DI ANCORAGGIO TRAMITE TIRAFONDI (BARRIERE TRADIZIONALI)

85

14.1 DETERMINAZIONE DELLA COPPIA DI SERRAGGIO E DELLA FORZA DI PRETIRO	87
14.2 ANALISI DEI CARICHI.....	87
14.3 VERIFICHE DELLA PIASTRA DI BASE CON I FAZZOLETTI DI IRRIGIDIMENTO.....	88
14.3.1 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA PIASTRA SENZA IRRIGIDIMENTI.....	88
14.3.2 VERIFICA A TAGLIO SEZIONE CON IRRIGIDIMENTI.....	90
14.3.3 VERIFICA DELLO SPESORE DELLA PIASTRA DI BASE.....	90
14.3.4 VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA	92
14.4 VERIFICHE DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO.....	93
14.4.1 VERIFICHE A TAGLIO-TRAZIONE DEI TIRAFONDI	93
14.4.2 VERIFICA A SCHIACCIAMENTO DEL CALCESTRUZZO IN CORRISPONDENZA DELLA ROSETTA	94
14.4.3 VERIFICA A FLESSIONE DELLA ROSETTA (O DELLA PIASTRA DI ANCORAGGIO)	96
14.4.4 VERIFICA A SFILAMENTO DEL CILINDRO DI CALCESTRUZZO	97
14.5 VERIFICA DELLE SALDATURE.....	98
14.6 VERIFICA DELLA SEZIONE IN C.A. SOTTOSTANTE LA PIASTRA DI BASE.....	99

15. CRITERI DI VERIFICA DEI MONTANTI E PIASTRE DI COLLEGAMENTO DELLE BARRIERE INTEGRATE.....

101

15.1 VERIFICHE DEL MONTANTE	101
15.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI	102
15.1.2 VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO (SLU)	104
15.1.3 VERIFICA DI INSTABILITA' "EULERIANA" A COMPRESSIONE (SLU)	106
15.1.4 VERIFICA DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE (SLU)	108

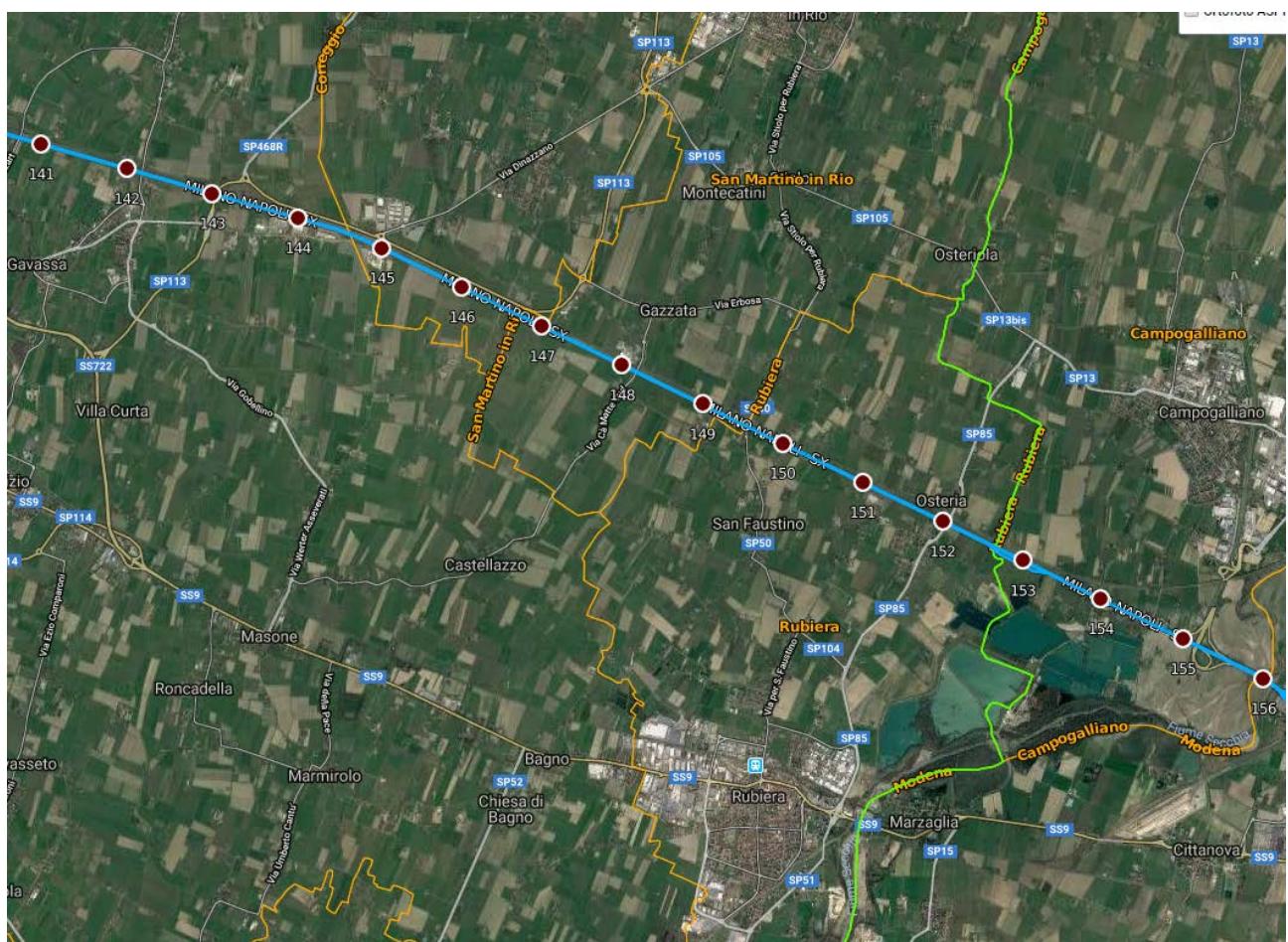
15.1.5	VERIFICA TENSIONALE IN ESERCIZIO (SLE)	114
15.1.6	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE)	115
15.2	VERIFICHE COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE	116
15.2.1	ANALISI DEI CARICHI	117
15.2.2	VERIFICA DI RESISTENZA DELLA PIASTRA DI BASE	119
15.2.3	VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA	121
15.2.4	VERIFICA A TAGLIO-TRAZIONE DEI BULLONI	122
15.2.5	VERIFICA DELLE SALDATURE	124
15.2.6	VERIFICA DELLA SEZIONE IN C.A. AL DI SOTTO DELLA PIASTRA DI BASE	127
15.3	DETERMINAZIONE DELLA COPPIA DI SERRAGGIO E DELLA FORZA DI PRETIRO ...	129
16.	CRITERI DI VERIFICA DEGLI ANCORANTI METALLICI CHIMICI	133
16.1	RESISTENZA AI CARICHI DI TRAZIONE	134
16.1.1	ROTTURA DELL'ACCIAIO	134
16.1.2	ROTTURA COMBINATA SFILAMENTO E ROTTURA CONICA	135
16.1.3	ROTTURA CONICA DEL CALCESTRUZZO	138
16.1.4	ROTTURA PER FRANTUMAZIONE SUPERFICIALE DEL CALCESTRUZZO SOTTO CARICO (SPLITTING)	
	140	
16.2	RESISTENZA AI CARICHI DI TAGLIO	141
16.2.1	ROTTURA PER TAGLIO DELL'ACCIAIO, SENZA BRACCIO DI LEVA	141
16.2.2	ROTTURA PER STRAPPO DEL CALCESTRUZZO (PRYOUT)	142
16.2.3	ROTTURA DEL BORDO DEL CALCESTRUZZO	142
16.3	RESISTENZA AI CARICHI COMBINATI DI TRAZIONE E TAGLIO	145
16.4	VERIFICHE NON SODDISFATTE E CALCOLO ARMATURA AGGIUNTIVA	146
16.4.1	VERIFICA A ROTTURA CONICA PER AZIONI ASSIALI NON SODDISFATTA	146
16.4.2	VERIFICA SPLITTING PER AZIONI ASSIALI NON SODDISFATTA	148
16.4.3	VERIFICA ROTTURA DEL BORDO DEL CALCESTRUZZO PER AZIONI TAGLIANTI NON SODDISFATTA	
	148	
17.	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE	149
17.1	DETERMINAZIONE DELLE MOLLE ORIZZONTALI ALLA WINKLER DEL TERRENO ...	150
17.1.1	TERRENI GRANULARI	150
17.1.2	TERRENI COESIVI	151
17.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TIPO GEOTECNICO (SLU-GEO)	152
17.2.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DI PALI E MICROPALI DI FONDAZIONE	153
17.2.2	VERIFICA AI CARICHI TRASVERSALI	160
17.3	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TIPO STRUTTURALE (SLU-STR)	163

17.3.1	VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI PER SOLLECITAZIONI ASSIALI E FLESSIONALI.....	163
17.3.2	VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI.....	163
17.3.3	VERIFICA STRUTTURALE DEI MICROPALI	164
17.3.4	VERIFICA STRUTTURALE DEI PLINTI E CORDOLI DI FONDAZIONE.....	165
17.4	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)	167
17.4.1	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE-RARA)	167
17.4.2	VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO (SLE-RARA)	167
17.4.3	VERIFICA A FESSURAZIONE (SLE-FREQUENTE)	168
18.	DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI	170
18.1	ELEVAZIONE DELLE BARRIERE TRADIZIONALI	170
18.1.1	MONTANTI.....	170
18.1.2	COLLEGAMENTO DI BASE MONTANTE-FONDAZIONE.....	172
18.2	ELEVAZIONE DELLE BARRIERE INTEGRATE	175
18.3	ANCORAGGI CHIMICI DELLE BARRIERE INTEGRATE	175
18.3.1	IPOTESI DI CALCOLO	175
18.3.1	VERIFICHE.....	179
18.4	CONSIDERAZIONI SUL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE	185
18.5	PALI DI SOTTOFONDAZIONE	186
18.5.1	TERRENI GRANULARI	187
18.5.1	TERRENI COESIVI.....	191
18.6	MICROPALI DI SOTTOFONDAZIONE.....	194
18.6.1	TERRENI GRANULARI	195
18.6.1	TERRENI COESIVI.....	198
19.	VERIFICA DELLE FONDAZIONI	201
19.1	VERIFICA DEL "PLINTO/CORDOLO SU PALI".....	203
19.2	VERIFICA DEL "PLINTO/CORDOLO SU MICROPALI"	204

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione sono contenuti i calcoli preliminari di dimensionamento e verifica delle strutture in elevazione e fondazione delle opere di mitigazione acustica (previste dal piano di risanamento ai sensi della Legge Quadro n° 447/95) del tratto di Autostrada A1 Milano-Napoli, da Prog. Km 144+519 a Prog. Km 152+500, ed identificato come macrointervento MI 106-107.

Il tratto di autostrada interessato dallo studio acustico ricade nei Comuni di Reggio Emilia (RE), Correggio (RE), San Martino in Rio (RE), Rubiera (RE). Gli interventi antirumore interessano i soli Comuni di Correggio (RE), San Martino in Rio (RE), Rubiera (RE).



Oggetto della relazione sono:

- la descrizione delle diverse tipologie strutturali, ovvero delle barriere tradizionali e integrate (cfr. §6-7-8);
- la descrizione dello schema e del modello di calcolo impiegato per i dimensionamenti delle strutture (cfr. §12);

- la definizione delle azioni agenti sulle strutture , tra cui l'azione sismica, e delle possibili combinazioni dei carichi (cfr. §5-9-10-11);
- la definizione dei metodi e criteri di verifica, sia per le strutture in elevazione che per le opere di fondazione-sottofondazione (cfr. §4-13-14-15-16-17);
- i dimensionamenti e le verifiche preliminari dei montanti e dei relativi sistemi di ancoraggio delle barriere fonoassorbenti; delle strutture di fondazione su pali e micropali (cfr.18-19)

Il dimensionamento e la verifica delle opere viene effettuato secondo quanto prescritto dall'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 17 Gennaio 2018, G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018), con il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- **Decreto Ministeriale (Infrastrutture) 17 Gennaio 2018 (NTC2018):** "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" (G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018)
- **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 autocompattante – 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
-
- **ETAG No. 001 - Allegato C, Agosto 2010:** "Linea guida per il benessere tecnico europeo di ancoranti metallici da utilizzare nel calcestruzzo - Progettazione di ancoranti"
 - **EOTA TECHNICAL REPORT TR 029, Settembre 2010:** "Metodo di progettazione di ancoranti chimici"

3. MATERIALI

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

3.1 CALCESTRUZZO

Si assume che le varie parti siano realizzate con le classi di calcestruzzo di seguito indicate:

MAGRONE.....	C12/15
PALI DI FONDAZIONE	C25/30
PLINTI, CORDOLI DI FONDAZIONE E MURI	C28/35
RIQUALIFICA OPERE D'ARTE E RIPRISTINI	C32/40

3.2 ACCIAIO

Si assume che le varie parti siano realizzate con i seguenti tipi di acciaio:

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	B450C
ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE	S275J0
TUBI PER MICROPALI	S355 JR
BULLONI: VITI / DADI	Classe 8.8 / 8
ROSETTE	C50

3.3 RESINE PER INGHISAGGI

Si assume che gli inghisaggi delle barre filettate (per barriere integrate e di sicurezza) e delle barre di armatura post-installate vengano effettuati con le seguenti resine:

BARRE FILETTATE BARRIERE INTEGRATE	resina chimica $\tau=18\text{ MPa}$
BARRE FILETTATE BARRIERE DI SICUREZZA.....	resina chimica $\tau=14\text{ MPa}$
BARRE D'ARMATURA	resina chimica $\tau=14\text{ MPa}$

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 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 (§ 2.2.6 NTC2018), 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 $X_d = X_k/\gamma_M$ e 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 nominale 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 il coefficienti di sicurezza parziale delle azioni γ_F e con il fattore parziale della resistenza dei materiali γ_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 γ_F (EQU, A1 e A2) relativi alle azioni sono indicati nella seguente tabella ripresa dalla Tabella 2.6.I del D.M. 2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

⁽¹⁾ 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.

4.2.2 Materiali (Parametri geotecnici)

I coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici γ_M (M1 e M2) sono specificati nella successiva tabella, ripresa dalla Tabella 6.2.II del D.M. 2018.

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

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

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 γ_M e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in situ, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera.

I coefficienti per le resistenze γ_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.

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

5.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

L'opera viene dimensionata con riferimento a seguente periodo di riferimento per l'azione sismica V_R , funzione della tipologia di opera:

- Tipo di opera Ordinaria su rete viaria di tipo A o B
- Vita nominale $V_N = 50 \text{ anni}$
- Classe d'uso *Classe IV*
- Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{ anni}$

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viaarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Digue connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

5.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Dalle indagini geognostiche, in particolare dalle prove sismiche M.A.S.W., e dai rilievi si ricavano le seguenti condizioni relativamente al sottosuolo e alla topografia:

Tipo di suolo	C
Categoria topografica	T1

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositи di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositи di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

In base alle categorie individuate, si determinano i parametri S_s , C_c e S_T necessari per la definizione dell'azione sismica locale.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

5.3 FATTORE DI STRUTTURA

Le strutture sono dimensionate considerando un comportamento non dissipativo, pertanto le membrature rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico anche in caso di sisma con alto periodo di ritorno senza attingere alle proprie risorse dissipative o riserve plastiche.

Per la definizione dello spettro di progetto in accelerazione $S_d(T)$ allo Stato Limite Ultimo si adottano conseguentemente i seguenti fattori di comportamento (paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018):

- per la componente orizzontale, $q_{ND} = 2/3$ $q_{CD "B"} = 2/3$ ($q_0 \cdot K_R$) = $2/3 (2 \cdot 0.8) = 1.07 < 1.5$;
- per la componente verticale, $q_v = 1.5$.

Si è considerato $q_0 CD "B" = 2$, ovvero struttura a mensola o a pendolo inverso in acciaio.

Per la definizione dello spettro di progetto in accelerazione $S_d(T)$ allo Stato Limite Ultimo si adotta per la componente orizzontale, a favore di sicurezza, un fattore di struttura pari a $q = 1$.

Assumendo un comportamento non dissipativo, non è necessario l'utilizzo di accorgimenti quali la gerarchia delle resistenze, il cui effetto può esplicarsi solo al superamento del comportamento elastico della struttura. Pertanto le regole progettuali fissate dalla Norma, volte a garantire capacità dissipativa e duttilità strutturale, non trovano in tal caso applicazione poiché le membrature non attingono mai alle proprie risorse dissipative, né accedono alle loro riserve plastiche, rimanendo in campo elastico anche in caso di sisma con alto periodo di ritorno.

5.4 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO E DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE

Gli spettri di risposta in accelerazione elastico $S_e(T)$ e di progetto $S_d(T)$ della componente orizzontale sono definiti tramite il documento Excel "Spettri-NTC" (versione 1.0.3), redatto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, basandosi sulle indicazioni normative riportate nelle NTC2008 e NTC2018.

Si riportano di seguito i parametri a_g , F_o e T_c^* per i diversi Comuni interessati dagli interventi di risanamento acustico.

Per il solo Comune con parametri più gravosi si determinano gli spettri allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV. Come individuabile dalla tabella seguente, il comune con ordinata dello spettro in accelerazione elastica allo SLV più gravosa risulta essere il Comune di San Martino in Rio.

Comune	$S_e \text{ SLV max } [\text{g}]$
Reggio Emilia (RE)	0.663
Correggio (RE)	0.711
San Martino in Rio (RE)	0.717
Rubiera (RE)	0.695

5.4.1 Comune di Reggio Emilia

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE 10,6205 LATITUDINE 44,7096

Ricerca per comune REGIONE Emilia-Romagna PROVINCIA Reggio Emilia COMUNE Reggio nell'Emilia

Elaborazioni grafiche

Grafi spettri di risposta | →

Variabilità dei parametri | →

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri | →

Nodi del reticolo intorno al sito

km7,5

-7,5 km

15610 15611

15832 15838

Reticolo di riferimento

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

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0,047	2,477	0,248
50	0,058	2,505	0,264
72	0,069	2,482	0,270
101	0,079	2,482	0,275
140	0,091	2,461	0,280
201	0,107	2,442	0,281
475	0,154	2,377	0,289
975	0,197	2,389	0,307
2475	0,267	2,457	0,316

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

5.4.2 Comune di Correggio

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE 10,7833 LATITUDINE 44,7707

Ricerca per comune REGIONE Emilia-Romagna PROVINCIA Reggio Emilia COMUNE Correggio

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione |
superficie rigata

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

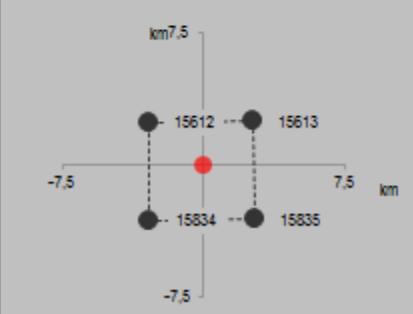
Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0,043	2,508	0,249
50	0,055	2,502	0,265
72	0,064	2,503	0,274
101	0,075	2,475	0,276
140	0,088	2,456	0,277
201	0,106	2,469	0,275
475	0,153	2,540	0,274
975	0,204	2,520	0,277
2475	0,291	2,437	0,289

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

5.4.3 Comune di San Martino in Rio

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input type="radio"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 10,7831	LATITUDINE 44,7329	
<input checked="" type="radio"/> Ricerca per comune	REGIONE Emilia-Romagna	PROVINCIA Reggio Emilia	COMUNE San Martino in Rio
Elaborazioni grafiche Grafi ci spettri di risposta Variabilità dei parametri	Reticolo di riferimento  <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> Controllo sul reticolo Sito esterno al reticolo Interpolazione su 3 nodi Interpolazione corretta </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> Interpolazione superficie rigata </div>		
Elaborazioni numeriche Tabella parametri	Nodi del reticolo intorno al sito  <p>km 7,5 -7,5 km</p> <p>La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".</p>		

[INTRO](#) **FASE 1** [FASE 2](#) [FASE 3](#)

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0,045	2,486	0,250
50	0,057	2,500	0,266
72	0,067	2,483	0,273
101	0,077	2,482	0,276
140	0,091	2,458	0,278
201	0,109	2,438	0,277
475	0,158	2,489	0,278
975	0,209	2,487	0,280
2475	0,295	2,419	0,292

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_u info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE $\begin{cases} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{cases}$

Stati limite ultimi - SLU $\begin{cases} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{cases}$

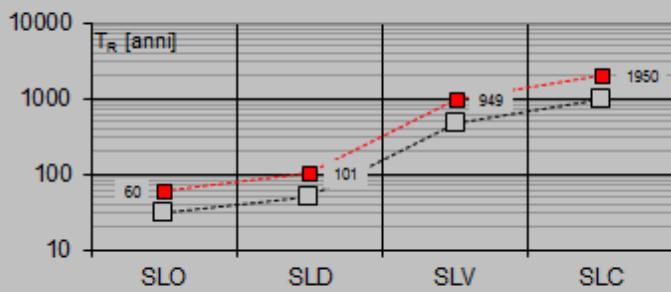
Elaborazioni

Grafici parametri azione 

Grafici spettri di risposta 

Tabella parametri azione 

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0,062	2,491	0,270
SLD	101	0,077	2,482	0,276
SLV	949	0,207	2,487	0,280
SLC	1950	0,270	2,436	0,289

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV**

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C**

$S_s = 1,391$

$C_0 = 1,598$

Categoria topografica **T1**

$h/H = 0,000$

$S_T = 1,000$

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1,000$

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore $q_o = 1$

Regol. in altezza **sì**

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore $q = 1,5$

$\eta = 0,667$

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

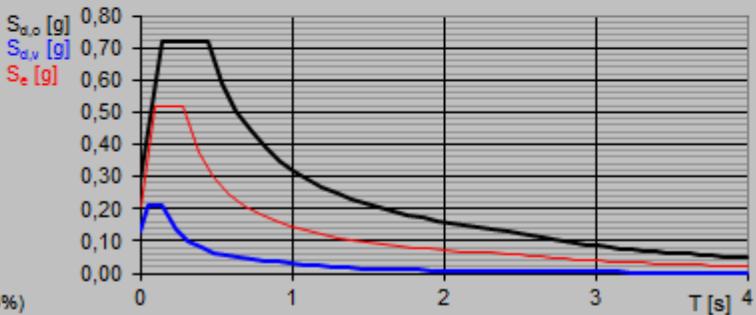
Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,207 g
F_o	2,487
T_c'	0,280 s
S_s	1,391
C_c	1,598
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,391
η	1,000
T_B	0,149 s
T_c	0,448 s
T_D	2,429 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

$$\begin{cases} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_c & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_c \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right) \end{cases}$$

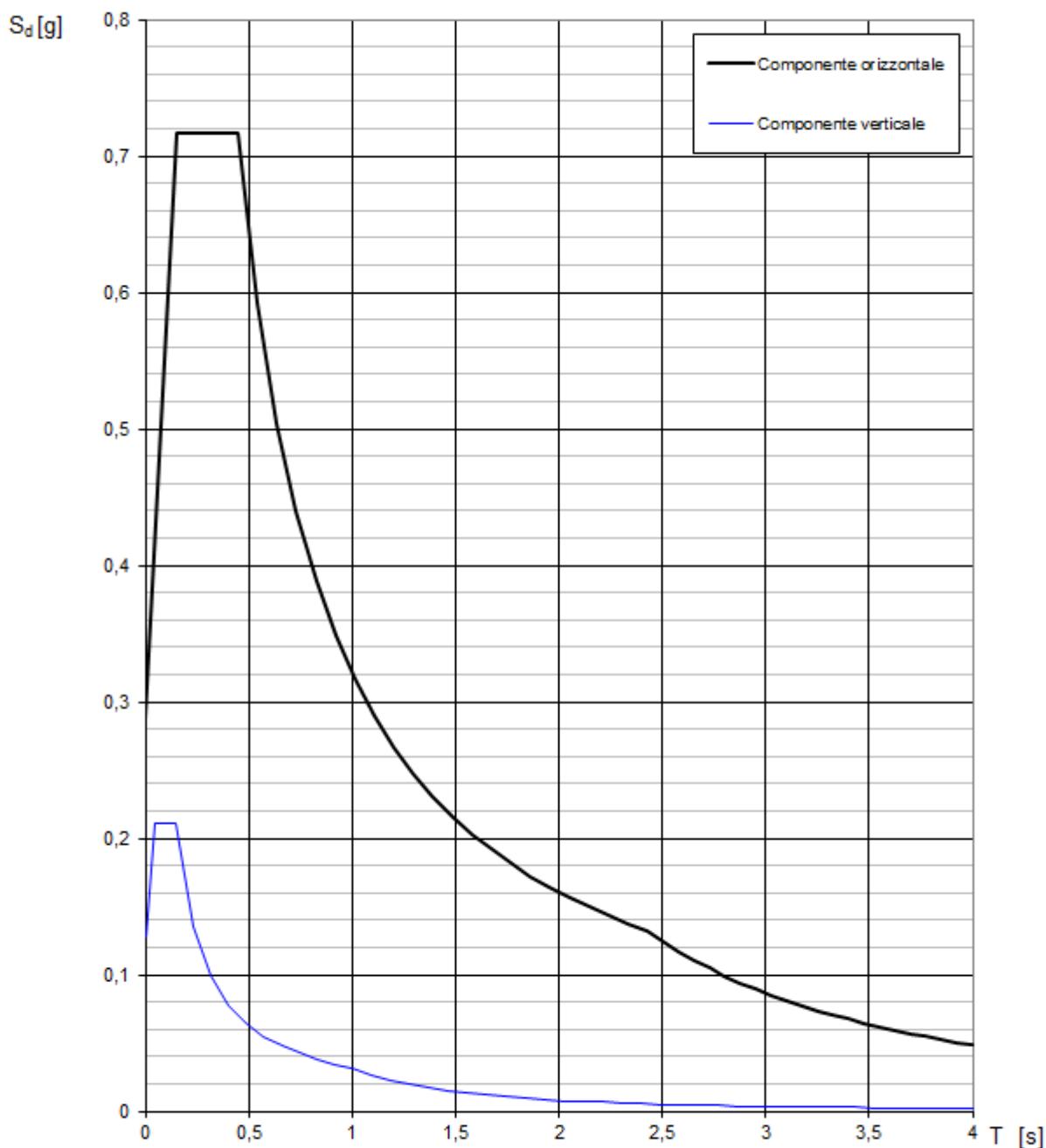
Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,288
0,149	0,717
0,448	0,717
0,542	0,592
0,636	0,504
0,731	0,439
0,825	0,389
0,919	0,349
1,014	0,317
1,108	0,290
1,202	0,267
1,297	0,247
1,391	0,231
1,485	0,216
1,580	0,203
1,674	0,192
1,768	0,181
1,863	0,172
1,957	0,164
2,051	0,156
2,146	0,150
2,240	0,143
2,334	0,137
2,429	0,132
2,504	0,124
2,578	0,117
2,653	0,111
2,728	0,105
2,803	0,099
2,878	0,094
2,952	0,089
3,027	0,085
3,102	0,081
3,177	0,077
3,252	0,074
3,327	0,070
3,401	0,067
3,476	0,064
3,551	0,062
3,626	0,059
3,701	0,057
3,776	0,055
3,850	0,053
3,925	0,051
4,000	0,049

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell'

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



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

5.4.4 Comune di Rubiera

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE 10,7797 LATITUDINE 44,655

Ricerca per comune REGIONE Emilia-Romagna PROVINCIA Reggio Emilia COMUNE Rubiera

Elaborazioni grafiche

Grafi spettri di risposta | →

Variabilità dei parametri | →

Reticolo di riferimento



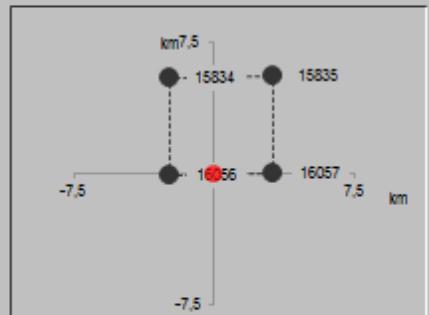
Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata | →

Nodi del reticolo intorno al sito



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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

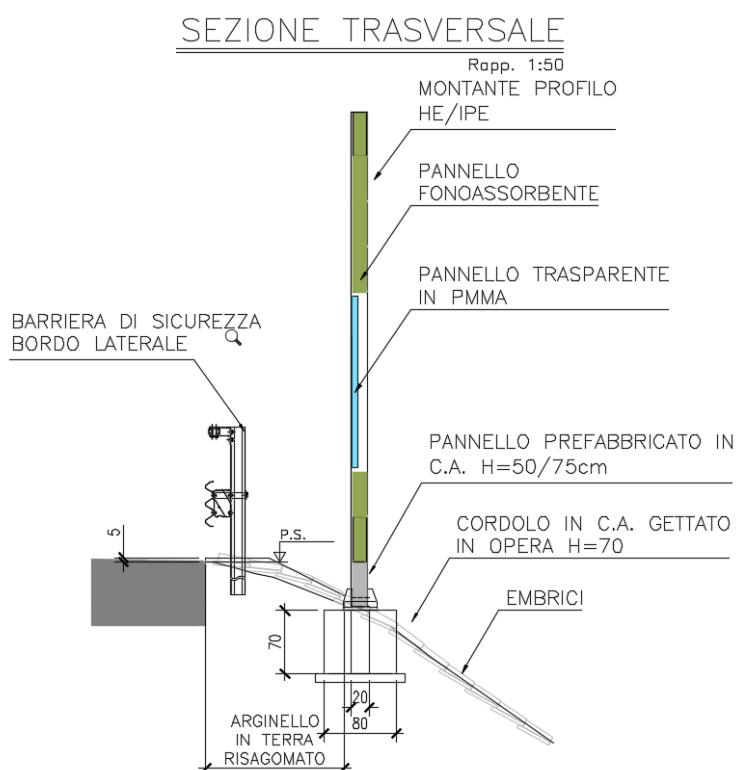
T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0,049	2,471	0,252
50	0,061	2,500	0,266
72	0,072	2,468	0,273
101	0,083	2,464	0,277
140	0,096	2,439	0,280
201	0,114	2,391	0,283
475	0,161	2,394	0,291
975	0,209	2,395	0,305
2475	0,283	2,419	0,316

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

6. DESCRIZIONE DELLA BARRIERA TRADIZIONALE

Le tipologie di barriere antirumore analizzate nella presente relazione sono realizzate con montanti in acciaio a sezione ad "H" (profili HE-A oppure HE-B) oppure ad "I" (profili IPE) che sostengono i pannelli fonoassorbenti in alluminio verniciato, pannelli alla base di pulizia prefabbricati in calcestruzzo ed eventuali lastre trasparenti in PMMA.

Tali barriere possono presentare uno sbraccio superiore inclinato di un certa quantità α rispetto all'orizzontale. Tale aggetto è collegato al montante verticale tramite un'unione bullonata.



I pannelli fonoassorbenti in lega metallica sono di altezza 0.50 m, costituiti da un elemento scatolare in lega di alluminio verniciato (preferibilmente bocciardata) o altro materiale conforme al capitolato speciale di appalto, contenente un materassino fonoassorbente. Lo scatolare presenterà una sola faccia forata (quella rivolta verso la sorgente) tale da consentire il passaggio dell'energia sonora verso il materiale fonoassorbente; la faccia diretta verso i ricettori sarà invece costituita da lamiera grecata non forata in modo da consentire la riflessione dell'energia sonora.

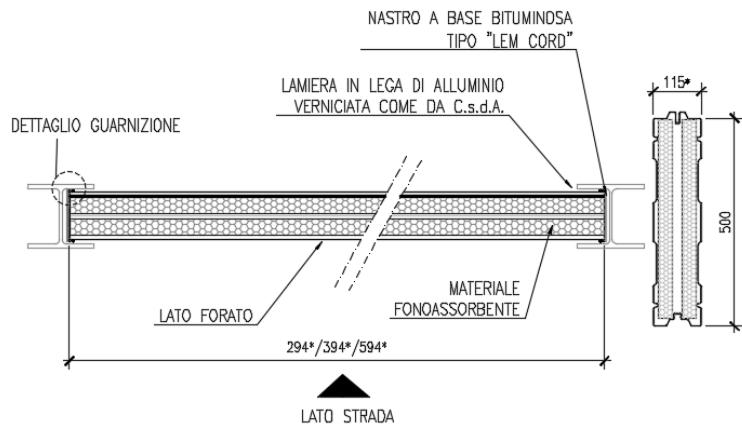
Lo scatolare dovrà essere costituito da una lamiera metallica e costituito da un modulo anteriore, da uno posteriore e da profili laterali di chiusura. Particolari piegature consentiranno l'aggancio delle varie parti, che, nello specifico, sarà effettuato mediante rivettatura e/o viti ovvero mediante incastro. Lo scatolare dovrà prevedere idonei accorgimenti al fine di ridurre

l'ingresso dell'acqua meteorica nei pannelli, e comunque di favorirne la fuoriuscita mediante pendenze e fori di drenaggio. Inoltre, sulla parete posteriore interna dello scatolare dovrà essere applicata a caldo una stuoa gommosa flessibile a base bituminosa, ininfiammabile.

PARTICOLARE PANNELLO FONOASSORBENTE

Rapp. 1:10

PIANTA E SEZIONE



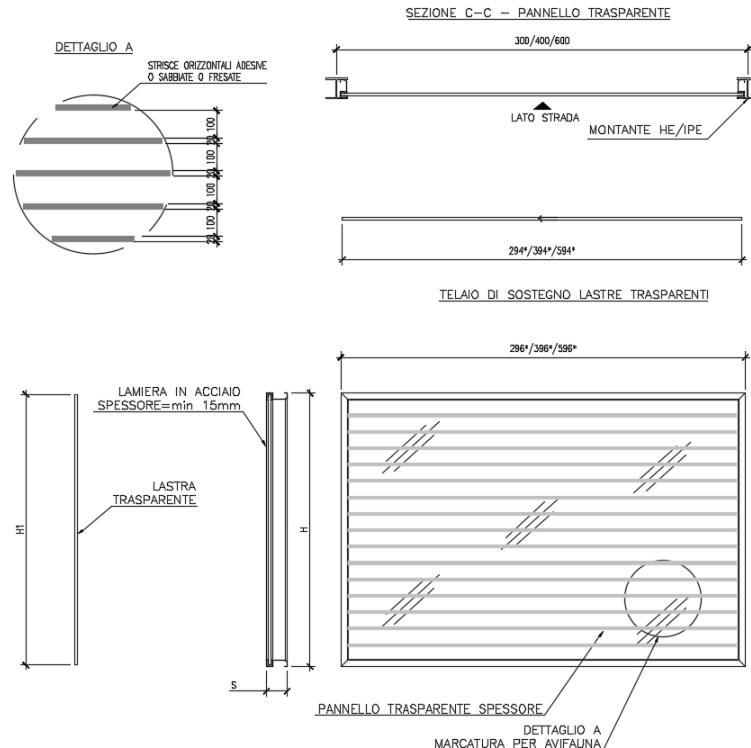
I pannelli in materiale trasparente, quando presenti, saranno in polimetilmetacrilato estruso (PMMA) di spessore minimo 15 mm, con strisce orizzontali per segnalare la presenza dell'ostacolo ai volatili. Dette marcature devono essere applicate verso l'esterno - lato ricettore e avranno le seguenti caratteristiche:

- strisce orizzontali adesive o sabbiate o fresate;
- colore bianco (o giallo);
- larghezza: 2 cm;
- spaziatura: 10 cm

La metodologia di marcatura adottata per i pannelli in PMMA è frutto di uno specifico studio effettuato da ASPI in collaborazione con LIPU Lega Italiana Protezione Uccelli – Bird Life Italia – Settore nazionale Ecologia urbana, che ha portato alla condivisione del documento "Studio di Impatto Ambientale sul tema pannelli fono isolanti e avifauna". Tale ricerca ha permesso di proporre la soluzione mitigativa maggiormente efficace per le specifiche applicazioni.

PARTICOLARE PMMA

Rapp. 1:20

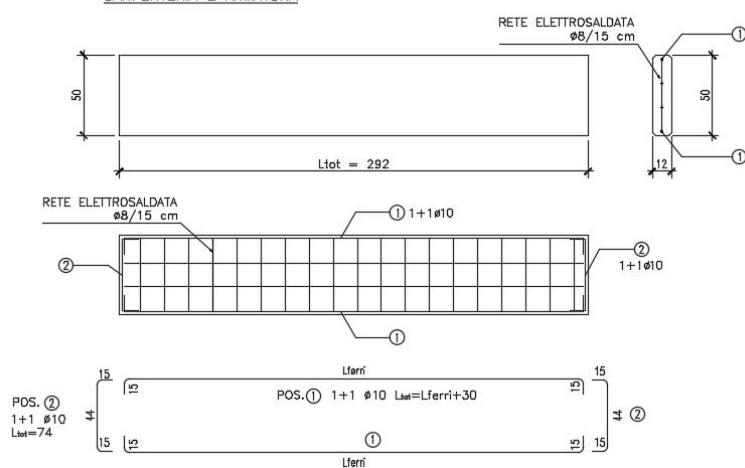


Nella parte inferiore, a contatto con la fondazione, in luogo ai pannelli in metallo sono previsti 1 o 2 pannelli prefabbricati in calcestruzzo, con funzione di pulizia, aventi le stesse dimensioni. Questo materiale risulta infatti preferibile visto che risulterà parzialmente interrato e conterrà la terra dell'arginello dal lato autostradale.

PANNELLI PREFABBRICATI IN CLS H=50cm L=300cm

Rapp. 1:20

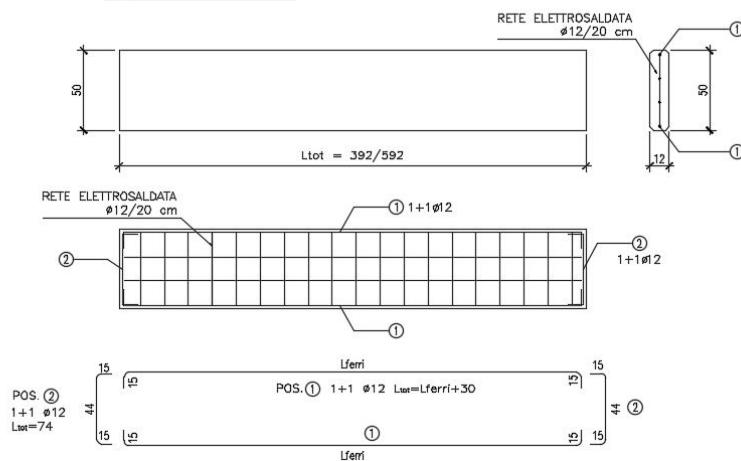
CARPENTERIA E ARMATURA



PANNELLI PREFABBRICATI IN CLS H=50cm L=400/600cm

Rapp. 1:20

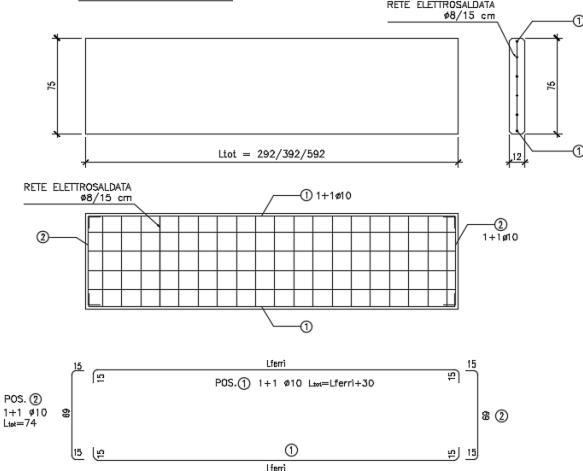
CARPENTERIA E ARMATURA



DETtaglio PANNELLI PREFABBRICATI IN CLS H=75cm

Rapp. 1:20

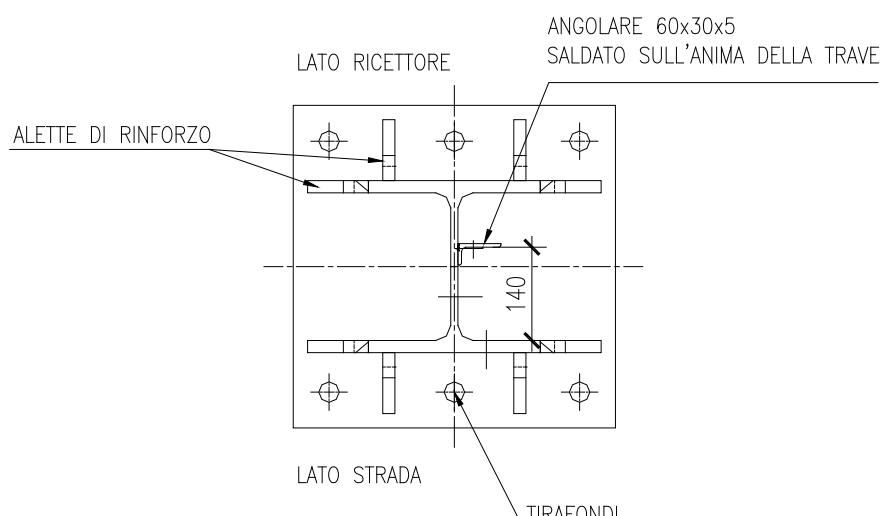
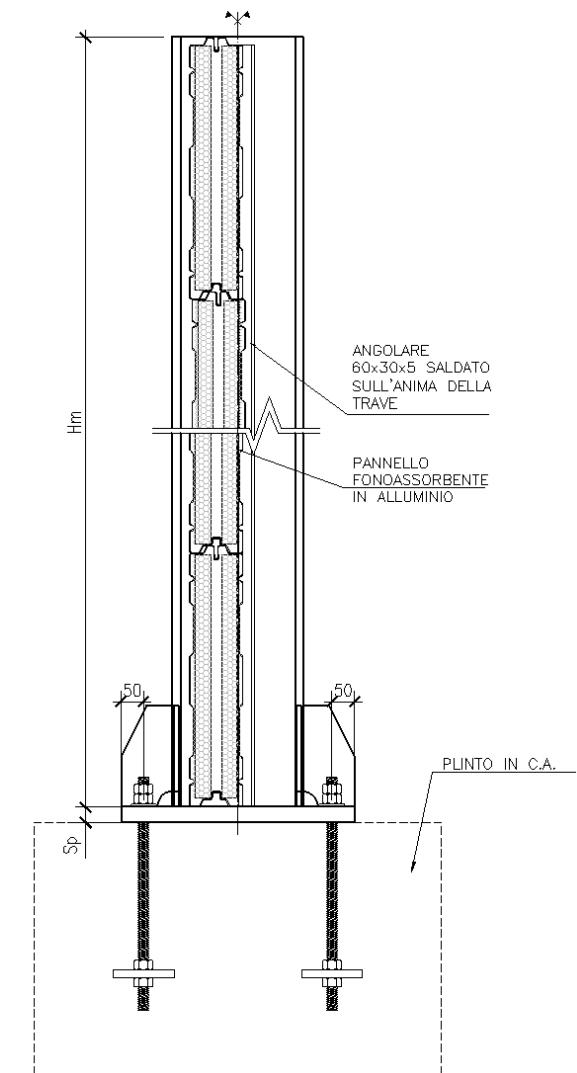
CARPENTERIA E ARMATURA



Particolare cura dovrà essere utilizzata durante le fasi di installazione dei pannelli all'interno degli alloggiamenti predisposti nei montanti con interposizione di guarnizioni in EPDM in modo tale da evitare qualsiasi perdita di efficacia della barriera dovuta a ponti acustici.

I montanti saranno opportunamente trattati contro la corrosione atmosferica mediante cicli di zincatura e verniciatura conformi alla normativa vigente.

Tutte le tipologie di montanti sono dotate di piastre di ancoraggio di base (irrigidite con fazzoletti di rinforzo) per il collegamento dei montanti stessi alle opere di fondazione o alle opere d'arte esistenti.

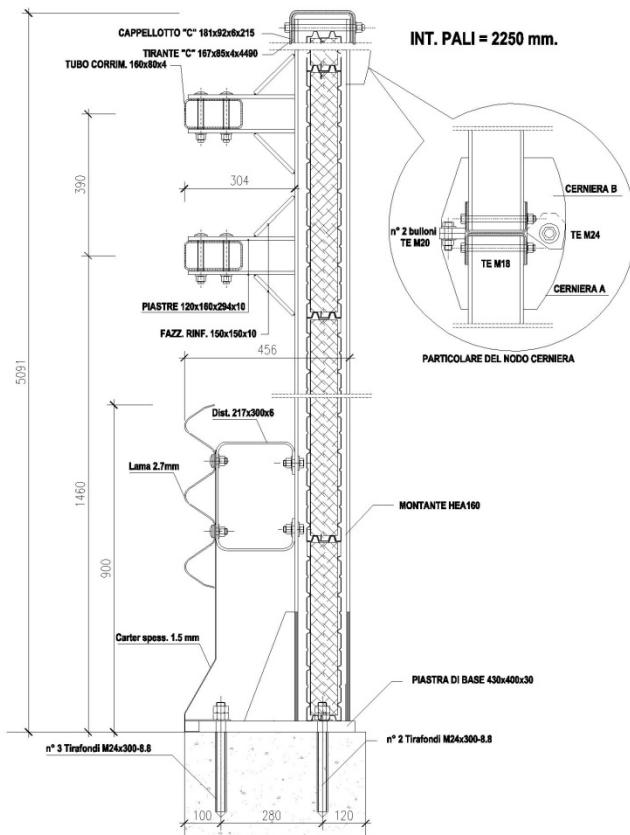


L'ANGOLARE ANDRA' MONTATO
A PARTIRE DAI MONTANTI
CON PROFILO \geq HEA/HEB 200/IPE

7. DESCRIZIONE DELLA BARRIERA INTEGRATA

Le barriere integrate impiegate sono della tipologia delle "Barriere integrate per sicurezza e antirumore da bordo ponte o da bordo laterale - Classe H4 - INTEGAUTOS-SFrT-M5".

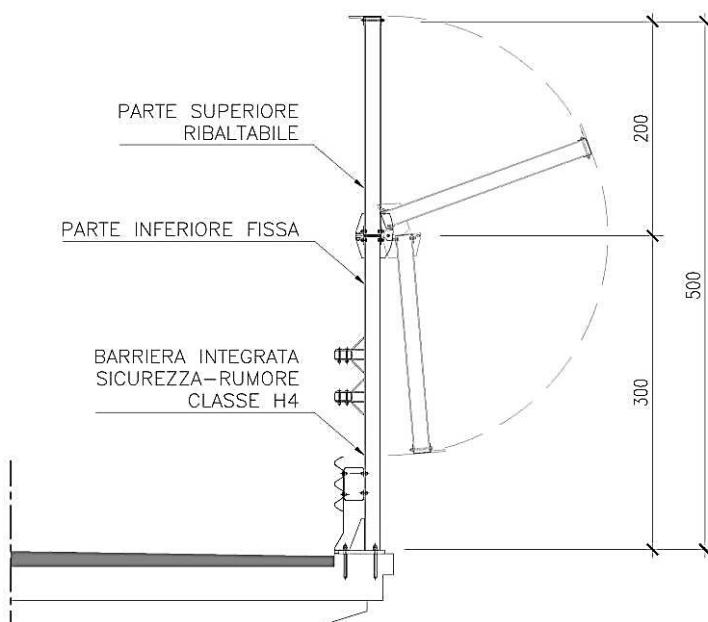
Le barriera integrata per sicurezza e antirumore ha la doppia funzionalità di protezione antirumore (barriera antirumore) e il contenimento dei veicoli che dovessero tendere alla fuoriuscita dalla carreggiata autostradale (barriera di sicurezza). Essa è costituita da montanti (profili metallici) posti ad interasse pari a 2.25m tra i quali sono disposti i pannelli fonoassorbenti e nella parte inferiore i dispositivi di ritenuta propriamente tipici delle barriere di sicurezza (2 tubi corrimano e lama a tripla onda). La barriera, a motivo della sua duplice funzione, è stata progettata per garantire la sua stabilità e tenuta sia per rispondere alle sollecitazioni indotte dall'urto del veicolo pesante, in occasione delle prove di crash, che per contrastare le spinte del vento, nelle condizioni d'esercizio previste dalla specifica normativa; inoltre, come meglio descritto nel seguito, è stato adottato un importante accorgimento ("carter anteriore a profilo New Jersey") atto a migliorare il comportamento dei veicoli leggeri ed a salvaguardare i motociclisti dalle conseguenze dell'urto contro i montanti.



Altra scelta progettuale molto rilevante è stata quella di prevedere la rotazione verso l'esterno dei due metri superiori della barriera nel caso in cui queste siano poste sul bordo laterale di un'opera d'arte. In tal modo si permette l'impiego del "by bridge" per consentire l'ispezione e la manutenzione all'esterno dell'opera degli impalcati di ponti e viadotti su cui la barriera è installata.

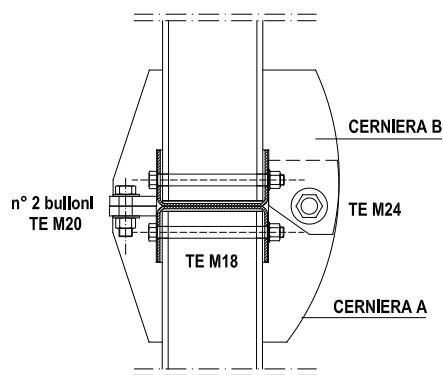
Questo cinematismo è stato reso possibile attraverso la realizzazione di idonee cerniere, collocate su ogni montante ad altezza di 3 metri da terra.

Nelle barriere integrate ancorate su fondazione propria, questa rotazione non è consentita perché non necessaria.

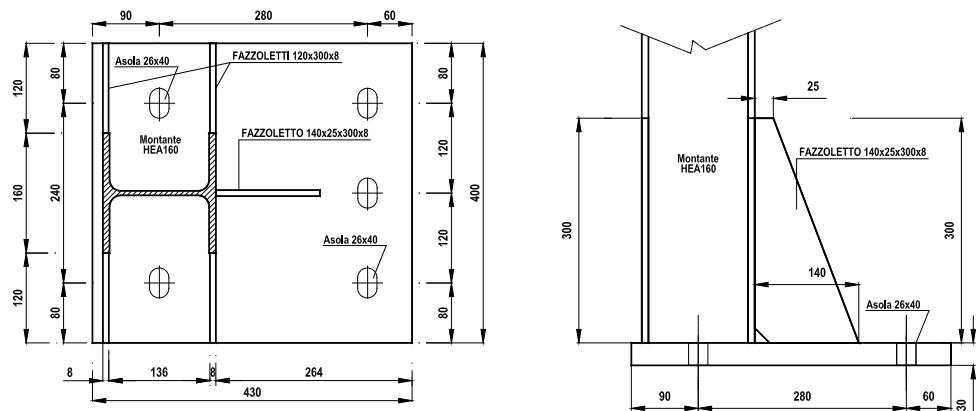


I due metri superiori della barriera sono realizzati come una "cornice" composta da quattro profilati a "C", due verticali 152x80x4 e due orizzontali 167x85x4, che racchiudono n°4+4 pannelli antirumore in un unico elemento irrigidito da 450x200 cm. in grado di ruotare, ove necessario, attorno alle cerniere, e comunque in grado di impedire la fuoriuscita dei singoli pannelli indotto dal cosiddetto "colpo di frusta" a carico della parte superiore in caso d'urto di mezzi pesanti¹. In sommità, ogni 450 cm., per contrastare questo aspetto viene montato un cappellotto in profilato a "C" 161x92x6.

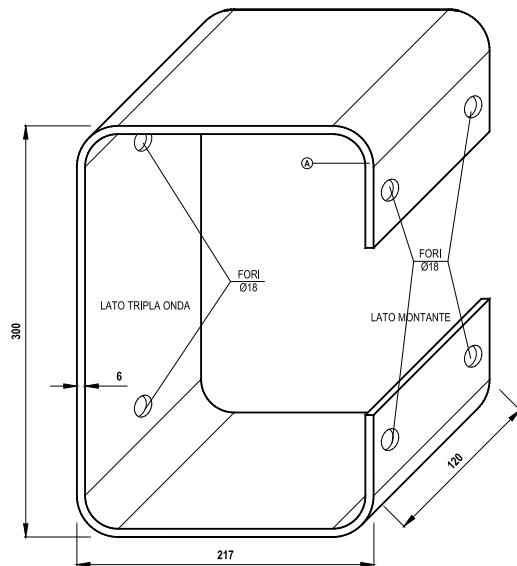
¹ Ovviamente non essendoci un impatto "diretto" dell'autocarro su questa parte della struttura, che si sviluppa al di sopra dei tre metri, si trattava di verificare la tenuta delle giunzioni sollecitate dagli spostamenti e deformazioni prodotte dall'urto sulla parte "resistente" inferiore.



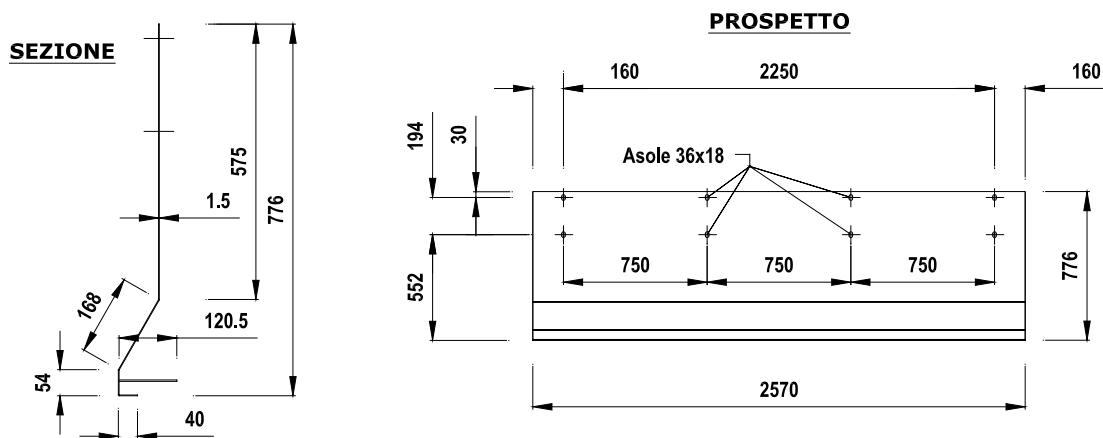
In pratica, sia per assorbire le sollecitazioni indotte dall'urto del veicolo pesante che per contrastare le spinte del vento, sono stati utilizzati come montanti delle travi HEA160 saldate, unitamente a n° 5 fazzoletti di rinforzo triangolari, ad una piastra di base 430x400x30 che viene fissata al supporto (cordolo di bordo ponte o di fondazione su terra nei bordi laterali) tramite n° 5 ancoraggi M24x300-8.8 fissati con resina (tre anteriori e due posteriori posti simmetrici e centrati rispetto all' "anima" della trave).



Per la barriera di sicurezza gli elementi longitudinali principali, da un punto di vista strutturale, sono la lama tripla onda da 2,7 mm. di spessore e i due tubi corrimano 160x80x4; la lama è posta ad un'altezza massima di 900 mm. dal piano di rotolamento e, tramite specifico distanziatore 217x300x6, è collegata ai montanti HEA160 posti ad interasse di 2250 mm.



Come già anticipato, a completamento della parte strutturale della barriera di sicurezza, che è progettata per assicurare all'autovettura e ai suoi passeggeri un impatto rispondente alle specifiche richieste dalla vigente normativa in merito alle decelerazioni ed ai parametri a queste correlati, tra lama a tripla onda e relativo distanziatore è inserito un **"carter a profilo New Jersey"** in lamiera di acciaio da 15/10 (vedi Figura 8.6) che integra e completa la protezione di ***"primo livello"***, fondamentale per gli urti delle autovetture e con un contributo minimo con i mezzi pesanti.



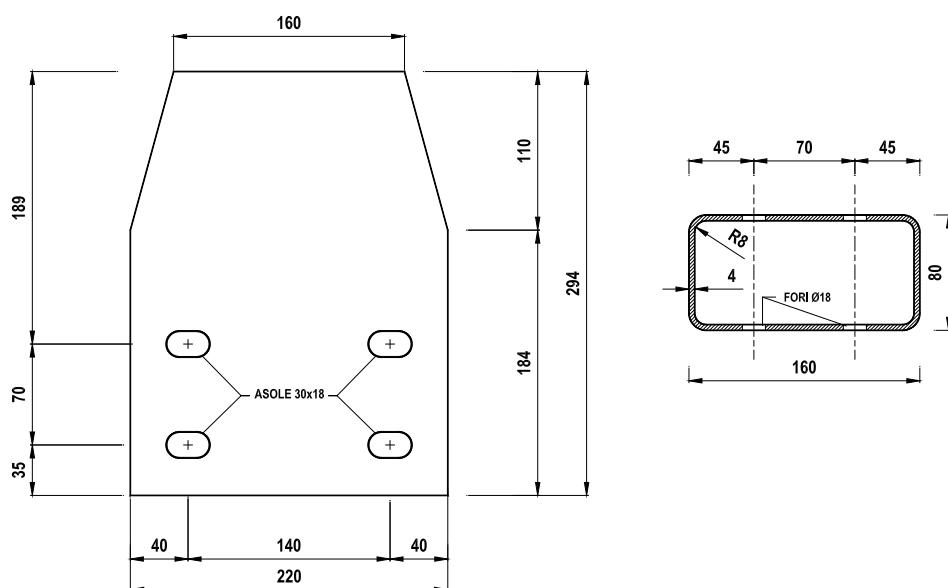
Questo elemento, una novità nell'ambito delle usuali barriere di sicurezza, svolge un duplice compito:

- migliorare il reindirizzamento dell'autovettura e del veicolo pesante nella fase dell'urto; alla ruota anteriore sinistra viene impedito l'impatto diretto su i montanti ad elevata rigidezza che provoca la disarticolazione (a volte anche il distacco) della medesima (spesso dell'intero asse) con alterazione della traiettoria di reinvio,

- offrire ad un eventuale motociclista in fase di caduta² una superficie regolare sulla quale scivolare senza urtare elementi fissi.

Gli altri elementi longitudinali principali sono i due tubi corrimano scatolari 160x80x4 che sono posti ad un'altezza di 1460 mm. e di 1850 mm. da terra e sono imbullonati tramite quattro bulloni M16x130 ai rispettivi distanziatori, composti da due piastre 120x160x294x10 saldate con i rispettivi fazzoletti di rinforzo 150x150x10 ai montanti HEA160; quest'ultimi elementi costituiscono una protezione di "secondo livello" che entra in gioco solo in occasione degli urti con veicoli pesanti andando a contrastare e a contenere le spinte prodotte dal veicolo in svio ad altezza zavorra.

Tutti gli elementi longitudinali posti a lato strada e quindi soggetti ad essere urtati dai veicoli in svio, cioè i due tubi corrimano, la lama a tripla onda e il carter a profilo New Jersey, sono allineati tra loro e vanno installati in modo che coincidano al filo cordolo.



La barriera permette di realizzare la continuità con analoghe barriere "Autostrade per l'Italia" da bordo laterale e/o bordo ponte in classe H4, H3 (ed eventualmente anche con la H2 anche se non provvista di tubo corrimano), eventualmente installate ai due lati del ponte o del viadotto o eventuale muro di sotto scarpa, e questo fatto, oltre a fornire un'estetica migliore, la rende intrinsecamente più sicura di tutte le altre della stessa classe che interrompono la

² Com'è noto l'incidente tipico di questi utenti della strada prevede una "scivolata" del mezzo e dello stesso motociclista sulla pavimentazione che, se protetto da tuta e casco, spesso sarebbe di lievi o medie conseguenze se non si conclucesse con un impatto violento contro elementi rigidi come i paletti delle barriere di sicurezza.

continuità delle lame agli approcci ed in uscita dei ponti, creando punti singolari di elevata potenziale pericolosità. Tali barriere sono infatti esteticamente praticamente identiche, infatti la tripla onda è posta alla stessa altezza e i tubi corrimano sono solo lievemente più alti, ma facilmente raccordabili con quello inferiore qui presente (il secondo tubo corrimano terminerà con il proprio terminale); ovviamente la presente ha il paletto su piastra e se si devono collegare ad altre da bordo laterale queste lo avranno infisso nel terreno.

7.1 LUNGHEZZA MINIMA DI FUNZIONAMENTO

Circa la lunghezza minima dell'installazione varrà quanto riportato all'art. 6 del DM 21 giugno 2004 *Gazzetta Ufficiale* n. 182 del 5 agosto 2004, citata norma: "Le barriere di sicurezza dovranno avere la lunghezza minima di cui all'art. 3 (quella riportata nei certificati di omologazione o nella relazione tecnica del progettista), escludendo dal computo della stessa i terminali semplici o speciali, sia in ingresso che in uscita.

Laddove non sia possibile installare un dispositivo con una lunghezza minima pari a quella effettivamente testata (per esempio ponti o ponticelli aventi lunghezze in alcuni casi sensibilmente inferiori all'estensione minima del dispositivo), sarà possibile installare una estensione di dispositivo inferiore a quella effettivamente testata, provvedendo però a raggiungere la estensione minima attraverso un dispositivo diverso (per esempio testato con pali infissi nel terreno), ma di pari classe di contenimento (o di classe ridotta - H3 nel caso di affiancamento a barriera bordo ponte di classe H4) garantendo inoltre la continuità strutturale. L'estensione minima che il tratto di dispositivo «misto» dovrà raggiungere sarà costituita dalla maggiore delle lunghezze prescritte nelle omologazioni dei due tipi di dispositivo da impiegare. Per motivi di ottimizzazione della gestione della strada, il progettista cercherà di minimizzare i tipi da utilizzare seguendo un criterio di uniformità.

La lunghezza minima di funzionamento per questa barriera, in condizioni normali di installazione, è di 81 metri, valore coincidente con la lunghezza di crash test.

7.2 TERMINALI DELLA BARRIERA

Questo tipo di barriera, alla fine della opera arte su cui è installata, può continuare per alcuni metri sui muri andatori ove presenti (quindi nella zona in cui la strada si trova ancora ad alta quota rispetto al terreno naturale), poi può essere installata una barriera da bordo laterale di classe H4, H3 o H2, tutte studiate per inserirsi perfettamente, senza soluzione di continuità con la presente avendo tutte la lama tripla onda alla stessa quota.

La protezione H4, H3 o H2 può proseguire per il tratto necessario, secondo la morfologia della strada, terminando con il suo specifico terminale.

7.3 SMALTIMENTO ACQUE

La barriera in esame è essenzialmente una barriera da bordo ponte e quindi sull'opera d'arte il drenaggio è assicurato dai sistemi di captazione "classici" di tale strutture quali pozzetti, caditoie e relativi pluviali calcolati e dimensionati appunto per smaltire le acque dell'impalcato, presenti anche per i tratti di eventuali muri andatori.

7.4 MATERIALI IMPIEGATI

Per la realizzazione dei prototipi delle barriere da sottoporre a prove di crash sono stati impiegati diversi tipi di acciaio che vengono qui riportati per i vari componenti :

Lama a tripla onda	Fe 360 B (S225JR);
"Carter" a profilo New Jersey	Fe 360 B (S225JR);
Distanziatore per lama a tripla onda	Fe 360 B (S225JR);
Montanti alti laterali "C" 152x80x4	Fe 360 B (S225JR);
Correnti superiori e inferiori "C" 167x85x4	Fe 360 B (S225JR);
Cappellotto di collegamento "C" 181x92x6	Fe 360 B (S225JR);
Componenti cerniera	Fe 360 B (S225JR);
Piastre per tubo corrimano	Fe 360 B (S225JR);
Tubo corrimano 160x80x4	Fe 510 B (S355JR);
Fazzoletti tra piastra e montante HEA	Fe 360 B (S225JR);
Piastra 430x400x30	Fe 430 B (S275JR).
Piastrine	Fe 360 B (S225JR);
Montante HEA160	Fe 430 B (S275JR);

Per la bulloneria sono stati impiegati:

- bulloni a testa tonda TTDE M16 in acciaio di classe 8.8, di lunghezza 30 per il serraggio lato strada di lama tripla onda, distanziatore e "Carter" a profilo New Jersey;
- bulloni a testa tonda TTDE M16 in acciaio di classe 8.8, di lunghezza 130 per il serraggio dei tubi corrimano 160x80x4;
- bulloni a testa esagonale TE M16 in acciaio di classe 8.8, di lunghezza 45 per il serraggio del distanziatore della tripla onda al montante HEA160;
- bulloni a testa esagonale TE M18 in acciaio di classe 8.8, di lunghezza 220 per il serraggio orizzontale dei correnti superiori e inferiori "C" 167x85x4 e del cappellotto di collegamento "C" 181x92x6;
- bulloni a testa esagonale TE M20 in acciaio di classe 8.8, di lunghezza 80 per il serraggio verticale delle mensole nella zona di "Cerniera";

- bulloni a testa esagonale TE M24 in acciaio di classe 8.8, di lunghezza 80 per il serraggio orizzontale (perno) delle piastre della "Cerniera";
- i 12 pannelli antirumore posti nei tre metri inferiori (6 a destra e 6 a sinistra) a ridosso del montante HEA160 centrale sono collegati a quest'ultimo tramite dei cavetti in acciaio Ø5 collegati con morsetti a viti TE M8x130 passanti provvisti di dado "Golfare"; in caso di incidente particolarmente severo, che provochi la fuoriuscita dei pannelli dalla loro sede, questi resterebbero comunque attaccati al montante;
- la piastra è fissata al cordolo in calcestruzzo di supporto tramite n° 5 barre filettate M24 classe 8.8 con profondità di posa di 210 mm. e resina chimica colabile poliestere bicomponente (resina poliestere + indurente) tipo "INGHISOL" della ditta RURMEC.

Tutte queste informazioni sono riportate più dettagliatamente nei disegni esecutivi della barriera allegati (gli stessi presentati al Centro Prove di Crash e quindi riportati nei Report di Prova ufficiali). La natura dei materiali è certificata nei documenti allegati ai report stessi o in apposito report.

I vari componenti dovranno essere zincati a caldo secondo le prescrizioni e modalità previste dalla norma UNI EN ISO 1461.

7.5 MODALITA' DI INSTALLAZIONE

Ipotizzando di dover eseguire i lavori di posa in opera nelle condizioni più critiche, cioè in presenza di traffico, ovviamente prima di procedere alla posa in opera delle barriere, si dovrà provvedere all'installazione della segnaletica stradale per la riduzione di carreggiata o comunque alla deviazione del traffico in modo da creare un'area di cantiere protetta dal flusso degli automezzi. Nel rispetto delle norme di sicurezza il personale oltre ad essere provvisto di idoneo equipaggiamento (tuta, scarpe, guanti ecc.) dovendo eventualmente operare su opera d'arte anche in presenza di vuoto, dovrà essere munito di casco e cinture di sicurezza, e quanto altro previsto dalle norme vigenti in materia di sicurezza.

Nel procedere tramite idonei avvitatori pneumatici tarati o chiave dinamometrica al serraggio definitivo della bulloneria necessaria al mutuo collegamento degli vari elementi si dovrà operare un controllo di tutte le quote e dell'allineamento dei nastri e dei mancorrenti in funzione dei disegni di progetto e dell'andamento piano-altimetrico della strada.

Avendo cura di iniziare i lavori dalla fine del ponte per risalire verso l'inizio dello stesso, rispetto alla direzione del traffico (del lato in cui si opera per strade a doppio senso di marcia), la sequenza temporale e spaziale delle operazioni di cantiere, trascurando eventuali lavorazioni non specifiche della barriera in esame (rimozione di barriera esistente, ripristino del cordolo di supporto, ecc.), sarà indicativamente la seguente:

- 1) Tracciamento di una o più linee o tesatura di idonei fili per l'allineamento dei paletti e dei nastri di barriera;
- 2) scarico e posizionamento a terra dei nastri a tripla onda e del "carter" a profilo New Jersey lungo il tracciato tenendo presente il senso di marcia del traffico; si tenga presente che le sovrapposizioni dei nastri debbono essere predisposte, rispetto al senso di marcia, in modo che lo spessore a vista non sia rivolto verso il traffico che sopraggiunge e così non sia offerto nessun appiglio o aggancio al veicolo in svio che deve poter "scivolare" via;
- 3) posizionamento dei pali su piastra sul cordolo di supporto in corrispondenza della asolatura dei nastri allineati a terra e quindi secondo l'interasse richiesto di 225 cm. Questa operazione deve essere eseguita curando e controllando l'allineamento, la loro distanza reciproca, la verticalità degli stessi e la loro distanza dalla pavimentazione e/o dal bordo cordolo secondo le quote previste nel disegno di progetto (finito il montaggio la lama dovrà essere allineata, se le dimensioni del cordolo in relazione alla piastra lo consentono, con il "filo" lato strada del cordolo);
- 4) usando i cinque fori della piastra come dima segnare sul cordolo la posizione degli stessi;
- 5) eventualmente spostare i paletti su piastra lateralmente ed eseguire i fori Ø28 fino ad una profondità di 210 mm. tramite fioretto o apposito trapano curando la verticalità del foro stesso;
- 6) provvedere con compressore ad aria compressa ad accurata pulizia del foro stesso da tutti i residui;
- 7) eventuale riposizionamento dei paletti su piastra sul cordolo in corrispondenza dei fori;
- 8) inserimento nei fori della resina chimica e delle relative barre filettate M24 curando le specifiche modalità e tempi di posa previsti per il sistema che si sta utilizzando;
- 9) fissaggio ³ dei cinque ancoraggi M24 tramite idonea rondella, dado e controdado M24;
- 10) scarico e posizionamento a terra dei distanziatori per la lama tripla onda;
- 11) montaggio del distanziatore al paletto tramite n°4 bulloni TE M16x45 a testa esagonale classe 8.8;
- 12) collegamento dei due nastri a tripla onda contigui, precedentemente disposti sul terreno, tramite n°12 bulloni TTDE M16x30 a testa tonda classe 8.8 (bulloni di sovrapposizione);
- 13) collegamento dei nastri a tripla onda sovrapposti ai distanziatori e fra loro, utilizzando due bulloni TTDE M16x30 a testa tonda classe 8.8 e le relative piastrine antisfilamento; tra lama e distanziatore andranno inseriti due lamierini "carter" a profilo New Jersey, curando l'inserimento della sua apposita bandella 120x360 sopra la piastra dei montanti in

³ Al fine di facilitare le operazioni di posa in opera dei vari componenti, questa bulloneria dovrà essere installata in due fasi; nella prima si darà un serraggio minimo atto a realizzare il mutuo collegamento delle parti, mentre nella seconda (vedi 15)) sarà assicurato il serraggio definitivo.

corrispondenza dei tre ancoraggi anteriori (si deve inserire tra piastra e rondella in modo da essere fissata nel serraggio definitivo 15);

- 14) completamento delle giunzioni dei nastri a tripla onda sovrapposti ai due lamierini "carter" tramite n° 4 bulloni TTDE M16x30 a testa tonda classe 8.8 posti nelle asole a 75 cm. a sinistra e a destra del montante centrale;
- 15) procedere tramite idonei avvitatori pneumatici tarati o chiave dinamometrica al serraggio definitivo dei cinque ancoraggi M24 della piastra, con dado e relativo controdado, previo controllo del corretto posizionamento della piastra e del corretto serraggio della bandella 120x360 del "carter" tra piastra e rondella dei tre ancoraggi anteriori;
- 16) predisposizione⁴ attraverso i 6 fori Ø10 mm. presenti nell'anima del montante HEA160 centrale dei cavetti in acciaio Ø5 mm. e serraggio dei morsetti ai dadi "Golfare" tipo femmina dei bulloni TE M8x130;
- 17) sollevamento tramite apposita gru e inserimento dall'alto dei pannelli antirumore di base (con apposito vano per la testa del rispettivo bullone posteriore della piastra di base) destro e sinistro avendo cura di mantenere esterni ed accessibili i cavetti in acciaio Ø5 mm. e i dadi "Golfare";
- 18) inserimento nei due fori passanti Ø8 mm. dei bulloni TE M8x130 a cavallo del montante HEA160 centrale e loro serraggio con i dadi "Golfare" predisposti al cavetto in 16);
- 19) ripetizione delle fasi 17) e 18) per il posizionamento dei successivi pannelli standard (5+5) fino ad altezza di circa 3 metri;
- 20) posizionamento e serraggio tramite n°4 bulloni TE M18x220 a testa esagonale classe 8.8 del corrente di chiusura superiore della parte fissa a "C" 167x85x4;
- 21) sollevamento tramite apposita gru e posizionamento del montante alto laterale sinistro a "C" 152x80x4e montaggio del perno orizzontale posteriore della cerniera (bullone TE M24x80 a testa esagonale classe 8.8) con interessamento del montante alto laterale destro adiacente⁵;
- 22) sollevamento tramite apposita gru e posizionamento del montante HEA160 alto centrale e montaggio del perno orizzontale posteriore della cerniera (bullone TE M24x80 a testa esagonale classe 8.8);

⁴ Da questa fase in avanti si dovrà operare con l'ausilio di un "cestello" alle varie quote via via necessarie fino a 5 metri da terra.

⁵ Ovviamente il primo montante laterale sinistro sarà fissato da solo senza il contiguo montante destro.

-
- 23) sollevamento tramite apposita gru e posizionamento del montante alto laterale destro a "C" 152x80x4e montaggio del perno orizzontale posteriore della cerniera (bullone TE M24x80 a testa esagonale classe 8.8)⁶;
 - 24) posizionamento e serraggio tramite n°4 bulloni TE M18x220 a testa esagonale classe 8.8 del corrente di chiusura superiore (a quota di circa 5 metri) della parte mobile a "C" 167x85x4;
 - 25) aggancio della gru all'apposita maniglia di aggancio del corrente di chiusura superiore e ribaltamento verso l'esterno della parte mobile (4.5 metri);
 - 26) sollevamento tramite apposita gru e inserimento dall'alto dei pannelli antirumore (4+4) della parte mobile;
 - 27) posizionamento e serraggio tramite n°4 bulloni TE M18x220 a testa esagonale classe 8.8 del corrente di chiusura inferiore della parte mobile a "C" 167x85x4;
 - 28) sollevamento e rotazione tramite gru della parte mobile fino a riportarla in posizione verticale;
 - 29) chiusura tramite n°2 bulloni verticali TE M20x80 a testa esagonale classe 8.8 della cerniera in corrispondenza di ciascuno dei tre montanti realizzando la chiusura della parte mobile a quella fissa sottostante in corrispondenza delle mensole;
 - 30) scarico dal veicolo dei tubi corrimano scatolari 160x80x4;
 - 31) montaggio dei due tubi corrimano scatolari 160x80x4 alle piastre saldate ai montanti tramite n° 4 bulloni TTDE M16x130 a testa tonda classe 8.8 per ognuno dei montanti e per ognuno dei tubi.

Per ciò che concerne il corretto serraggio dei bulloni TTDE M16 a testa tonda e TE M16 a testa esagonale in classe 8.8 si dovrà rispettare un valore della coppia da applicare di 80 Nm., mentre per i bulloni TE M18 e M20 a testa esagonale classe 8.8 si dovrà rispettare un valore della coppia da applicare di 100 Nm.

Per ciò che concerne il corretto serraggio degli ancoraggi chimici (barre filettate M24 in classe 8.8) si dovrà rispettare un valore della coppia da applicare di 150 Nm salvo diverse specifiche tecniche fornite dal produttore del tipo di ancoraggio usato.

⁶ Salvo che per l'ultimo montante laterale destro si procederà ad un serraggio minimo in attesa del contiguo montante sinistro.

7.6 CONFORMITA' DEI DISPOSITIVI DI RITENUTA NELLE COSTRUZIONI STRADALI E LORO INSTALLAZIONE

- Tutti i componenti di un dispositivo di ritenuta devono avere adeguata durabilità mantenendo i loro requisiti prestazionali nel tempo sotto l'influenza di tutte le azioni prevedibili.
- Per la produzione di serie delle barriere di sicurezza e degli altri dispositivi di ritenuta, i materiali ed i componenti dovranno avere le caratteristiche costruttive descritte nel progetto del prototipo allegato ai report di crash, nei limiti delle tolleranze previste dalle norme vigenti o dal progettista del dispositivo all'atto della richiesta di marcatura CE.
- All'atto dell'impiego dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali, le caratteristiche costitutive dei materiali impiegati dovranno essere certificate mediante prove di laboratorio.
- Dovranno inoltre essere indicate le corrispondenti dichiarazioni di conformità dei produttori alle relative specifiche tecniche di prodotto.
- Le barriere e gli altri dispositivi di ritenuta omologati ed installati su strada dovranno essere identificati attraverso opportuno contrassegno, da apporre sulla barriera (almeno uno ogni 100 metri di installazione) o sul dispositivo, e riportante la denominazione della barriera o del dispositivo certificato, il numero di marcatura CE ed il nome del produttore.
- Alle barriere dovrà essere apposto, ogni 100 metri, un contrassegno come previsto dalla norma EN 1317 parte 5.
- Alla fine della posa in opera dei dispositivi, dovrà essere effettuata una verifica in contraddittorio da parte della ditta installatrice, nella persona del suo Responsabile Tecnico, e da parte del committente, nella persona del direttore lavori anche in riferimento ai materiali costituenti il dispositivo. Tale verifica dovrà risultare da un certificato di corretta posa in opera sottoscritto dalle parti.
- Nell'installazione sono tollerate piccole variazioni, rispetto a quanto indicato nei certificati di omologazione, conseguenti alla natura del terreno di supporto o alla morfologia della strada (ad esempio: infissione ridotta di qualche paletto o tirafondo; inserimento di parte dei paletti in conglomerati cementizi di canalette; eliminazione di supporti localizzati conseguente alla coincidente presenza di caditoie per l'acqua o simili).
- Altre variazioni di maggior entità e comunque limitate esclusivamente alle modalità di ancoraggio del dispositivo di supporto sono possibili solo se previste in progetto, come riportato nell'art. 6 del suddetto DM.

7.7 RISULTATI DELLE PROVE IN SCALA REALE

Per la barriera integrata da bordo ponte o bordo laterale su cordolo in CLASSE H4 in oggetto, la Società "Autostrade per l'Italia" S.p.A. ha fatto eseguire le due prove di crash necessarie per l'omologazione al Centro prove autorizzato Aisico di Anagni nel quale sono avvenuti i crash test definitivi, operante in qualità certificata UNI CEI EN ISO / IEC 17025, in base alle prescrizioni delle normative D.M. n° 223 del 18.2.1992 e alle sue successive modifiche fino al D.M. del 21.6.2004 vigente; ci limitiamo qui a fare brevemente un sunto delle prove di crash riportandone i risultati più significativi:

Prova n. 397 del 23 novembre 2006 (Fiat UNO 5p)

Classe di riferimento :	N2 - H4
Peso del veicolo :	866.9 Kg
Velocità di prova :	100.8 Km/h
Angolo d'impatto :	20.4°
Energia d'urto :	40.43 kJ
Valore Indice ASI :	1.4
Valore Indice THIV :	32.8 (Km/h)
Valore Indice PHD :	11.8 (g)
Indice V.C.D.I. :	LF 0000101
Attraversamento della barriera :	NO
Ribaltamento del veicolo :	NO
Veicolo entro box CEN :	SI

Prova n. 398 del 23 novembre 2006 (Autocarro 4 assi)

Classe di riferimento :	H4
Peso del veicolo :	29115 Kg
Velocità di prova :	65.20 Km/h
Angolo d'impatto :	20.2°
Energia d'urto :	569.33 kJ
Attraversamento della barriera :	NO
Ribaltamento del veicolo :	NO
Veicolo entro box CEN :	SI

In entrambi i crash test tutti i parametri di prova previsti dalla vigente normativa sono stati quindi rispettati.

8. DESCRIZIONE DELLE TIPOLOGIE DI FONDAZIONE

In relazione all'inserimento della barriera antirumore nel corpo autostradale sono state individuate le seguenti tipologie di fondazione:

- Plinto 80x80x70 su palo singolo Ø600 mm (cfr. **Figura 9.1**);
- Plinto 120x80x70 su coppia di micropali Ø240 mm (cfr. **Figura 9.2**);

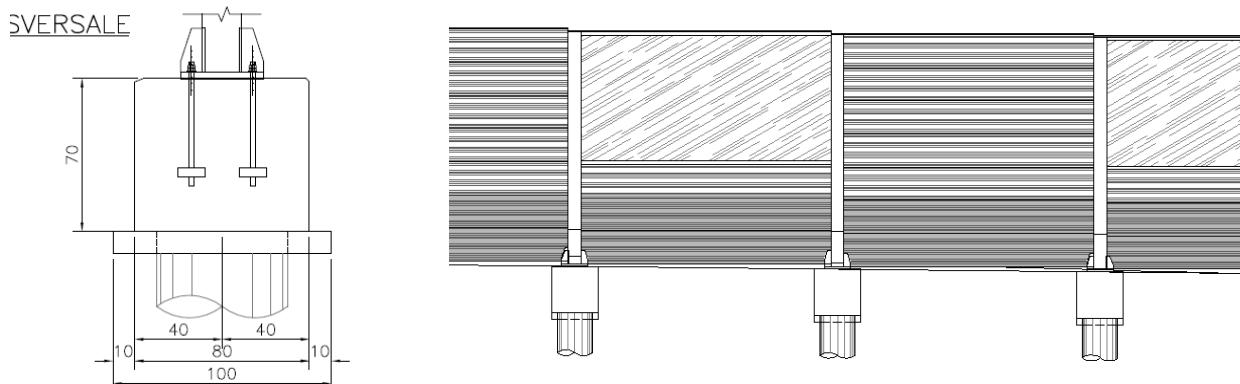


Figura 9.1 - Plinto su monopaloo

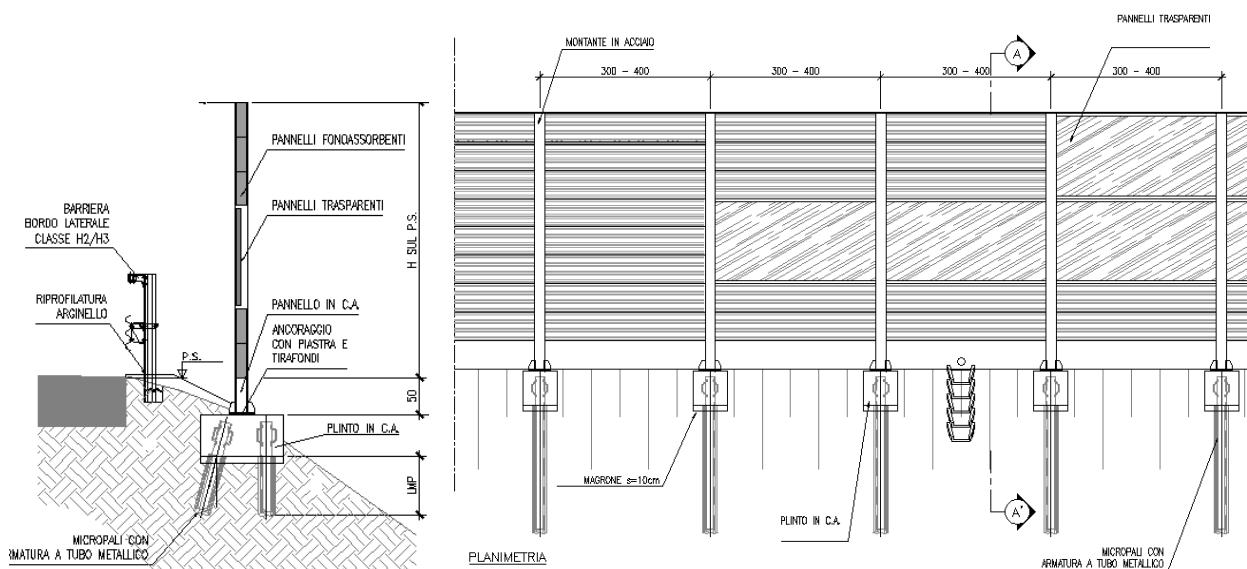


Figura 9.2 – Plinto su coppia di micropali

9. DESCRIZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE

Nel capitolo a seguire si definiscono le azioni (§3 delle NTC2018) agenti sulle barriere antirumore, sia tradizionali che integrate. Le due tipologie di barriera che si riscontrano in progetto, si differenziano per le azioni dalle quali sono sollecitate.

9.1 BARRIERA ANTIRUMORE TRADIZIONALE DIETRO SISTEMA DI RITENUTA

I montanti delle barriere acustiche sono sottoposti principalmente alle azioni derivanti dal peso proprio delle strutture portanti e portate e dalla pressione del vento sui pannelli.

L'azione del vento è uniforme e distribuita su tutta la superficie della barriera.

L'urto dei veicoli in svio le barriere antirumore tradizionali è impedito dalla presenza di barriera di sicurezza apposite.

Sulle barriere classiche agiscono le seguenti azioni:

- Peso proprio dei montanti (G1);
- Peso proprio dei pannelli in alluminio o calcestruzzo (G2);
- Azione del vento dalla strada o verso strada (Q1);
- Azione dinamica da rimozione neve (Q2);
- Azione della neve sugli aggetti sub-orizzontali (Q3);
- Pressione dinamica veicolare (Q4);
- Azione sismica (Ed).

9.2 BARRIERA ANTIRUMORE INTEGRATA

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 in alluminio (G2);
- Azione del vento dalla strada o verso strada (Q1);
- Azione dinamica da rimozione neve (Q2);
- Pressione dinamica veicolare (Q4);
- Azione sismica (Ed);
- Azione eccezionale da urto (Ad).

9.3 CARICHI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE E SULLE FONDAZIONI

9.3.1 Carichi permanenti (G1)

Peso proprio del cls	25 kN/m ³
Carpenteria metallica	78.5 kN/m ³

9.3.2 Carichi permanenti non strutturali (G2)

Peso proprio dei pannelli fonoassorbenti (considerati imbibiti)	0.15 kN/m ²
Peso proprio dei pannelli trasparenti in PMMA.....	0.18 kN/m ²
Peso proprio dei pannelli in cls = 25 kN/m ³ x 0.12 m =	3.00 kN/m ²

9.3.3 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:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

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.

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

$$p_f = q_r c_e c_f$$

Dove:

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

9.3.3.1 Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_r (in N/m²) è data dall'espressione

$$q_r = 1/2 \rho v_r^2$$

nella quale:

- ρ è la densità dell'aria ed è pari a $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$;
- v_r è la velocità di riferimento del vento.

La velocità di riferimento v_r è definita come il valore medio del vento su un intervallo di tempo di 10 minuti, misurata a 10 metri di altezza dal suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferita al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove:

- v_b è la velocità base di riferimento del vento;
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno T_R , pari a:

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

Per le strutture indagate, si adotta un valore della velocità di riferimento del vento associato a un intervallo di ritorno pari a $T_R = 50 \text{ anni}$, a cui corrisponde il coefficiente $c_r = 1$.

La velocità base di riferimento v_b è definita come il valore medio del vento su un intervallo di tempo di 10 minuti, misurata a 10 metri di altezza dal suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferita ad un periodo di ritorno $T_R = 50 \text{ anni}$ (ovvero corrispondente ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%). In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

dove:

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento del vento al livello del mare in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_s > a_0$$

Con a_s altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione, mentre $v_{b,0}$, a_0 , k_s sono dati in funzione della zona ove sorge la costruzione.

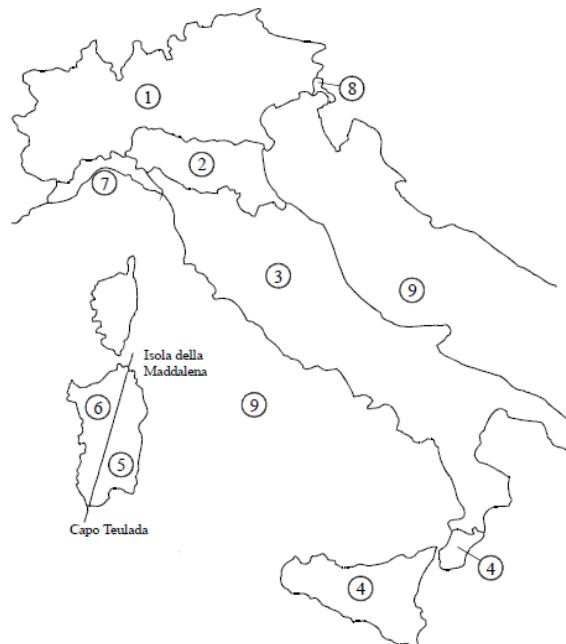


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

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

9.3.3.2 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:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

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

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 (assunto pari a 1).

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, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tab. 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 15 m
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	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

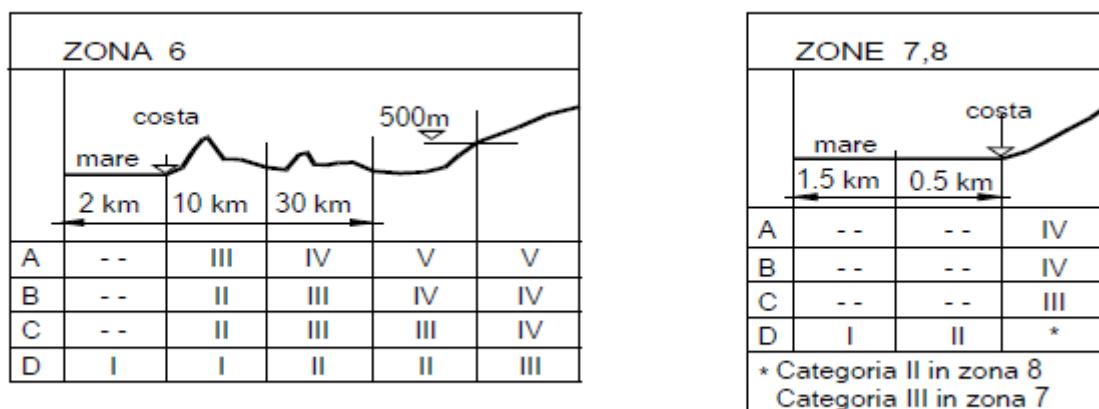
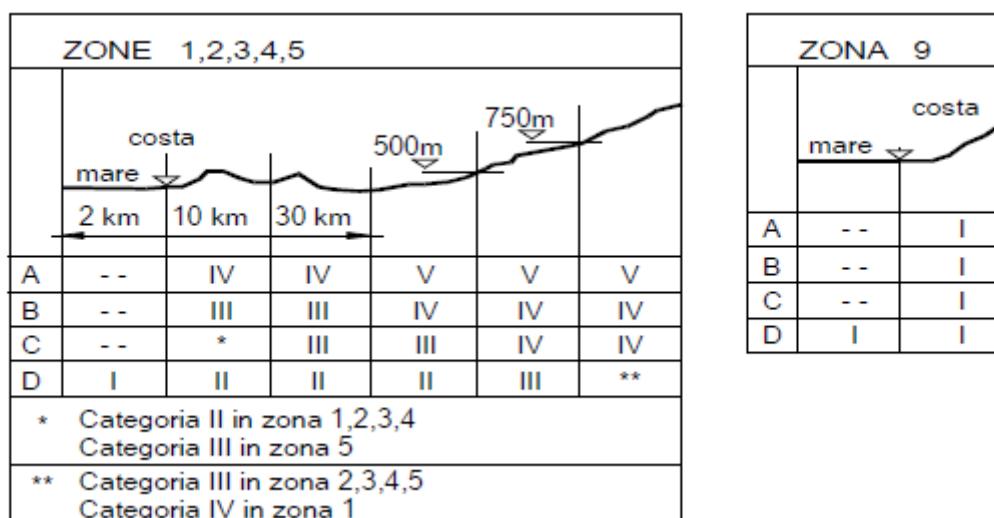


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Tab. 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

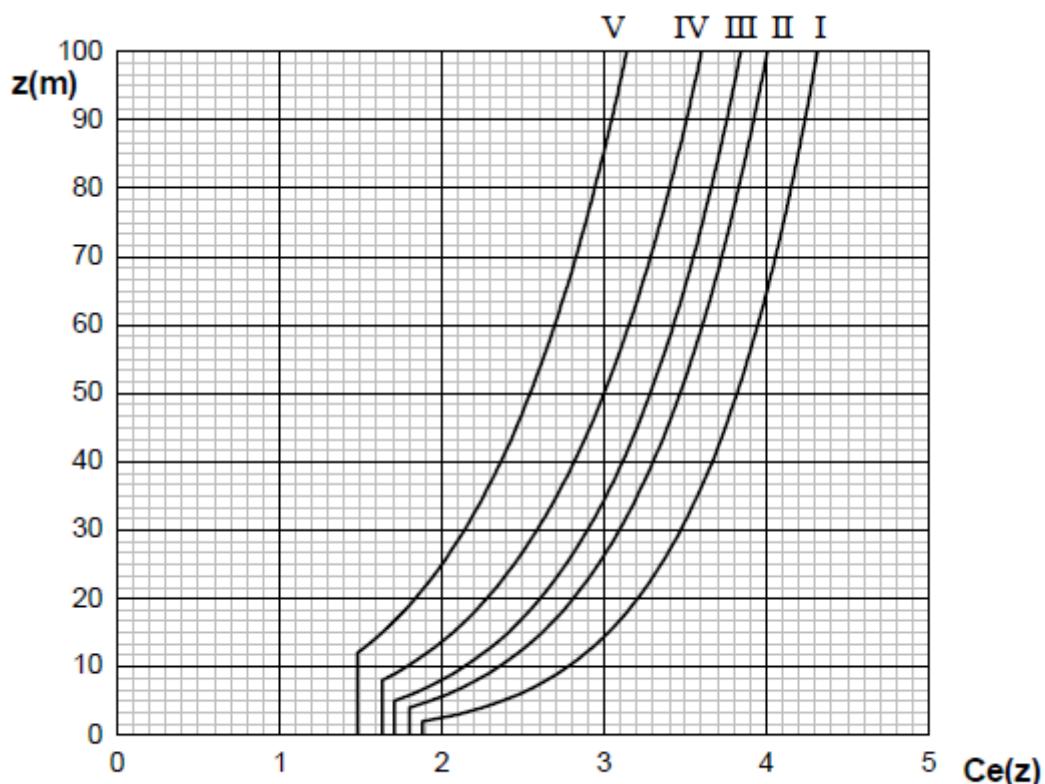


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

9.3.3.3 Coefficiente dinamico

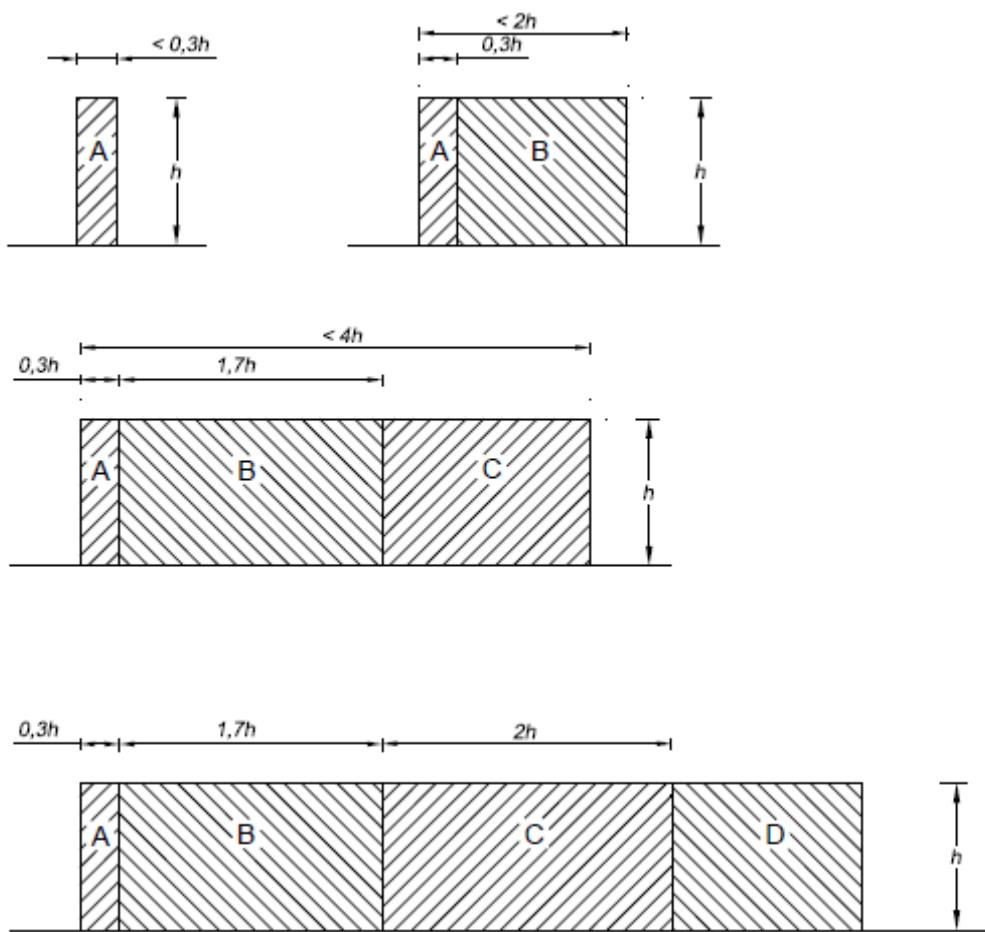
Il coefficiente dinamico c_d permette di tenere in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico pari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

9.3.3.4 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 "Coeffienti 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 (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 φ di densità dell'elemento. Nella tabella il simbolo " l " indica la lunghezza della barriera mentre " h " rappresenta l'altezza della barriera.

φ	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 $l = 4h$.

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

Ipotizzando una barriera di altezza $h = 5.00m$ si ottiene:

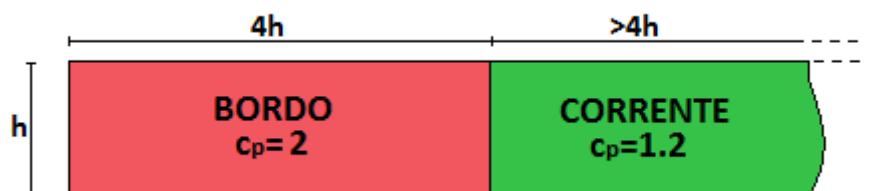
zona A: $c_{p,n} = 3.4$ - lunghezza di applicazione: $0.3 h = 1.50 m$;

zona B: $c_{p,n} = 2.1$ - lunghezza di applicazione: $1.7 h = 8.50 m$;

zona C: $c_{p,n} = 1.7$ - lunghezza di applicazione: $2.0 h = 10.00 m$;

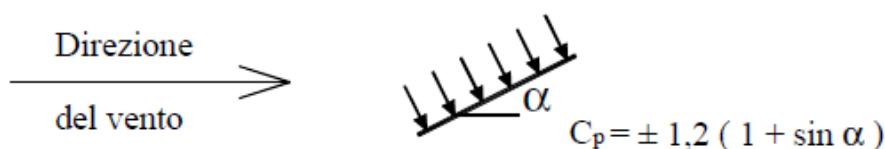
$$c_{p,n(A,B,C)} = \frac{3.4 \cdot 1.50 + 2.1 \cdot 8.50 + 1.7 \cdot 10.00}{4 h} = \frac{39.95}{20} \approx 2.0$$

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 α 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.

Uno spiovente piano



Distinguendo gli sbracci in zona di bordo e in zona corrente come per i montanti, si ottengono i seguenti coefficienti:

$$c_{p,bordo\ sbraccio} = \pm 2 (1 + \sin \alpha)$$

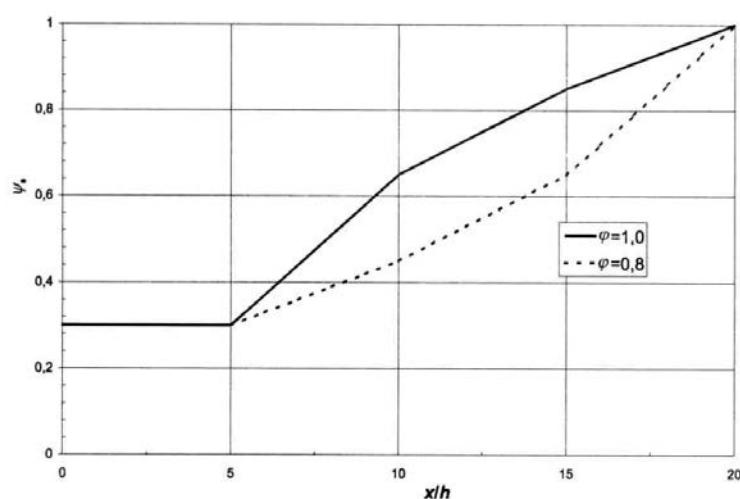
$$c_{p,corrente\ sbraccio} = \pm 1.2 (1 + \sin \alpha)$$

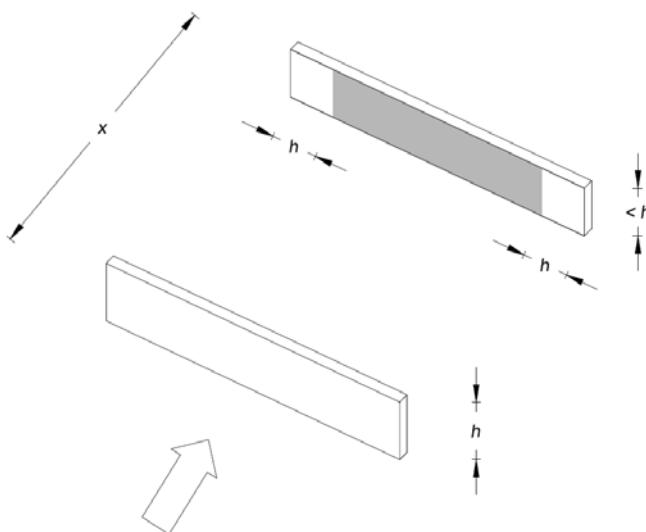
Effetto di schermatura

Qualora l'elemento considerato sia posto sottovento ad un altro elemento simile, questo può causare un effetto di schermatura, con conseguente riduzione della pressione complessiva sull'elemento sottovento. Tale riduzione è legata alla porosità dell'elemento schermante e alla distanza tra l'elemento schermante e l'elemento considerato. Di ciò si può tenere conto moltiplicando i coefficienti di pressione complessiva c_p per il fattore riduttivo ψ_s fornito dalla tabella e dalla figura seguenti in funzione del rapporto tra la distanza x tra gli elementi e l'altezza h dell'elemento oggetto del calcolo, e della densità φ dell'elemento schermante. Tale riduzione può essere applicata solo qualora l'elemento schermante sia alto almeno quanto quello schermato, e comunque va applicata solo nelle zone che distano più di h dai lati dell'elemento oggetto del calcolo.

A favore di sicurezza, non si considera mai la riduzione delle pressioni per effetto della schermatura.

Rapporto di spaziatura x/h	$\varphi = 1,0$	$\varphi = 0,8$
$0 \leq x/h \leq 5$		$\psi_s = 0,3$
$5 \leq x/h \leq 10$	$\psi_s = 0,07 \cdot (x/h) - 0,05$	$\psi_s = 0,03 \cdot (x/h) + 0,15$
$10 \leq x/h \leq 15$	$\psi_s = 0,04 \cdot (x/h) + 0,25$	$\psi_s = 0,04 \cdot (x/h) + 0,05$
$15 \leq x/h \leq 20$	$\psi_s = 0,03 \cdot (x/h) + 0,40$	$\psi_s = 0,07 \cdot (x/h) - 0,40$





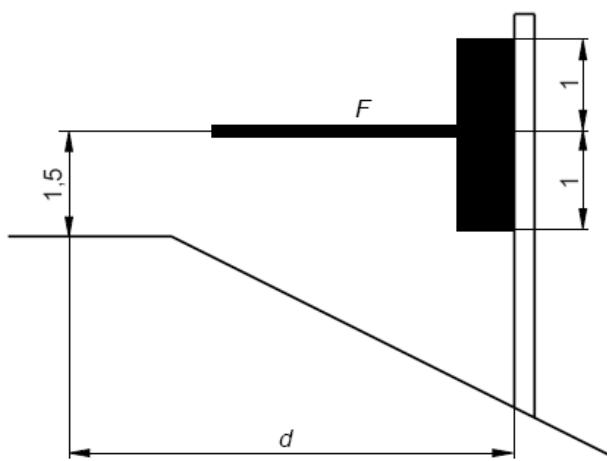
9.3.3.5 Coefficiente di topografia

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 $c_e(z)$.

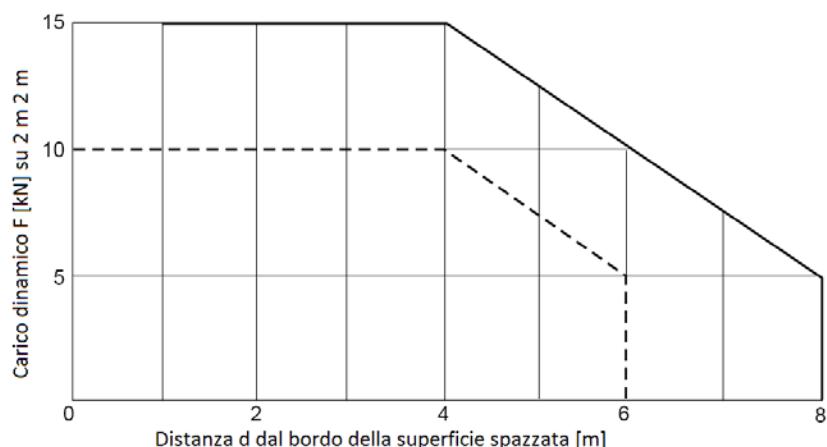
9.3.4 Carico variabile dinamico da rimozione neve (Q2)

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 disopra 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 ($2.00 \text{ m} \times 2.00 \text{ m}$) e il particolare schema statico delle barriere fonoassorbenti (pannelli "infilati" nei montanti di acciaio con interasse $i = 6.00, 4.00 \text{ e } 3.00 \text{ m}$), 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.

9.3.5 Carico variabile da neve (Q3)

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], per un periodo di ritorno di 50 anni;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

9.3.5.1 Valore caratteristico del carico di neve a suolo

Il carico neve al suolo q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono quelli riportati nel seguito.

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN}/\text{m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,39[1 + (a_s/728)^2] \text{ kN}/\text{m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN}/\text{m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35[1 + (a_s/602)^2] \text{ kN}/\text{m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La

Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0.85[1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0.51[1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

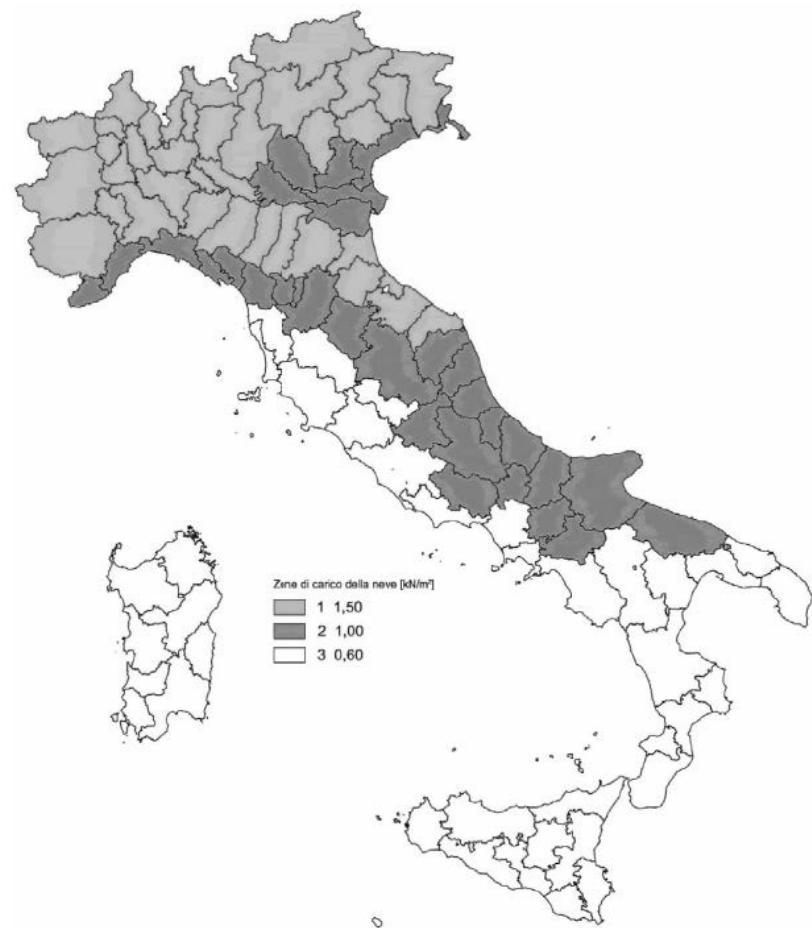


Fig. 3.4.1 – Zone di carico della neve

9.3.5.2 Coefficiente di forma per le coperture

Il coefficiente di forma μ_i dipende dall'angolo che la copertura forma con l'orizzontale. Nella seguente tabella vengono indicati i valori del coefficiente di forma in funzione dell'angolo α .

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

9.3.5.3 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti nella tabella seguente.

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Nel seguente caso è stato utilizzato il coefficiente di esposizione pari a $C_E = 1$.

9.3.5.4 Coefficiente termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, è stato utilizzato $C_t = 1$.

9.3.6 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:

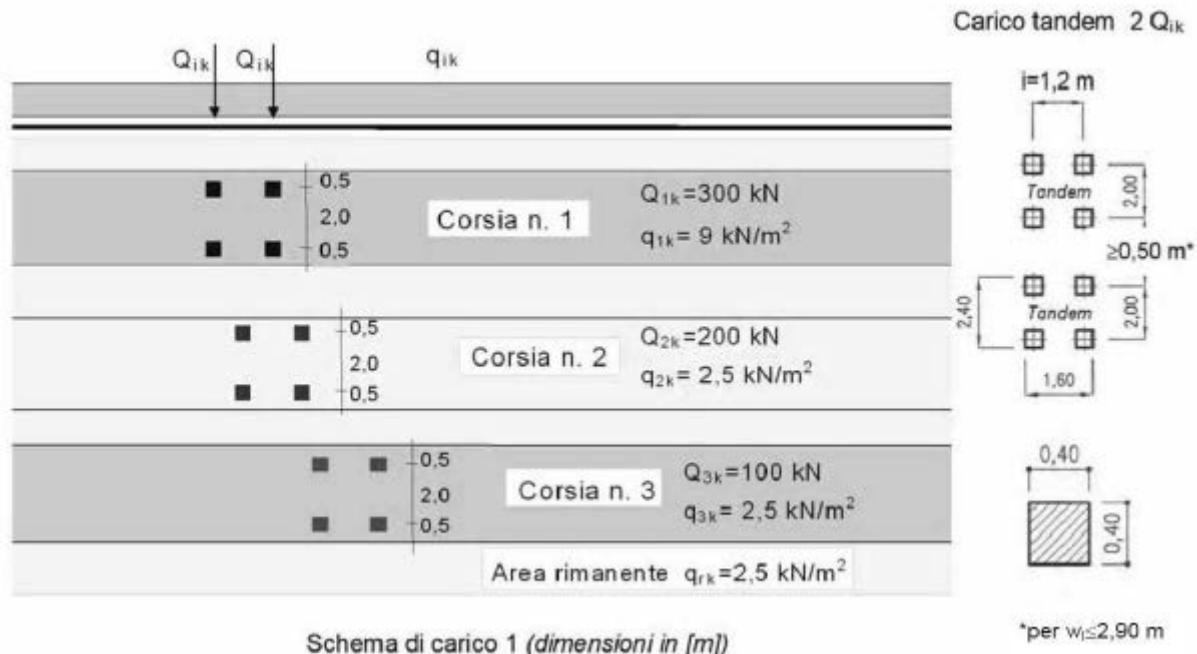
Per traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 1 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità massima di 100 km/h	650 Pa
Per traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 3 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità maggiori di 120 km/h	800 Pa
Per traffico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

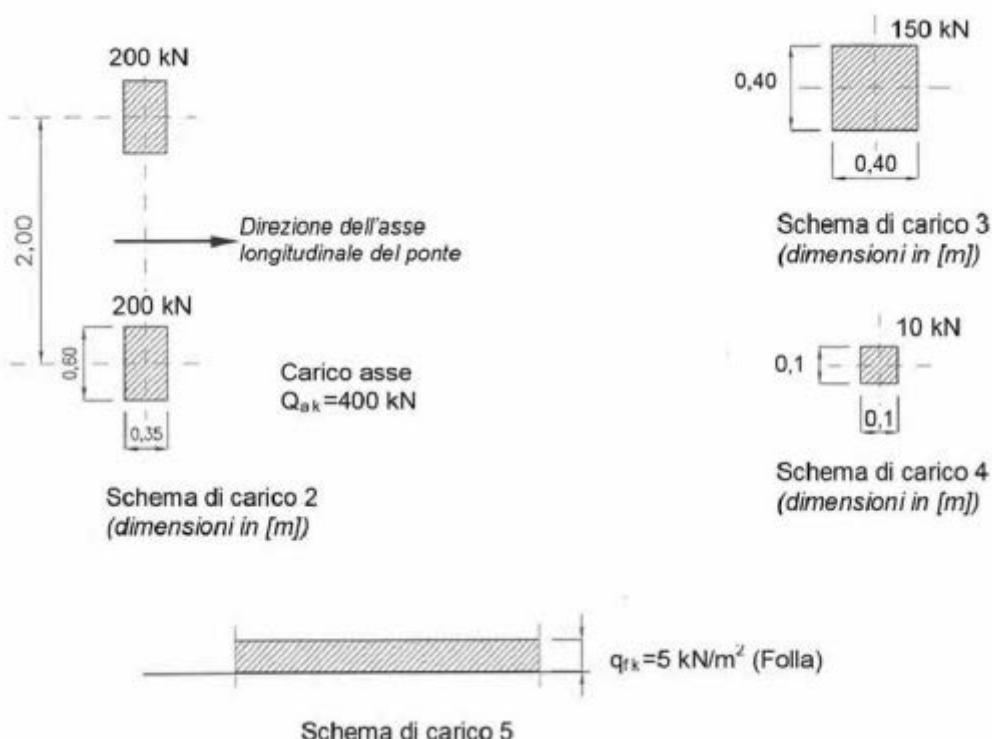
Tale carico accidentale, incidente per un altezza di 4.50 m, corrispondente alla sagoma limite di un mezzo pesante.

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.

9.3.7 Azione variabile da traffico veicolare (Q5)

Si considerano gravanti sulla piattaforma stradale i seguenti schemi di carico (come da NTC2018 § 5.1.3.3):





In particolare, per la verifica locale delle opere d'arte si considera agente la ruota singola $0.35 \times 0.60 \text{ m}$ con carico verticale $Q = 200 \text{ kN}$ (schema di carico 2) posta al limite della carreggiata.

9.3.8 Azione sismica (Ed)

Data la particolare struttura delle barriere fonoassorbenti, 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 alla 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:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Dove:

- $C_1 = 0.085$, per strutture in acciaio;
- H , è l'altezza della struttura.

Per una valutazione più accurata del periodo proprio è possibile invece applicare la definizione stessa di periodo di vibrazione secondo la quale il periodo fondamentale di una struttura è determinabile con la seguente 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:

$$V_{sisma} = F_h$$

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

9.3.9 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 NTC2018).

Per le barriere integrate tale azione viene fatta agire su **tre montanti** per una larghezza complessiva di 6.75 m. Sulla base di un'analisi bidimensionale del dispositivo si ricavano le reazioni massime agenti sui tre montanti considerati. In particolare, sul montante centrale si ricava un'azione flessionale di circa **75 kNm** ed un'azione tagliente alla base del montante pari

a **75 kN**, mentre nei due montanti laterali agiranno le restanti azioni pari a circa **12.5 kN** per montante.

Per le barriere di sicurezza H3BP-H4BP montate su opera d'arte l'azione dell'urto trasmessa è assunta pari a **51 KN** mentre per le barriere H2BP è assunta pari a **50 KN** (tali risultati sono ottenuti dal massimo momento plastico trasmissibile dal montante all'opera sottostante, per maggiori informazioni riferirsi al relativo paragrafo).

10. CALCOLO DELLE AZIONI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTI RUMORE

10.1 PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI (G1) E PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Barriere tradizionali

I pesi propri a metro lineare dei montanti e degli sbracci per barriere tradizionali impiegati valgono:

Montanti HEA 160	304 N/m
Montanti HEA 200	423 N/m
Montanti HEA 220	505 N/m
Montanti IPE 300	422 N/m
Montanti IPE 330	491 N/m
Montanti IPE 360	571 N/m
Montanti IPE 400	663 N/m

Il carico permanente non strutturale derivante dal peso proprio dei pannelli viene definito in maniera semplificata assumendo una distribuzione standard dei diversi pannelli presenti. Considerando una barriera di altezza $H=4.50\text{m}$ costituita da 2.00m di pannelli trasparenti in PMMA, 2.00m di pannelli fonoassorbenti e 0.50m di pannelli in cls, si ottiene un peso medio dei pannelli pari a:

Peso proprio pannelli	0.50 kN/m ²
-----------------------------	------------------------

Barriere integrate

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

Integrata H=3.00 m.....	1,85 kN/m
Integrata H=4.00 m.....	1.95 kN/m
Integrata H=5.00 m.....	2.07 kN/m

Moltiplicando tali valori per l'interasse tra i montanti $i = 2.25\text{ m}$ si ottengono i pesi:

Integrata H=3.00 m.....	4.16 kN
Integrata H=4.00 m.....	4.39 kN
Integrata H=5.00 m.....	4.66 kN

10.2 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. Si considera un periodo di ritorno pari a 50 anni sia per le verifiche di Stato Limite Ultimo che per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio.

Zona - Regione	Zona	[-]	2
Velocità di riferimento - Valore caratteristico	$v_{b,0}$	[m/s]	25
Parametro legato all'altitudine della zona	a_0	[m]	750
Parametro funzione della zona	k_s	[-]	0,45
Altitudine	a_s	[m]	100
Coefficiente di altitudine	c_a	[-]	1,00
Velocità di riferimento per un periodo di ritorno di 50 anni	v_b	[m/s]	25
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	[m/s]	25
Densità dell'aria	ρ	[kg/m ³]	1,25
Pressione cinetica di riferimento	q_r	[N/m ²]	390,6

Posizione geografica del sito	Posizione geografica	[-]	Oltre 30 km dalla costa e altitudine minore di 500m
Classe di rugosità del terreno	Classe _{rug}	[-]	C
Categoria di esposizione del sito	Cat _{esp}	[-]	III
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	k_r	[-]	0,2
	z_0	[m]	0,1
	z_{min}	[m]	5

Coefficiente di topografia	c_t	[-]	1
Coefficiente dinamico	c_d	[-]	1
Coefficiente di forma per zone interne (corrente)	$c_{p\ int}$	[-]	1,2
Coefficiente di forma per zone di bordo	$c_{p\ bordo}$	[-]	2

Condizione: CORRENTE											
Altezza del terreno di base											
z_{base} [m]											
Pressione del vento	p [kN/m ²]										
0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50
2,0	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,827	0,852	0,875	0,896	0,916
2,5	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,827	0,852	0,875	0,896	0,916
3,0	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,827	0,852	0,875	0,896	0,916
3,5	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,827	0,852	0,875	0,896	0,916
4,0	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,827	0,852	0,875	0,896	0,916
4,5	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,827	0,852	0,875	0,896	0,916
5,0	0,800	0,827	0,852	0,875	0,896	0,916	0,935	0,953	0,970	0,987	0,993
5,5	0,827	0,852	0,875	0,896	0,916	0,935	0,953	0,970	0,987	0,993	0,993
6,0	0,852	0,875	0,896	0,916	0,935	0,953	0,970	0,987	0,993	0,996	0,996
6,5	0,875	0,896	0,916	0,935	0,953	0,970	0,987	0,993	0,996	0,996	0,996
7,0	0,896	0,916	0,935	0,953	0,970	0,987	0,996	0,996	0,996	0,996	0,996
7,5	0,916	0,935	0,953	0,970	0,987	0,996	0,996	0,996	0,996	0,996	0,996
8,0	0,935	0,953	0,970	0,987	0,996	0,996	0,996	0,996	0,996	0,996	0,996
6,00+2 a 45°	1,558	1,591	1,622	1,651	1,679	1,706	1,732	1,756	1,780	1,803	1,824
6,00+3 a 45°	1,604	1,634	1,663	1,691	1,717	1,742	1,766	1,789	1,812	1,833	1,854
7,00+2 a 45°	1,622	1,651	1,679	1,706	1,732	1,756	1,780	1,803	1,824	1,845	1,866
7,00+3 a 45°	1,663	1,691	1,717	1,742	1,766	1,789	1,812	1,833	1,854	1,874	1,894
8,00+2 a 45°	1,679	1,706	1,732	1,756	1,780	1,803	1,824	1,845	1,866	1,886	1,905
8,00+3 a 45°	1,717	1,742	1,766	1,789	1,812	1,833	1,854	1,874	1,894	1,912	1,931

Condizione: BORDO											
Altezza del terreno di base											
z_{base} [m]											
Pressione del vento	p [kN/m ²]										
0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50
2,0	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,378	1,420	1,458	1,493	1,527
2,5	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,378	1,420	1,458	1,493	1,527
3,0	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,378	1,420	1,458	1,493	1,527
3,5	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,378	1,420	1,458	1,493	1,527
4,0	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,378	1,420	1,458	1,493	1,527
4,5	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,378	1,420	1,458	1,493	1,527
5,0	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,334	1,378	1,420	1,458	1,493	1,527
5,5	1,378	1,420	1,458	1,493	1,527	1,559	1,589	1,617	1,644	1,670	1,695
6,0	1,420	1,458	1,493	1,527	1,559	1,589	1,617	1,644	1,670	1,695	1,719
6,5	1,458	1,493	1,527	1,559	1,589	1,617	1,644	1,670	1,695	1,724	1,742
7,0	1,493	1,527	1,559	1,589	1,617	1,644	1,670	1,695	1,724	1,742	1,764
7,5	1,527	1,559	1,589	1,617	1,644	1,670	1,695	1,724	1,742	1,764	1,785
8,0	1,559	1,589	1,617	1,644	1,670	1,695	1,719	1,742	1,764	1,785	1,805
6,00+2 a 45°	2,597	2,652	2,703	2,752	2,799	2,844	2,886	2,927	2,966	3,004	3,041
6,00+3 a 45°	2,673	2,724	2,772	2,818	2,862	2,903	2,944	2,982	3,019	3,055	3,090
7,00+2 a 45°	2,703	2,752	2,799	2,844	2,886	2,927	2,966	3,004	3,041	3,076	3,123
7,00+3 a 45°	2,772	2,818	2,862	2,903	2,944	2,982	3,019	3,055	3,090	3,123	3,156
8,00+2 a 45°	2,799	2,844	2,886	2,927	2,966	3,004	3,041	3,076	3,110	3,143	3,174
8,00+3 a 45°	2,862	2,903	2,944	2,982	3,019	3,055	3,090	3,123	3,156	3,187	3,218

10.3 CALCOLO CARICO DINAMICO RIMOZIONE DELLA NEVE (Q2)

L'azione sul ciascun montante è pari a:

$$V_{RIM\ NEVE} = F_{rim\ neve} = 15\ kN$$

$$M_{RIM\ NEVE} = F_{rim\ neve} \cdot h = 15 \cdot 1.50 = 22.50\ kNm$$

10.4 CALCOLO CARICO DELLA NEVE (Q3)

Il calcolo dell'azione del carico della neve viene svolto esclusivamente per le barriere con sbraccio. Si considera un'inclinazione dello sbraccio pari a 45°.

Zona - Regione	Zona	[-]	I - Mediterranea
Altitudine	a _s	[m]	100
Carico caratteristico di riferimento del carico neve al suolo	q _{sk}	[kN/m ²]	1,50
Topografia	-	-	Normale
Coefficiente di esposizione	C _E	[-]	1
Coefficiente termico	C _t	[-]	1
Inclinazione	α	[°]	45
Coefficiente di forma	μ	[-]	0,4
Carico neve sullo sbraccio	q _s	[kN/m ²]	0,6

10.5 CALCOLO CARICO DINAMICO VEICOLARE (Q4)

Per i calcoli della pressione dinamica si assumerà il valore $p_{veicolare} = 800\ N/m^2$ (traffico all'aria aperta, alla distanza di 3 metri dalla barriera e velocità massima di 120 km/h).

A favore di sicurezza si applica tale carico sull'intera altezza della barriera e non solo sui primi 4.50 m (corrispondente alla sagoma limite di un mezzo pesante).

10.6 CALCOLO AZIONE DA URTO DA VEICOLO IN SVIO (Ad)

L'azione sul singolo montante della barriera integrata è pari a:

$$V_{URTO} = F_{urto} = 75\ kN$$

$$M_{URTO} = F_{urto} \cdot h = 75 \cdot 1.00 = 75\ kNm$$

10.7 CALCOLO AZIONE SISMICA (Ed)

Sulla base della caratterizzazione sismica, si determinano le azioni sismiche agenti sulle barriere tramite un'analisi lineare statica.

Poiché generalmente il valore del periodo fondamentale T_1 è prossimo ai valori che individuano il "plateau" dello spettro, nella verifica si considera, a favore di sicurezza, il valore massimo di accelerazione di progetto $S_d(T)_{max}$ e non la reale accelerazione $S_d(T_1)$.

PROFILO	H	i	g	P	M	J	E	K=3EJ/H ³
	m	m	kN/m	kN	kg	mm ⁴	N/mm ²	N/mm
HEA220	4,00	4,00	0,505	10,02	1.021,41	5,41E+07	210.000	532,55
HEA220	4,00	6,00	0,505	14,02	1.429,15	5,41E+07	210.000	532,55
IPE300	5,00	3,00	0,422	9,61	979,61	8,36E+07	210.000	421,15
IPE300	5,00	4,00	0,422	12,11	1.234,45	8,36E+07	210.000	421,15

PROFILO	H	i	ω	T	a/g	S (T)	F _{sism}	M _{sism}	P _{vento equiv}
	m	m	1/s	s	g	m/s ²	kN	kN*m	kN/m ²
HEA220	4,00	4,00	22,83	0,275	0,717	7,034	7,18	28,74	0,898
HEA220	4,00	6,00	19,30	0,325	0,717	7,034	10,05	40,21	0,838
IPE300	5,00	3,00	20,73	0,303	0,717	7,034	6,89	34,45	0,919
IPE300	5,00	4,00	18,47	0,340	0,717	7,034	8,68	43,41	0,868

Confrontando la pressione del vento "p" riportata nel relativo paragrafo e la pressione del vento equivalente "p_{vento equiv}" (definita come la pressione che genera un momento alla base pari a quello del sisma "M_{sism}"), si evince che 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.

11. COMBINAZIONI DEI CARICHI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE

11.1 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 NTC2018.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'Approccio progettuale di tipo 2 (NTC2018 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 2018.

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G ₁	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G ₂ ⁽¹⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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.

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

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

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

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

Per lo stato limite di esercizio SLE si ha:

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

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

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

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

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambiente 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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 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

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 2018, il vento non 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 ulteriore combinazioni di carico, al contrario sostituirà l'azione del vento nelle combinazioni espresse di seguito. Lo stesso ragionamento è applicato al carico dato dalla rimozione neve.

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	Coefficients γ_F					Coefficients of non contemporaneity		
	SLU STR	SLU GEO	SISMA	ECC	SLE	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Peso proprio G1	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-
Permanenti non strutturali G2	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00	-	-	-
Vento Q1	Non simultanei	1.50	1.30	-	-	1.00	0.60	0.20
Rimozione Neve Q2		1.50	1.30	-	-	1.00	0.50	0.20
Pressione veicolare Q4		1.50	1.30	-	-	1.00	0.60	0.20
Neve Q3	1.50	1.30	-	-	1.00	0.50	0.20	0.00
Sisma Ed	-	-	1.00	-	-	-	-	-
Urto Ad	-	-	-	1.00	-	-	-	-

Si riportano le sollecitazioni a base montante nelle combinazioni di carico di progetto precedentemente descritte, suddivise per famiglie.

12. DESCRIZIONE DELLO SCHEMA STATICO

Lo schema statico adottato ai fini del dimensionamento delle strutture in elevazione è quello di mensola incastrata alla base.

12.1 SOLLECITAZIONI A BASE MONTANTE

Le sollecitazioni a base montante sono ricavate applicando le regole della Scienza delle Costruzioni.

Il montante è schematizzato come mensola incastrata alla base soggetta all'azione del peso proprio, del peso dei pannelli, all'azione del vento, della rimozione neve, della neve (questa agisce esclusivamente su barriere con aggetto inclinato), della pressione dinamica veicolare e all'azione del sisma.

Per le barriere di tipo integrate (antirumore e sicurezza) si considera anche l'azione dell'urto da veicolo in svio.

Per i diversi carichi sopra descritti si riportano le formulazioni per la determinazione delle sollecitazioni massime agenti a base montante.

BARRIERE TRADIZIONALI

		Sforzo normale N	Taglio V	Momento flettente M
G ₁	Peso proprio montante	$g_{mont} \cdot H$	0	0
G ₂	Peso proprio pannelli	$g_{pann} \cdot i \cdot H$	0	0
Q ₁	Vento	0	$p_{vento} \cdot i \cdot H$	$p_{vento} \cdot i \cdot H^2/2$
Q ₂	Rimozione neve	0	$F_{rim\ neve}$	$F_{rim\ neve} \cdot h_{rim\ neve}$
Q ₃	Neve	0	0	0
Q ₄	Pressione dinamica veicolare	0	$p_{veicolare} \cdot i \cdot H$	$p_{veicolare} \cdot i \cdot H^2/2$
E _d	Sisma	0	F_h	$F_h \cdot H$

BARRIERE TRADIZIONALI CON AGGETTO

		Sforzo normale N	Taglio V	Momento flettente M
G ₁	Peso proprio montante	$g_{mont} \cdot H + g_{sbraccio} \cdot L$	0	$g_{sbraccio} \cdot \frac{L^2 \cdot \cos\alpha}{2}$
G ₂	Peso proprio pannelli	$g_{pann} \cdot i \cdot H + g_{pann} \cdot i \cdot L$	0	$g_{pann} \cdot i \cdot \frac{L^2 \cdot \cos\alpha}{2}$
Q ₁	Vento	$p_{sbr} \cdot i \cdot L \cdot \cos\alpha$	$p_{vento} \cdot i \cdot H + p_{sbr} \cdot i \cdot L \cdot \sin\alpha$	$p_{vento} \cdot i \cdot H^2 / 2 + p_{sbr} \cdot i \cdot L^2 / 2 + p_{sbr} \cdot i \cdot L \cdot \sin\alpha \cdot H$
Q ₂	Rimozione neve	0	$F_{rim\ neve}$	$F_{rim\ neve} \cdot h_{rim\ neve}$
Q ₃	Neve	$q_{neve} \cdot i \cdot L \cdot \cos\alpha$	0	$q_{neve} \cdot i \cdot \frac{(L \cdot \cos\alpha)^2}{2}$
Q ₄	Pressione dinamica veicolare	0	$p_{veicolare} \cdot i \cdot H$	$p_{veicolare} \cdot i \cdot H^2 / 2$
E _d	Sisma	0	F_h	$F_h \cdot H$

BARRIERE INTEGRATE

		Sforzo normale N	Taglio V	Momento flettente M
G ₁	Peso proprio montante	$g_{mont} \cdot H$	0	0
G ₂	Peso proprio pannelli	$g_{pann} \cdot i \cdot H$	0	0
Q ₁	Vento	0	$p_{vento} \cdot i \cdot H$	$p_{vento} \cdot i \cdot H^2 / 2$
Q ₂	Rimozione neve	0	$F_{rim\ neve}$	$F_{rim\ neve} \cdot h_{rim\ neve}$
Q ₃	Neve	0	0	0
Q ₄	Pressione dinamica veicolare	0	$p_{veicolare} \cdot i \cdot H$	$p_{veicolare} \cdot i \cdot H^2 / 2$
E _d	Sisma	0	F_h	$F_h \cdot H$
A _d	Urto	0	F_{urto}	$F_{urto} \cdot h_{urto}$

H = altezza montante
 L = lunghezza sbraccio
 i = interasse montanti
 α = inclinazione sbraccio rispetto all'orizzontale
 g_{mont} = peso per unità di lunghezza del montante
 $g_{sbraccio}$ = peso per unità di lunghezza dello sbraccio
 g_{pann} = peso per unità di superficie dei pannelli
 p_{vento} = pressione del vento sul montante
 p_{sbr} = pressione del vento sullo sbraccio
 q_{neve} = carico da neve
 $F_{rim\ neve}$ = magnitudo carico rimozione neve
 $h_{rim\ neve}$ = altezza applicazione carico rimozione neve
 $p_{veicolare}$ = pressione dinamica veicolare
 F_h = forza statica equivalente alla forza di inerzia indotta dall'azione sismica
 F_{urto} = azione orizzontale da urto
 h_{urto} = altezza azione urto dal piano stradale

12.2 SOLLECITAZIONI A BASE AGGETTO

Le sollecitazioni a base aggetto sono ricavate applicando le regole della Scienza delle Costruzioni.

Lo sbraccio è schematizzato come mensola incastrata al montante soggetta all'azione del peso proprio, del peso dei pannelli, all'azione del vento e della neve.

Per i diversi carichi sopra descritti si riportano le formulazioni per la determinazione delle sollecitazioni massime agenti a base aggetto.

		Sforzo normale N	Taglio V	Momento flettente M
G ₁	Peso proprio aggetto	$g_{sbraccio} \cdot L \cdot \sin\alpha$	$g_{sbraccio} \cdot L \cdot \cos\alpha$	$g_{sbraccio} \cdot \frac{L^2 \cdot \cos\alpha}{2}$
G ₂	Peso proprio pannelli	$g_{pann} \cdot i \cdot L \cdot \sin\alpha$	$g_{pann} \cdot i \cdot L \cdot \cos\alpha$	$g_{pann} \cdot i \cdot \frac{L^2 \cdot \cos\alpha}{2}$
Q ₁	Vento	0	$p_{sbr} \cdot i \cdot L$	$p_{sbr} \cdot i \cdot L^2 / 2$
Q ₃	Neve	$q_{neve} \cdot i \cdot L \cdot \cos\alpha \cdot \sin\alpha$	$q_{neve} \cdot i \cdot L \cdot \cos^2 \alpha$	$q_{neve} \cdot i \cdot \frac{(L \cdot \cos\alpha)^2}{2}$

12.3 SOLLECITAZIONI SULLE FONDAZIONI

Per le fondazioni "Plinto su monopalo", le sollecitazioni a testa palo sono ricavate applicando il trasporto rigido delle sollecitazioni agenti a base montante e aggiungendo il contributo del peso proprio del plinto all'azione di sforzo normale.

La determinazione delle sollecitazioni lungo il palo è stata effettuata mediante il software di calcolo agli elementi finiti, 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 alla Winkler di diversa rigidezza a seconda del tipo di terreno che il palo attraversa.

$$N_{palo} = N_{elev} + \gamma_{G1} \cdot \gamma_{CLS} \cdot (b_{plinto} \cdot l_{plinto} \cdot h_{plinto})$$

$$V_{palo} = V_{elev}$$

$$M_{palo} = M_{elev} + V_{elev} \cdot h_{plinto}$$

b_{plinto}, l_{plinto} = dimensioni in pianta del plinto

h_{plinto} = altezza del plinto

γ_{CLS} = peso specifico calcestruzzo

γ_{G1} = coefficiente parziale di sicurezza per azioni permanenti

$N_{elev}, V_{elev}, M_{elev}$ = sollecitazioni a base montante

Per le altre tipologie di fondazione, le sollecitazioni, sia alla testa che lungo il fusto, sono ricavate direttamente dal modello agli elementi finiti.

13. CRITERI DI VERIFICA DEI MONTANTI DELLE BARRIERE TRADIZIONALI

Le verifiche dei montanti vengono effettuate in riferimento al paragrafo 4.2.4 delle NTC2018.

13.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

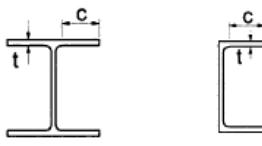
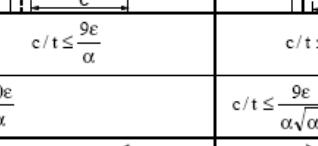
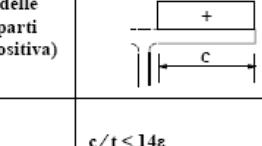
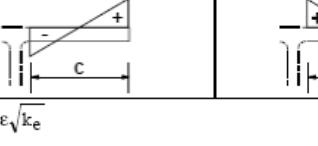
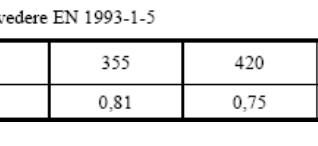
Le Norme tecniche NTC2018 prevedono 3 diverse modalità di calcolo strutturale:

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

La scelta della modalità di calcolo dipende anche dalla classe della sezione, ovvero dalla sua capacità rotazionale C_θ definita come:

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

essendo ϑ_r e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

Piattabande esterne			
Profili laminati a caldo		Sezioni saldate	
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione	Con estremità in trazione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5	
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275
	ϵ	1,00	0,92
		355	0,81
		420	0,75
		460	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	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1 : c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1^* : c/t \leq 62\epsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
		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 $\epsilon_y > f_{yk}/E$

	Acciaio		Anima (soggetto a flessione)				Flangia (soggetto a compressione)				Profilo
	f_{yk}	ϵ	c	t	$c/(t\epsilon)$	Classe	c	t	$c/(t\epsilon)$	Classe	
	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
HE 220 A	275	0,92	152	7	23,49	1	88,5	11	8,70	1	1
HE 240 A	275	0,92	164	7,5	23,65	1	95,25	12	8,59	1	1
HE 260 A	275	0,92	177	7,5	25,53	1	102,25	12,5	8,85	1	1
IPE 400	275	0,92	331	8,6	41,64	1	64,7	13,5	5,18	1	1
HE 360 B	275	0,92	261	12,5	22,59	1	116,75	22,5	5,61	1	1
HE 400 B	275	0,92	298	13,5	23,88	1	116,25	24	5,24	1	1

Il calcolo dei montanti viene effettuato secondo il metodo elastico, con raggiungimento della condizione di snervamento, sebbene i profili dei montanti risultino sempre di classe 1.

13.2 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.

13.3 VERIFICA DI INSTABILITÀ "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 delle barriere 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;
- β coefficiente per il calcolo della lunghezza d'inflessione;
- L , lunghezza libera del montante;
- i , raggio d'inerzia.

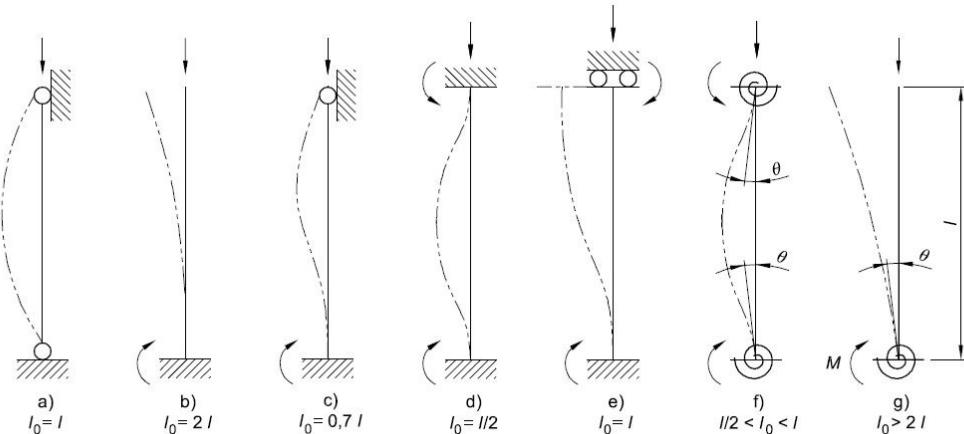
Si è assunto un coefficiente $\beta = 2$ (corrispondente ad uno schema a mensola, cioè condizione di incastro-estremo libero) come indicato nel prospetto dell'Eurocodice "2" UNI EN 1992-1-1:2005 sotto riportato. A favore di sicurezza non si è considerato la presenza del vincolo rappresentato dal profilo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

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) $l_0 > 2l$

UNI EN 1992-1-1:2005



13.4 VERIFICHE DI INSTABILITÀ 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;

χ_{LT} fattore di riduzione per instabilità flesso torsionale, determinato per profili laminati o saldati, dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

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

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

α_{LT} fattore di imperfezione (Tab. 4.2. VII NTC2018);

$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$ (sezione laminate e composte saldate);

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

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c) [1 - 0.2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2]$$

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 $\psi = 0$).

 M_{sx} M_{dx} $-1 \leq \psi \leq 1$ $M_{dx} = \psi M_{sx}$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
--	-----------------------------

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 flesso-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_ω rigidezza torsionale primaria e secondaria della sezione, ψ coefficiente tabellato.

13.5 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 τ_{Ed} si ricava in base al taglio alla base V_{RARA} :

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

13.6 VERIFICHE DI DEFORMABILITA' ALLO SLE

Con riferimento alle disposizioni della norma UNI EN 1794-1, la deformazione elastica massima Δ_{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 Δ_{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 Δ_{max} si è ridotta la lunghezza di inflessione L di una quantità h_{irr} pari a 10 cm in quanto si considera il tratto alla base del montante come rigido grazie alla presenza degli irrigidimenti.

14. CRITERI DI VERIFICA DEL COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE E SISTEMA DI ANCORAGGIO TRAMITE TIRAFONDI (BARRIERE TRADIZIONALI)

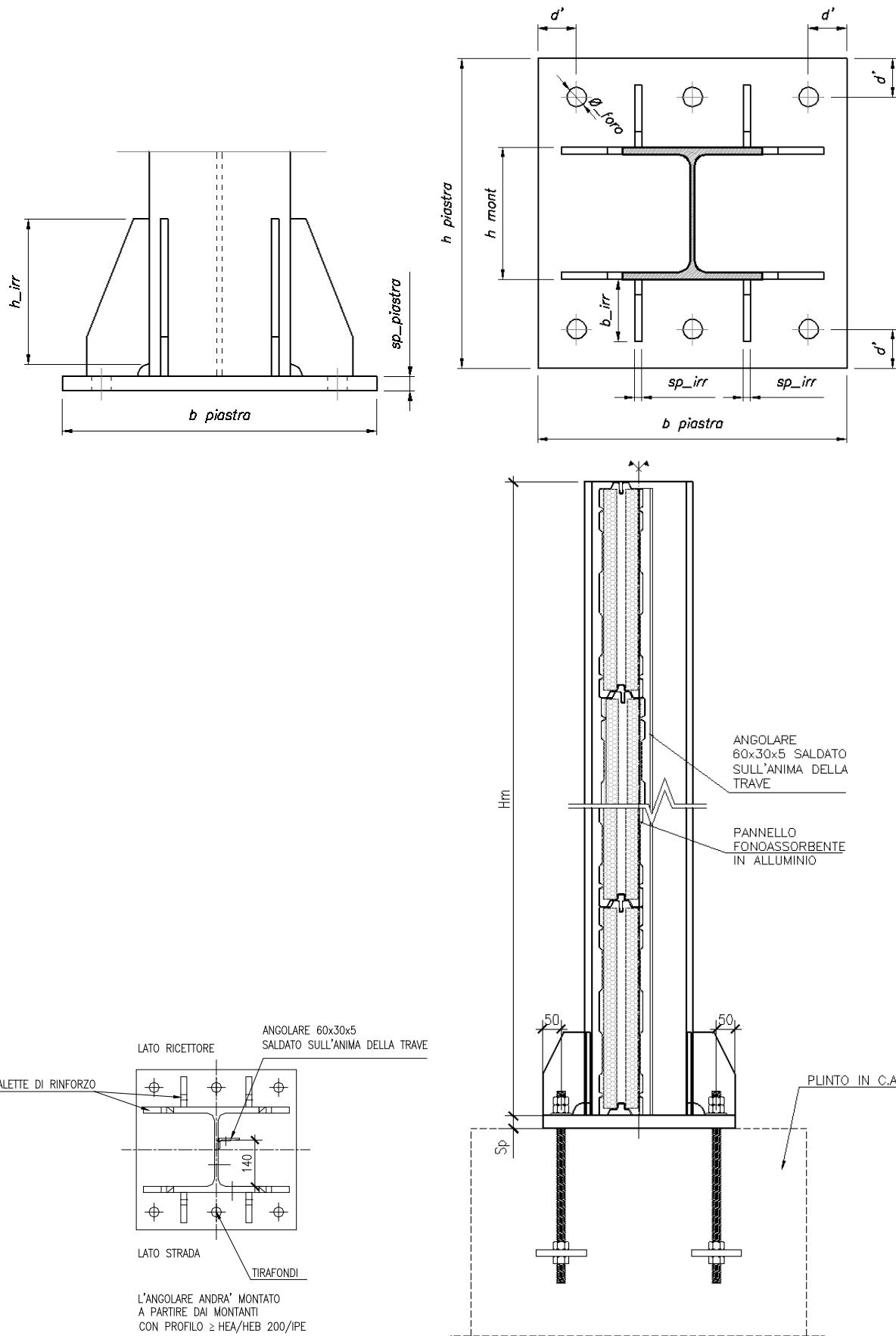
Il collegamento è costituito da una piastra in acciaio, su cui viene saldato il profilo, e da costole di irrigidimento della piastra stessa; in particolare l'ancoraggio delle barriere avviene mediante tirafondi.

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 barriera fonoassorbente di tipo tradizionale.

Di seguito si riportano tutte le verifiche relative a:

- 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;
 - schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza della rosetta (o della piastra di ancoraggio);
 - flessione della rosetta (o della piastra);
 - sfilamento del complesso calcestruzzo-rosetta (o calcestruzzo-piastra di ancoraggio) dalla fondazione;
- saldature;
- sezione in calcestruzzo sottostante la piastra.



14.1 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).

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

$$M_{p,cd} = k \cdot \emptyset \cdot F_{p,cd}$$

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

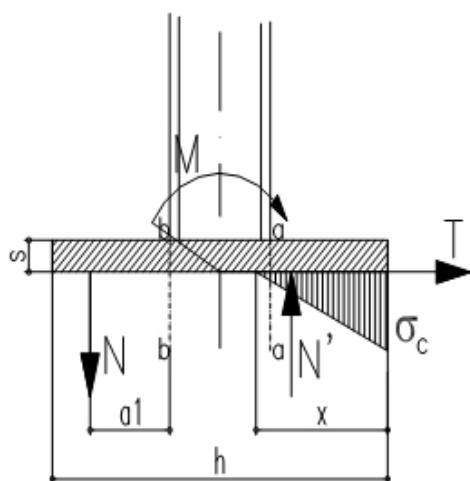
La coppia di serraggio sarà valutata utilizzando un coefficiente $k = 0.16$.

Assumendo $f_{tbk} = 800 \text{ MPa}$ (classe 8.8) e $\gamma_{M7} = 1.10$ si ottiene:

14.2 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 σ_s , sono valutabili applicando il metodo n ad una sezione rettangolare con armatura semplice tramite le seguenti formule.



$$x = \frac{n A_{res}}{B} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 B d}{n A_{res}}} \right)$$

$$\sigma_{c,max} = \frac{2 M_{Ed} SLU}{x B (d - \frac{x}{3})}$$

$$\sigma_s = n \sigma_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$

Per quanto riguarda l'area dei tirafondi, si fa sempre riferimento all'area resistente A_{res} del bullone (vedi tab. 4.2.XVI NTC2018).

Dalle tensioni di compressione massima sul basamento in c.a. $\sigma_{c,max}$ e di trazione nel tirafondo σ_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 tesio
se $x \leq L_{ala}$	se $x > L_{ala}$	
$V_{COMPR} = \frac{\sigma_{c,max} \cdot x \cdot B_{piastra}}{2}$	$V_{COMPR} = \frac{\sigma_{c,max} \cdot x \cdot B_{piastra}}{2}$	$V_{TESO} = n_{bull\ tesi} \cdot \sigma_s \cdot A_{res}$
$M_{COMPR} = V_{COMPR} \cdot (L_{ala} - x/3)$	$M_{COMPR} = V_{COMPR} \cdot (L_{ala} - x/3)$	$M_{TESO} = V_{TESO} \cdot a_1$
Con:		
$L_{ala} = \frac{H_{piastra} - h_{montante}}{2} \quad \sim \quad \sigma_{c,lembo} = \sigma_{c,max} \frac{x - L_{ala}}{x} \quad \sim \quad a_1 = L_{ala} - d_{bull-bordo}$		

La sollecitazione di trazione $F_{t,Ed}$ agente sul singolo tirafondo è stata calcolata moltiplicando la tensione di trazione nel bullone σ_{bull} e moltiplicandola per l'area nominale del bullone. La tensione di trazione nel bullone σ_{bull} è il valore massimo tra la tensione di trazione sulla piastra in corrispondenza dei tirafondi σ_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 sul singolo tirafondo è stata calcolata dividendo il taglio agente alla base del montante per il numero complessivo dei bulloni presenti nel giunto di base.

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

14.3 VERIFICHE DELLA PIASTRA DI BASE CON I FAZZOLETTI DI IRRIGIDIMENTO

14.3.1 Verifica di resistenza della piastra senza irrigidimenti

In funzione delle sollecitazioni si verifica a flessione e taglio SLU la piastra di base facendo riferimento al paragrafo 4.2.4.1 delle NTC2018.

Per le verifica di resistenza a taglio è necessario verificare che venga soddisfatta la seguente condizione:

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

con $V_{Ed} = \max(V_{COMP}; V_{TESO})$ taglio di calcolo;

$V_{c,Rd}$ taglio resistente, dato dall'espressione:

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

dove A_v area netta a taglio ($A_v = B_{piastra} \cdot s_{piastra} - n_{tir} \cdot \emptyset_{foro} \cdot s_{piastra}$);

n_{tir} massimo numero di inghisaggi in una fila;

\emptyset_{foro} diametro foro nella piastra per gli inghisaggi;

f_{yk} tensione di snervamento dell'acciaio della piastra;

$\gamma_{M0} = 1.05$ coefficiente di sicurezza per la resistenza.

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ (ovvero $V_{Ed} < 0.5 V_{c,Rd}$), si può trascurare l'influenza del taglio sulla verifica a flessione. In caso contrario, per tener in conto dell'influenza a taglio sulla resistenza flessionale, si calcola il coefficiente di riduzione ρ pari a:

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

Per la verifica di resistenza a flessione, senza l'influenza del taglio, è necessario verificare che venga soddisfatta la seguente condizione:

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

in cui $M_{Ed} = \max(M_{COMP}; M_{TESO})$ è il momento flettente di calcolo;

$M_{c,Rd}$ è la resistenza a flessione retta della sezione, pari a:

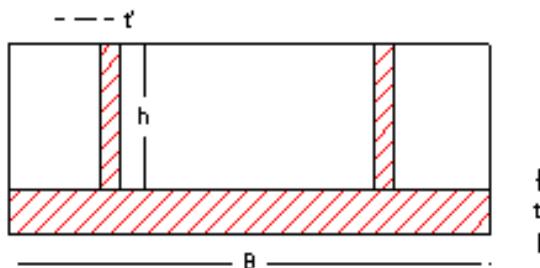
$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con W_{pl} momento resistente plastico della piastra pari a:

$$W_{pl} = 2 \cdot S_{n \ 1/2 \ piastra} = 2 \cdot (A_{1/2 \ piastra} \cdot s_{piastra}/4) = 2(B_{piastra} \cdot s_{piastra}/2)(s_{piastra}/4);$$

14.3.2 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 $V_{Ed}/V_{c,Rd} \leq 1$.

14.3.3 Verifica dello spessore della piastra di base

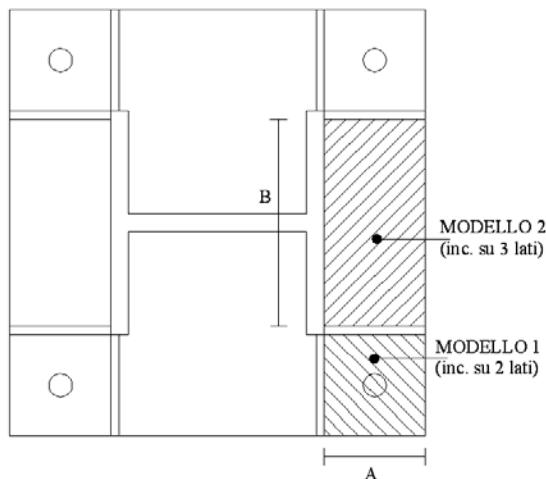
Lo spessore della piastra e l'eventuale necessità di fazzoletti di irrigidimento dipendono dal comportamento flessionale dovuto agli effetti della pressione di contatto con il calcestruzzo ed agli effetti dei carichi concentrati dei tirafondi.

Il procedimento adottato per verificare lo spessore $s_{piastra}$ della piastra prevede l'assunzione di due diversi modelli a piastra per quanto riguarda la piastra in compressione, e di un modello semplificato a trave per quella soggetta alla trazione dei tirafondi.

Lo spessore della piastra di base utilizzato deve quindi verificare in termini di resistenza le 3 modellazioni appena descritte.

Modelli a piastra (piastra in compressione)

Il due modelli a piastra sono stati effettuati considerando i tratti di piastra incastrati su due e su tre lati rispettivamente per il modello 1 e 2, come descritto nella figura sottostante.



Il carico è stato considerato, in entrambi i modelli, uniformemente distribuito e pari alla tensione di massima compressione agente sulla sezione di calcestruzzo:

$$q = \sigma_{c,max}$$

Le sollecitazioni massime di flessione per i due modelli sono state assunte pari a:

Modello 1 (incastro su 2 lati)	Modello 2 (incastro su 3 lati)
$M_{max\ incastro} = \alpha_1 \cdot q \cdot A^2$	$M_{max\ 1} = \alpha_2 \cdot q \cdot A^2$ $M_{max\ 2} = \alpha_3 \cdot q \cdot B^2$

Dove A e B rappresentano le dimensioni delle due piastre, mentre α_1 , α_2 e α_3 sono dei coefficienti tabellati dipendenti dalla geometria della piastra e dal tipo di carico.

Una volta noti i momenti di calcolo, sono stati confrontati con il momento resistente $M_{c,Rd}$ della sezione verificando che:

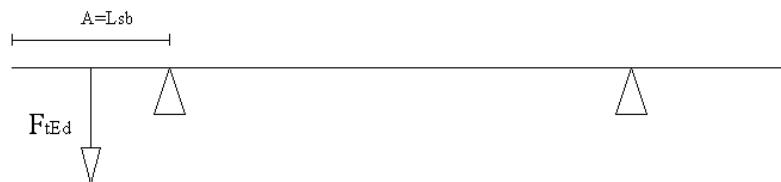
$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

con $M_{c,Rd} = W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0}$

$$W_{el} = 1mm \cdot s_{piastra}^2 / 6.$$

Modelli a trave (piastra in trazione)

Per quanto riguarda il modello trave, è stato considerato uno schema di trave appoggiata sugli irrigidimenti avente base calcolata ipotizzando una diffusione a 45° dal baricentro del tirafondo. Il carico agente in tale modello è determinato dal carico di trazione agente sui tirafondi $F_{t,Ed} = N_{bulk}$. Lo schema di calcolo a trave è indicato nella figura seguente.



Dallo schema indicato in figura si nota subito come il momento massimo è dato da:

$$M_{Ed} = F_{t,Ed} \cdot b$$

Si è quindi verificato che tale sollecitazione flettente sia minore del momento resistente della sezione considerata, ovvero:

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

con $M_{c,Rd} = W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0}$;

$W_{el} = L \cdot s_{piastra}^2 / 6$;

$L = \min\{A; B; 2(A - e_1)\}$.

14.3.4 Verifica a rifollamento della piastra

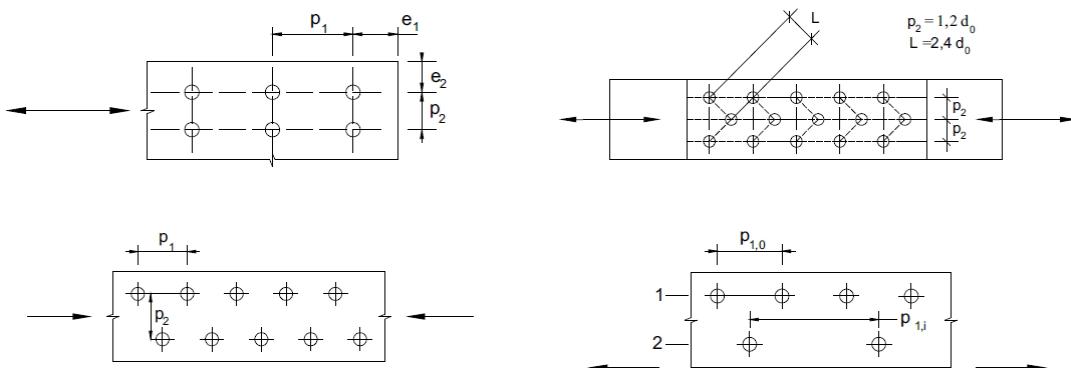
Per quanto riguarda la verifica a rifollamento della piastra si è seguito quanto indicato nel paragrafo 4.2.8.1.1 delle Norme Tecniche 2018 calcolando la resistenza di calcolo a rifollamento definita come segue:

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

Dove:

- d è il diametro nominale del gambo del bullone;
- t è lo spessore della piastra collegata;
- γ_{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:

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

14.4 VERIFICHE DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

14.4.1 Verifiche a taglio-trazione dei tirafondi

Per quanto riguarda le verifiche sui tirafondi sono state effettuate quindi una verifica a trazione-taglio sui bulloni, una verifica a schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza della rosetta (o della piastra), una verifica a flessione della rosetta (o della piastra) e infine una verifica a sfilamento del complesso calcestruzzo-rosetta oppure calcestruzzo-piastra di ancoraggio dalla fondazione.

La verifica a taglio-trazione dei tirafondi 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 del tirafondo stesso $F_{v,Rd\ bull}$ e la resistenza a rifollamento della piastra $F_{b,Rd}$ precedentemente calcolata.

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

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

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

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

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

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

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

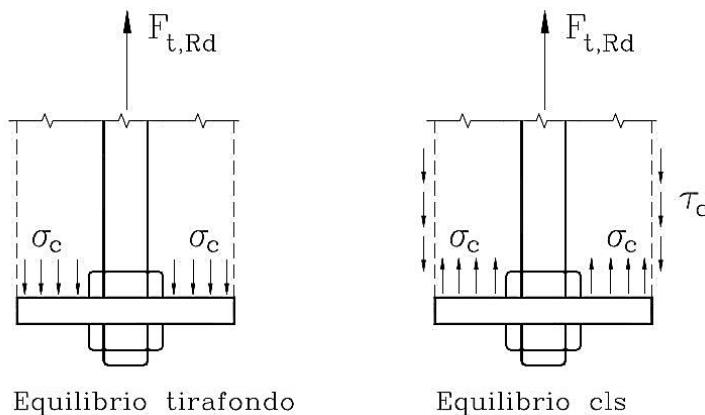
Dove:

- f_{tbk} 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.

14.4.2 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).



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:

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

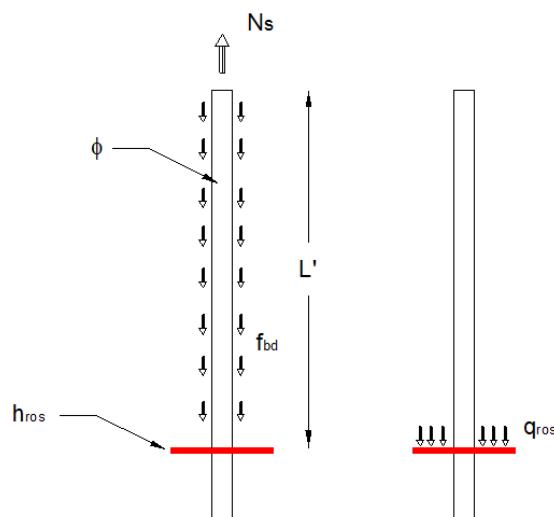
Dove D_{ros} indica il diametro della rosetta mentre d rappresenta il diametro del bullone.

Nel caso di piastra di ancoraggio l'area risulterà pari all'area della piastra di ancoraggio depurata dei fori dei tirafondi, ovvero pari a:

$$A_{piastrina} = B_{piastrina} \cdot L_{piastrina} - n_{tir tesi} \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)$$

14.4.3 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.



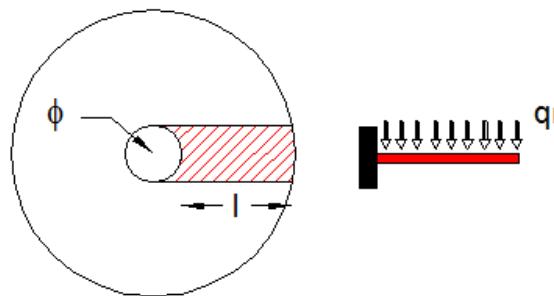
Dall'equilibrio, indicando con ϕ e L il diametro e la lunghezza del tirafondo, il carico agente sulla rosetta risulta pari a:

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

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



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. Pertanto il carico agente sulla piastrina $q_{piastrina}$, il carico distribuito q_l e la lunghezza della mensola l valgono:

$$q_{piastrina} = \frac{n_{tir\ testi} \cdot (F_{t,Ed} - f_{bd} \cdot L \cdot \pi \cdot \phi)}{A_{piastrina} - n_{tir\ testi} \cdot A_{tir}}$$

$$q_l = q_{piastrina} \cdot \phi$$

$$l = \frac{B_{piastrina} - [(n_{tir\ testi} - 1) \cdot int_{tir}]}{2} - \phi/2$$

Fissando quindi lo spessore della rosetta (o della piastra) 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 $W_{el\ ros} = \phi \cdot sp_{ros}^2 / 6$.

Si verifica quindi che:

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

14.4.4 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 sfilo 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:

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

Dove:

- ϕ è il diametro del gambo;
- a è la distanza del gambo dal bordo libero di calcestruzzo;
- α 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 $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$;
 - η 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, per cui la resistenza è data dalla relazione:

$$R_{sfil-piastrina} = \frac{f_{bd}}{\left(1 + \frac{\phi}{a}\right)^2} \pi \cdot \phi \cdot L \cdot n_{tir tesi} + f_{cd} \cdot \alpha \cdot B_{piastrina} \cdot L_{piastrina}$$

14.5 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. 4.2.78 - 4.2.79)]:

$$\sqrt{n_1^2 + t_1^2 + t_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

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

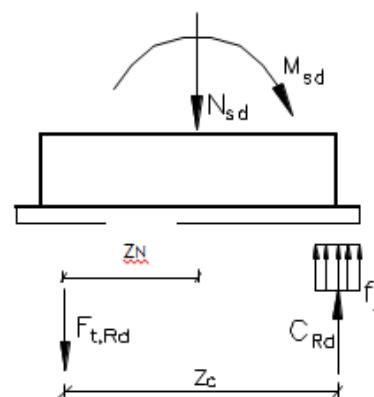
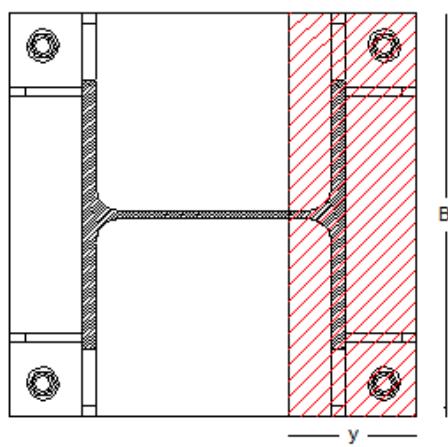
	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

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.

14.6 VERIFICA DELLA SEZIONE IN C.A. SOTTOSTANTE LA PIASTRA DI BASE

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:

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

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 $0.8y$, 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:

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

15. CRITERI DI VERIFICA DEI MONTANTI E PIASTRE DI COLLEGAMENTO DELLE BARRIERE INTEGRATE

15.1 VERIFICHE DEL MONTANTE

Le verifiche dei montanti delle barriere integrate vengono effettuate in riferimento al paragrafo 4.2.4 delle NTC2018 e al paragrafo 6.3.2.2 dell' Eurocodice "3" EN 1993-1-1:2005 (per la determinazione del momento critico necessario per le verifiche di instabilità flesso-torsionale).

Il profilo impiegato per le barriere integrate è un HE 160 A di classe S275, caratterizzato dalle seguenti dimensioni e parametri statici.

HE 160 A			
Altezza profilo	h	[mm]	152
Lunghezza ali	b	[mm]	160
Spessore anima	t_w	[mm]	6
Spessore ali	t_f	[mm]	9
Raggio curvatura profilo	r	[mm]	15
Area	A	[mm ²]	3877
Momento di inerzia flessionale // l'anima	J_y	[mm ⁴]	1,67E+07
Momento di inerzia flessionale perp. l'anima	J_z	[mm ⁴]	6,16E+06
Momento di inerzia torsionale	J_t	[mm ⁴]	1,22E+07
Momento di inerzia settoriale	J_ω	[mm ⁶]	31410
Momento resistente direzione anima	W_y	[mm ³]	2,20E+05
Momento resistente direzione ali	W_z	[mm ³]	7,70E+04
Momento resistente plastico direzione anima	$W_{y,pl}$	[mm ³]	2,45E+05
Momento resistente plastico direzione ali	$W_{z,pl}$	[mm ³]	1,18E+05
Raggio d'inerzia // l'anima	r_y	[mm]	65,69
Raggio d'inerzia perp. l'anima	r_z	[mm]	39,85
Area resistente a taglio	A_v	[mm ²]	1321
Peso specifico acciaio	γ_{acc}	[kN/m ³]	78,5
Peso montante	P	[kN/m]	0,304
Modulo elastico acciaio	E	[N/mm ²]	210000
Classe acciaio montante	Classe	-	S 275
Tensione di rottura acciaio	f_{tk}	[N/mm ²]	430
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	[N/mm ²]	275

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.

15.1.1 Classificazione delle sezioni

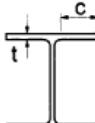
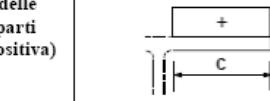
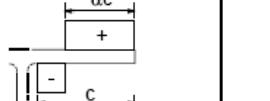
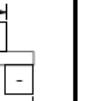
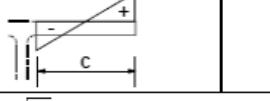
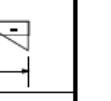
Le Norme tecniche NTC2018 prevedono 3 diverse modalità di calcolo strutturale:

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

La scelta della modalità di calcolo dipende anche dalla classe della sezione, ovvero dalla sua capacità rotazionale C_θ definita come:

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

essendo ϑ_r e ϑ_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	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5	
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275
	ϵ	1,00	0,92
		355	0,81
		420	0,75
		460	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	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1 : c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1^* : c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	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 $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Per il profilo HE 160 A, realizzato con acciaio S275, si ottengono i seguenti risultati:

Geometria					Acciaio	
h	b	t _f	t _w	r	f _{yk}	ε
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]
152	160	9	6	15	275	0,92
Anima (soggetto a flessione)					Flangia (soggetto a compressione)	
c	t	c/(t ε)	Classe	c	t	c/(t ε)
[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]
104	6	18,75	1	62	9	7,45

Il calcolo dei montanti viene pertanto effettuato secondo il metodo plastico poiché i profili dei montanti delle barriere integrate risultano di classe 1.

15.1.2 Verifiche di resistenza a flessione e taglio (SLU)

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.

Verifica a taglio SLU-STR	Area a taglio	A_v	[mm ²]	1321
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
	Taglio resistente di progetto	V_{Rd}	[kNm]	199,75
	Metà taglio resistente di progetto	$0,5 V_{Rd}$	[kNm]	99,87

Verifica a flessione SLU-STR	Modulo di resistenza elastico	$W_{y, el}$	[mm ³]	220100
	Modulo di resistenza plastico	$W_{y, pl}$	[mm ³]	245100
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
	Momento resistente elastico di progetto	$M_{Rd, el}$	[kNm]	57,65
	Momento resistente plastico di progetto	$M_{Rd, pl}$	[kNm]	64,19

Nei calcoli del momento resistente di progetto M_{Rd} non si è considerata la riduzione per la presenza del taglio (ovvero $\rho = 0$) in quanto di norma e come dimostrato successivamente, il taglio sollecitante è minore della metà del taglio resistente (ovvero $V_{Ed} < 0,5V_{c,Rd}$).

Oltre al calcolo del momento resistente plastico $M_{Rd,pl}$, per completezza si è riportato anche il valore del momento resistente elastico $M_{Rd,el}$.

Al momento flettente massimo agente alla base $M_{base} = M_{Rd}$ è associata una pressione da vento massima p_{max} pari a:

$$M_{base} = \left(p \cdot i \cdot \frac{H^2}{2} \right) \gamma_Q \rightarrow p_{max} = \frac{2 M_{Rd}}{i \cdot H^2 \cdot \gamma_Q}$$

con p pressione del vento;

i interasse montanti, pari a 2.25 m;

H altezza montanti;

γ_q coefficiente parziale di sicurezza SLU per carichi variabili, pari a 1.5;

Per le diverse altezze strutturali dei montanti si ottengono i seguenti risultati:

Pressione massima	Lunghezza montante	L	[m]	3	4	5
	Pressione massima per flessione con momento plastico	$p_{max,pl}$	[kN/m ²]	4,23	2,38	1,52
	Pressione massima per flessione con momento elastico	$p_{max,el}$	[kN/m ²]	3,80	2,14	1,37

A queste pressioni, sono associati dei tagli alla base V_{Ed} pari a :

$$V_{Ed} = (p \cdot i \cdot H) \gamma_q$$

Taglio SLU massimo	Lunghezza montante	L	[m]	3	4	5
	Taglio massimo alla base da pressione $p_{max,pl}$	$V_{Ed, pl SLU}$	[kN/m ²]	42,80	32,10	25,68
	Taglio massimo alla base da pressione $p_{max,el}$	$V_{Ed, el SLU}$	[kN/m ²]	38,43	28,82	23,06

Dai risultati ottenuti si evince come il taglio sollecitante massimo V_{Ed} (dato dalla pressione p_{max} che porta al raggiungimento del momento resistente M_{Rd} alla base de montante) sia sempre inferiore della metà del taglio resistente $V_{c,Rd}$, ovvero:

$$V_{Ed} < 0.5 V_{c,Rd} = 99.87 \text{ kN}$$

Questo, oltre a indicare la verifica a taglio del montante, conferma l'assenza dell'influenza del taglio nella riduzione della resistenza a flessione assunta nei calcoli precedenti (ovvero $\rho = 0$).

15.1.3 Verifica di instabilità “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 delle barriere non superino il valore limite di snellezza richiesto alle membrature principali, trascurando, a vantaggio di sicurezza, la presenza del vincolo rappresentato dei 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;
- β coefficiente per il calcolo della lunghezza d'inflessione;
- L , lunghezza libera del montante;
- i , raggio d'inerzia.

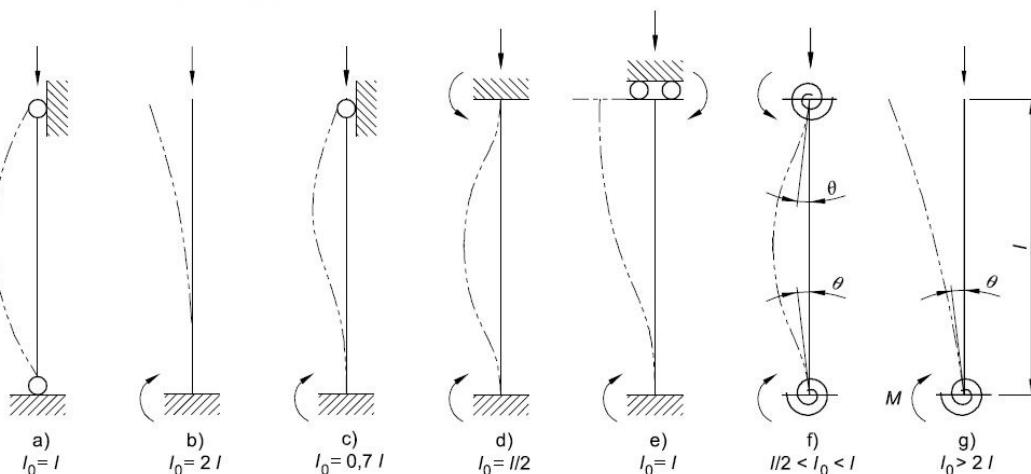
Si è assunto un coefficiente $\beta = 2$ (corrispondente ad uno schema a mensola, cioè condizione di incastro-estremo libero) come indicato nel prospetto dell'Eurocodice "2" UNI EN 1992-1-1:2005 sotto riportato. A favore di sicurezza non si è considerato la presenza del vincolo rappresentato dal profilo 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) $l_0 = /$
- b) $l_0 = 2/$
- c) $l_0 = 0,7/$
- d) $l_0 = // 2$
- e) $l_0 = /$
- f) $//2 < l_0 < /$
- g) $l_0 > 2/$



Verifica della snellezza limite	Lunghezza montante	L	[mm]	3,00	4,00	5,00
	Coefficiente instabilità	$\beta_{snellezza}$	[-]	2	2	2
	Lunghezza di inflessione	l_0	[mm]	6,00	8,00	10,00
	Raggio d'inerzia // l'anima	r_y	[mm]	65,69	65,69	65,69
	Snellezza	λ	[-]	91,34	121,78	152,23

Per tutte le altezze L di barriera integrata, la snellezza λ , risulta inferiore a 200.

15.1.4 Verifica di instabilità flesso-torsionale (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:

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

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

χ_{LT} fattore di riduzione per instabilità flesso torsionale, determinato per profili laminati o saldati, dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

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

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

α_{LT} fattore di imperfezione (Tab. 4.2. VII NTC2018);

$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$ (sezione laminate e composte saldate);

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

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 0.2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2]$$

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 $\psi = 0$).

 $-1 \leq \psi \leq 1$ $M_{dx} = \psi M_{sx}$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
---	-----------------------------

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

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

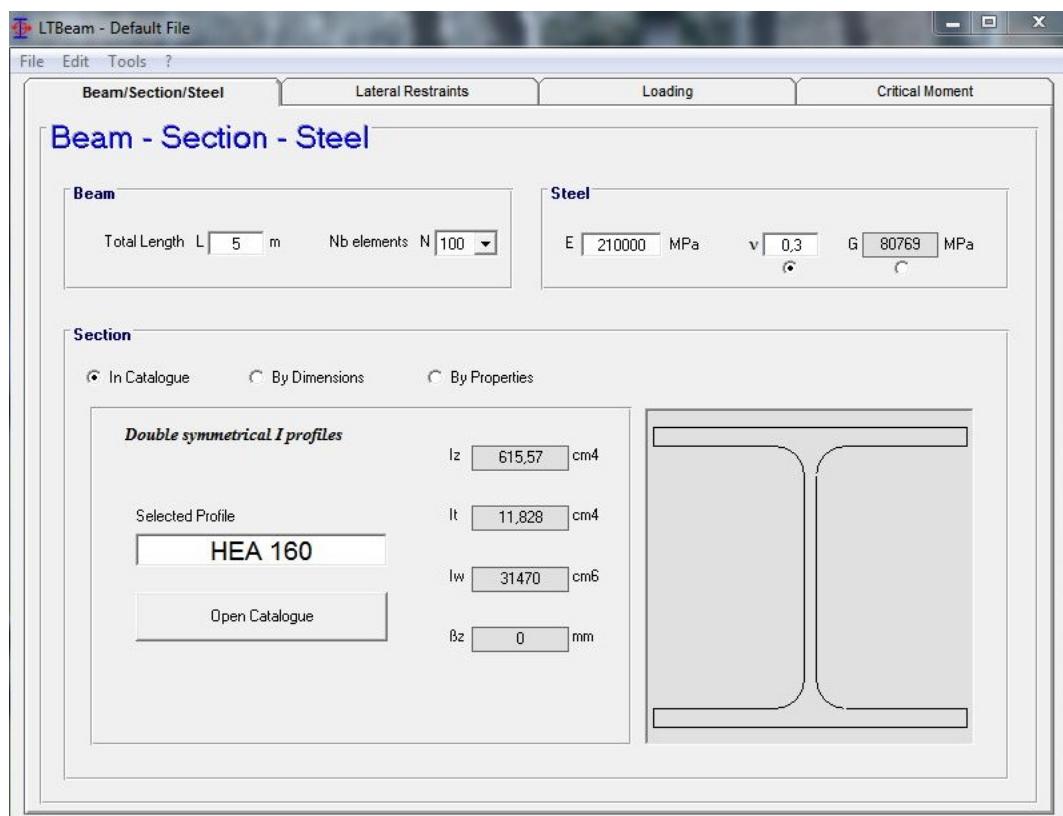
In cui rientra il valore del momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale M_{cr} .

Tale quantità è calcolata considerando la sezione linda del profilo, la condizione di carico, la reale distribuzione del momento e la presenza di ritegni torsionali (paragrafo 6.3.2.2 EC3 – 1993-1-1: 2005).

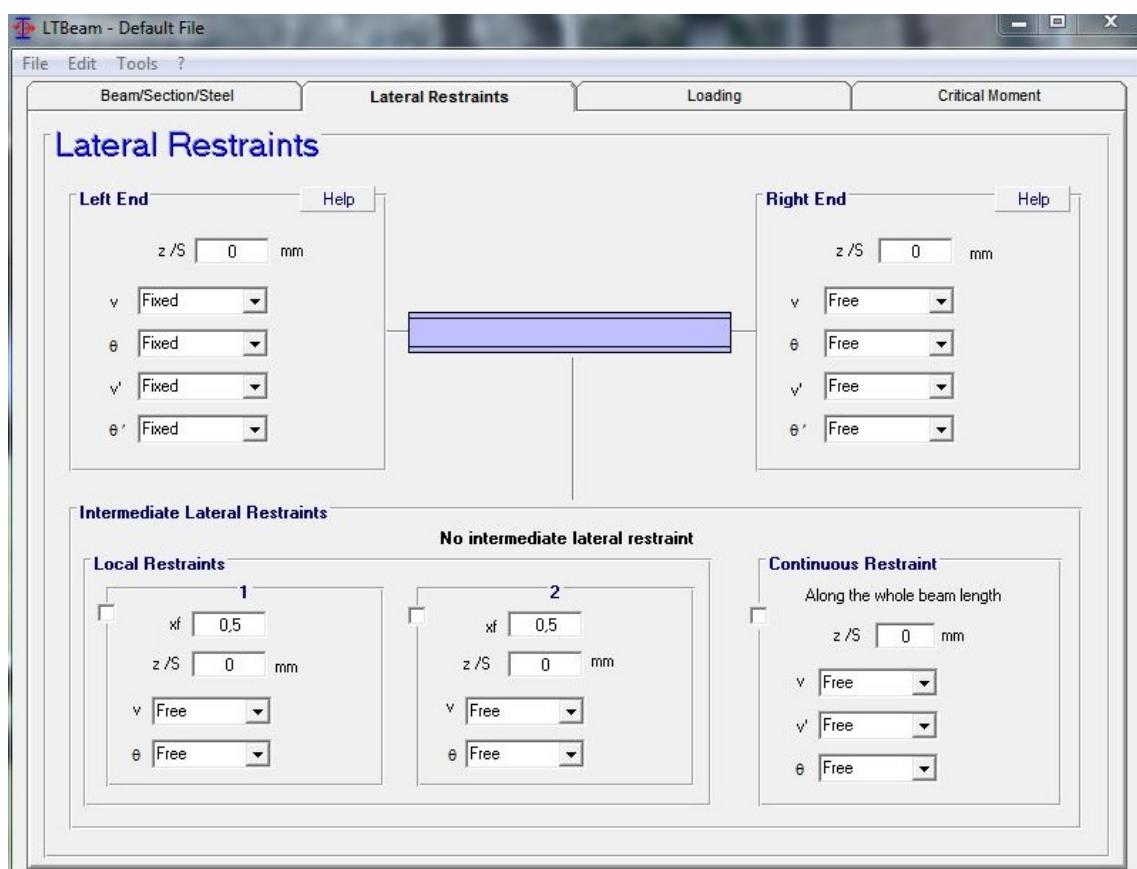
Come indicato dalla circolare ministeriale 02-02-2009 n° 617, tale valore può calcolarsi, per profili di qualunque geometria, utilizzando metodi numerici, quali ad esempio metodi agli elementi finiti oppure programmi di calcolo strutturale che consentano di eseguire analisi di "buckling".

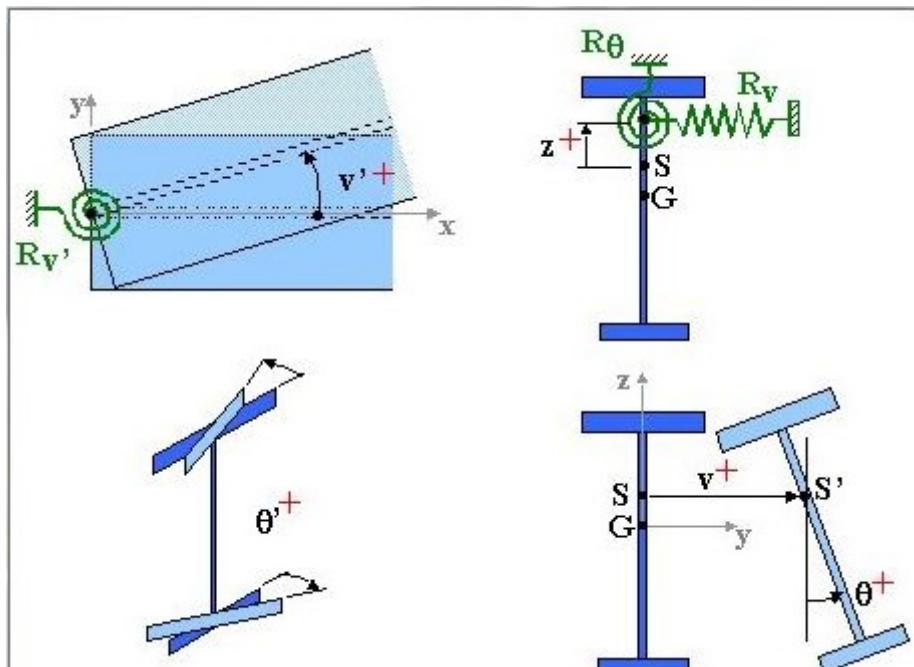
Per i montanti delle barriere integrate, si è scelto di determinare il momento critico tramite il software specifico "Lateral Torsional Buckling of Beam – LTBeam" (sviluppato da CTICM – Centre Technique Industriel de la Construction Métallique – France).

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dal software:

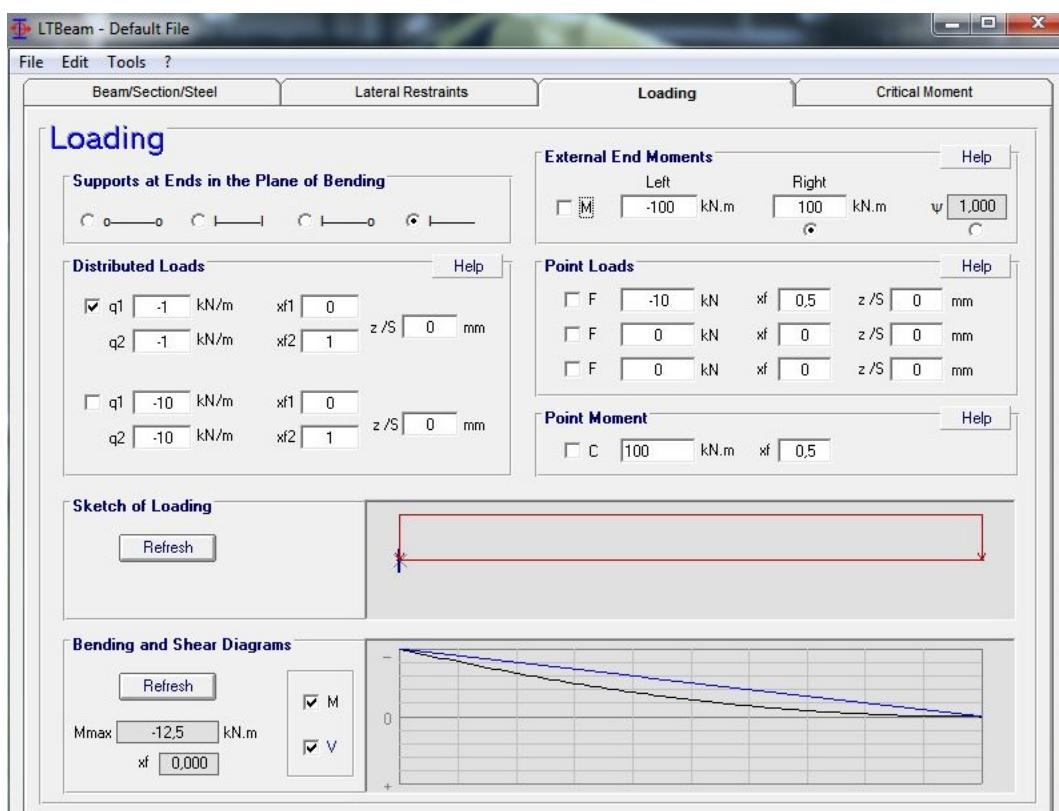


Definizione della geometria della sezione, dell'acciaio e della lunghezza della trave (3.00 – 4.00 – 5.00 m)

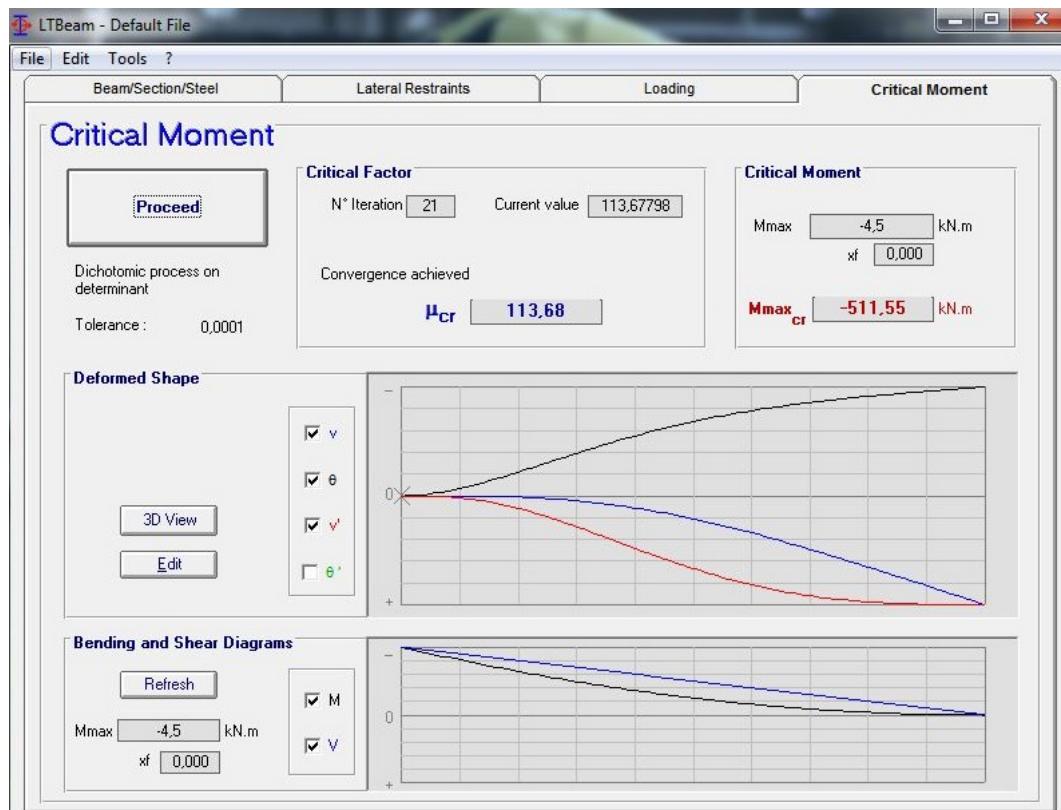




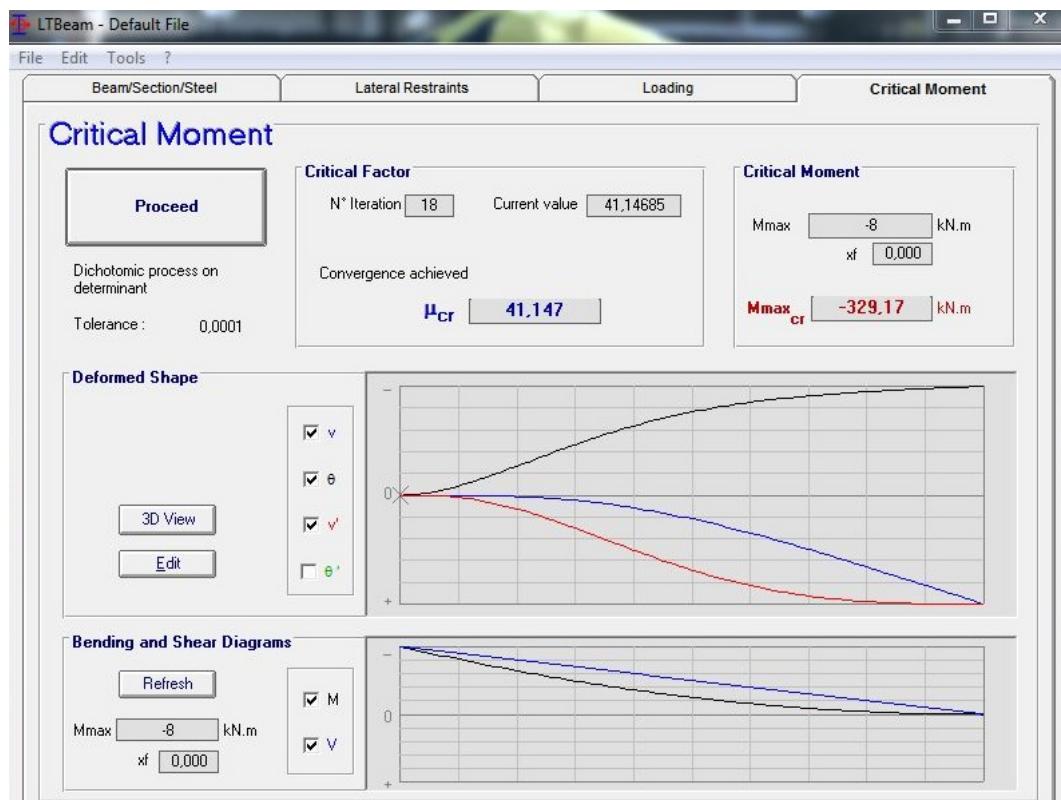
Definizione dei vincoli laterali



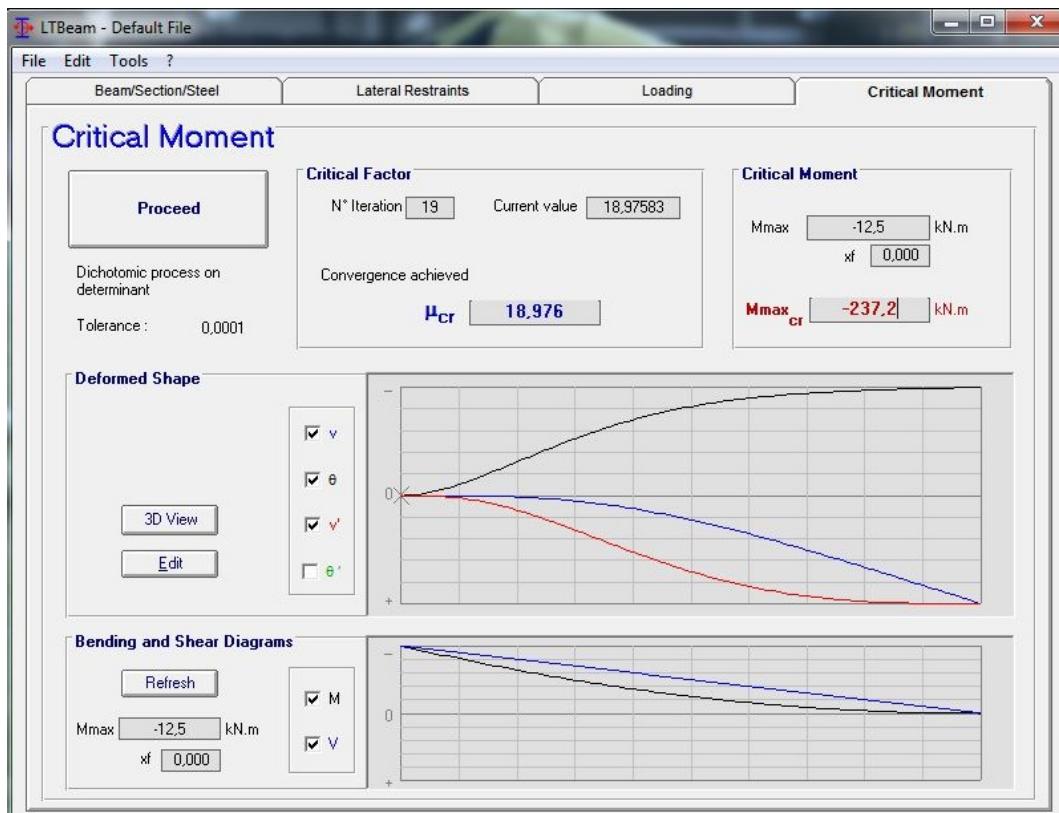
Definizione dei vincoli nel piano di inflessione e del carico (carico unitario distribuito)



Calcolo del momento critico per L=3,00 m



Calcolo del momento critico per L=4,00 m



Calcolo del momento critico per $L=5.00 \text{ m}$

In definitiva i momenti critici M_{cr} risultano essere pari a:

$H [m]$	$M_{cr} [\text{kNm}]$
3.00	511.55
4.00	329.17
5.00	237.20

Conseguentemente i momenti resistenti di progetto per instabilità flesso-torsionale $M_{b,Rd}$ valgono:

Verifica a instabilità flesso-torsionale	Lunghezza montante	L	[mm]	3,00	4,00	5,00
	Fattore di imperfezione	α_{LT}	[-]	0,34	0,34	0,34
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275	275	275
	Modulo di resistenza plastico	$W_{y, pl}$	[mm ³]	245100	245100	245100
	Momento critico elastico di instabilità torsionale	M_{cr}	[kNm]	511,55	329,17	237,20
	Coefficiente di snellezza adimensionale	λ_{LT}	[-]	0,363	0,453	0,533
	Coefficiente	β	[-]	0,75	0,75	0,75
	Coefficiente	$\lambda_{LT,0}$	[-]	0,4	0,4	0,4
	Fattore	Φ_{LT}	[-]	0,543	0,586	0,629
	Fattore correttivo	k_c	[-]	0,75	0,75	0,75
	Fattore	f	[-]	0,923	0,906	0,894
	Fattore di riduzione per instabilità flesso torsionale	X_{LT}	[-]	1,00	1,00	1,00
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M1}	[-]	1,05	1,05	1,05
	Momento resistente di progetto per fenomeni di instabilità	$M_{b,Rd}$	[kNm]	64,19	64,19	64,19

15.1.5 Verifica tensionale in esercizio (SLE)

La verifica in campo elastico si esegue con riferimento al seguente criterio:

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

Il massimo sforzo $\sigma_{x,Ed}$ si ricava in base al momento flettente $M_{Ed} = p_{max,pl} \cdot i \cdot H^2 / 2$:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_{EL}}$$

Il massimo sforzo τ_{Ed} si ricava in base al taglio $V_{Ed} = p_{max,pl} \cdot i \cdot H$:

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

Con riferimento alla combinazione caratteristica (rara) e in base alle pressioni massime determinate in precedenza, si ottengono i seguenti risultati:

Verifica tensionale SLE-RARA	Lunghezza montante	L	[mm]	3,00	4,00	5,00
	Pressione massima	p _{max}	[kN/m ²]	4,23	2,38	1,52
	Momento massimo alla base per combinazione rara	M _{Ed,RARA}	[kNm]	42,80	42,80	42,80
	Taglio massimo alla base per combinazione rara	V _{Ed,RARA}	[kN]	28,53	21,40	17,12
	Modulo di resistenza elastico	W _{y, el}	[mm ³]	220100	220100	220100
	Tensione normale massima	σ _{x,Ed}	[N/mm ²]	194	194	194
	Area a taglio	A _v	[mm ²]	1321	1321	1321
	Tensione tangenziale massima	τ _{x,Ed}	[N/mm ²]	22	16	13
	Tensione ideale	σ _{id}	[N/mm ²]	198,00	196,45	195,73
	Tensione ammissibile	σ _{amm}	[N/mm ²]	261,90	261,90	261,90
	Verifica	σ _{id} /σ _{amm}	[-]	75,60%	75,01%	74,73%

15.1.6 Verifica di deformabilità (SLE)

Con riferimento alle disposizioni della norma UNI EN 1794-1 la deformazione elastica massima Δ_{max} sotto il carico del vento di progetto p_{max} 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 Δ_{max} è valutato su uno schema statico di trave a mensola considerando il tratto alla base del montante come rigido grazie alla presenza degli irrigidimenti.

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

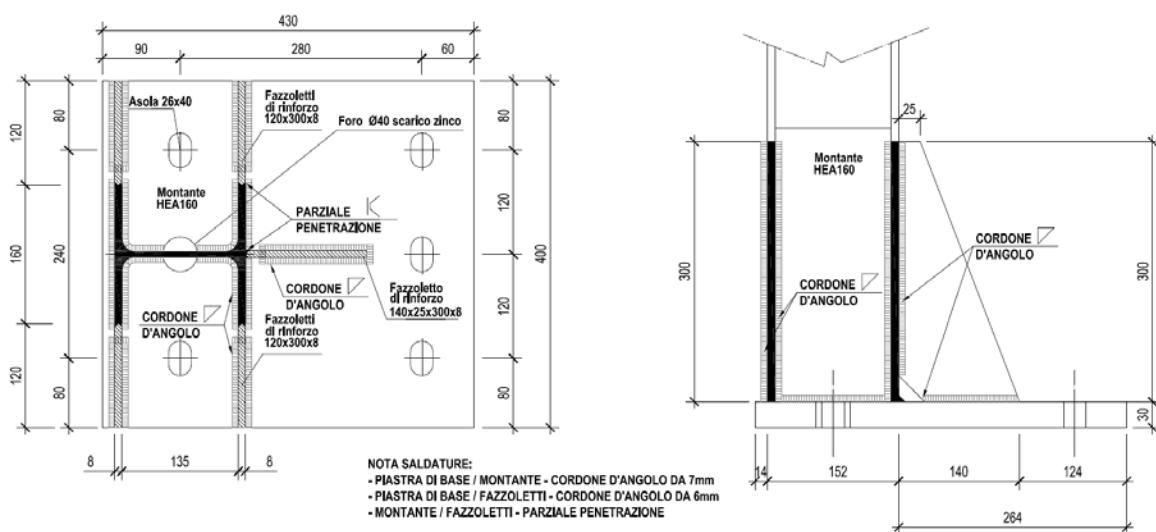
Verifica a deformabilità	Lunghezza montante	L	[mm]	3,00	4,00	5,00
	Pressione massima	p _{max}	[kN/m ²]	4,23	1,78	0,85
	Spostamento massimo in testa montante	Δ _{max}	[mm]	17,98	26,67	35,67
	Spostamento limite	Δ _{amm}	[mm]	20,00	26,67	33,33
	Verifica	Δ _{max} /Δ _{amm}	[-]	89,91%	100,00%	133,76%

Per le barriere di altezza pari a 4.00 e 5.00 m, nel caso di pressioni superiori rispettivamente a $p_{max,def} = 1.78 \text{ kN/m}^2$ e a $p_{max,def} = 0.85 \text{ kN/m}^2$, sebbene lo spostamento sia maggiore di $L/150$, il risultato è considerato comunque accettabile in quanto i montanti delle barriere integrate sono

omologati sottponendoli alla condizione di urto (più sfavorevole di quella derivante da vento) tramite crash-test.

15.2 VERIFICHE COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE

Il collegamento è costituito da una piastra in acciaio S275, su cui viene saldato il profilo e da costole di irrigidimento della piastra stessa. L'ancoraggio delle barriere avviene mediante 5 barre filettate ad alta resistenza M24 ($A_{res} = 353 \text{ mm}^2$) classe 8.8, inghiseate con resine epossidiche.



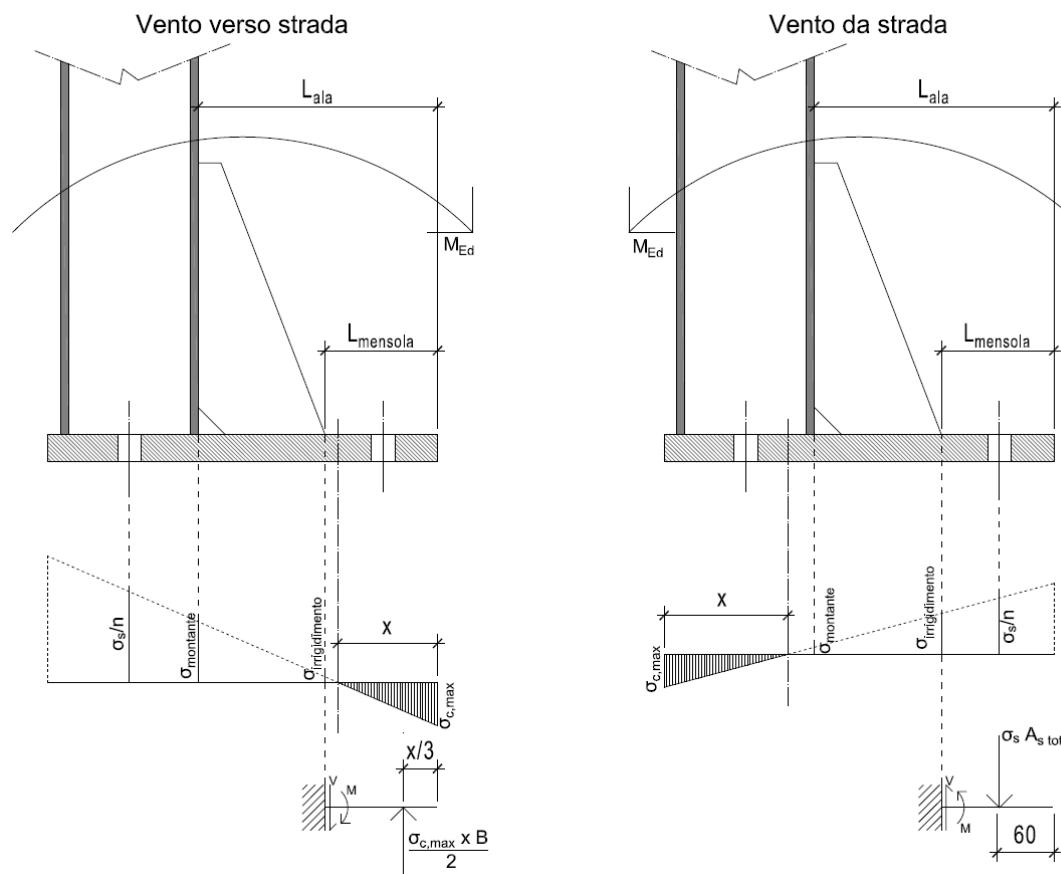
Si riportano di seguito le verifiche relative alla piastra di base con i fazzoletti di irrigidimento, in particolare le verifiche di resistenza a taglio-flessione e la verifica a rifollamento della piastra. Seguono poi le verifiche a taglio-trazione delle bullonature e la verifica di resistenza delle saldature a cordone d'angolo. Infine si riporta la verifica di resistenza a presso-flessione della sezione in calcestruzzo armato al di sotto della piastra.

Le massime sollecitazioni $M_{Ed\ max}$ e $V_{Ed\ max}$ agenti sulla sistema di collegamento sono derivanti dalla precedente analisi di resistenza del montante. Si riportano di seguito i valori ottenuti per le combinazioni di carico fondamentale (SLU) e caratteristica (SLE-RARA), accompagnati dallo sforzo normale N_{Ed} dato dal peso proprio della barriera integrata.

		3,00	4,00	5,00
SLE - RARA	p_{max} [kN/m ²]	4,23	2,38	1,52
	N_{Ed} [kN]	4,16	4,39	4,66
	$M_{Ed\ MAX}$ [kNm]	42,80	42,80	42,80
SLU	$V_{Ed\ MAX}$ [kN]	28,53	21,40	17,12
	N_{Ed} [kN]	5,41	5,70	6,05
	$M_{Ed\ MAX}$ [kNm]	64,19	64,19	64,19
	$V_{Ed\ MAX}$ [kN]	42,80	32,10	25,68

15.2.1 Analisi dei carichi

Applicando un momento flettente alla base del montante pari al momento resistente valutato con il metodo plastico (ovvero $M_{Ed} = M_{Rd,pl}$), si determina lo stato tensionale presente nella sezione di calcestruzzo sottostante la piastra di collegamento. L'azione del momento flettente viene calcolata considerando la compressione del calcestruzzo sottostante, e la conseguente parzializzazione della sezione trascurando, a favore di sicurezza, i tasselli 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 σ_s , sono valutabili applicando il metodo n ad una sezione rettangolare con armatura semplice tramite le seguenti formule:

$$x = \frac{n A_{res}}{B} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 B d}{n A_{res}}} \right)$$

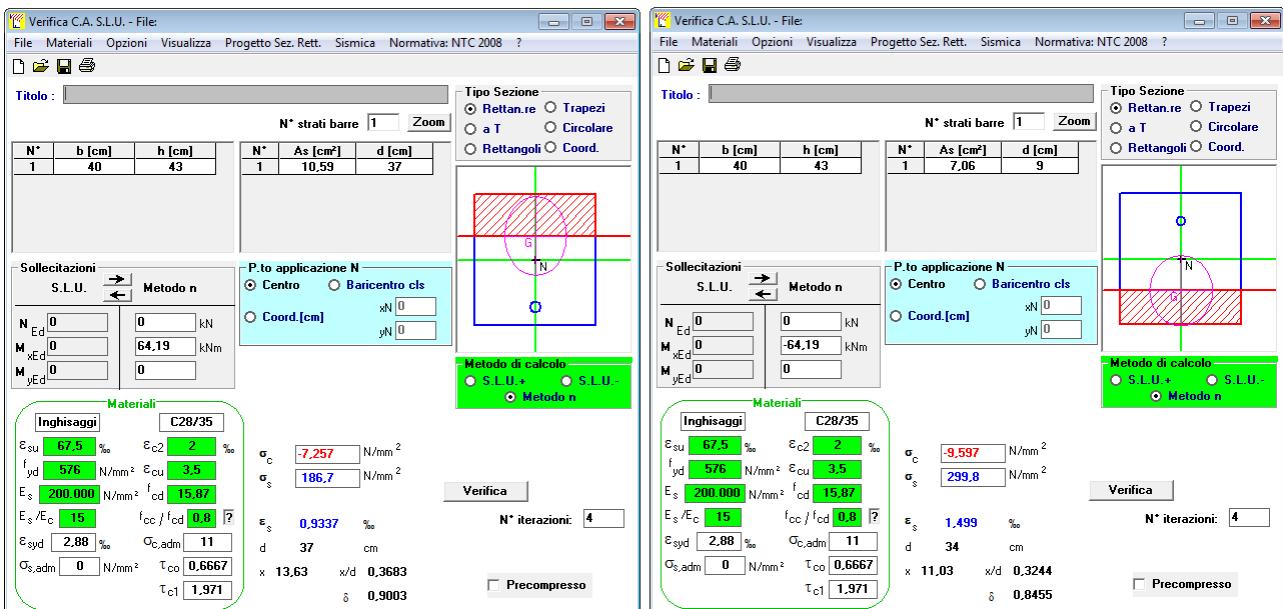
$$\sigma_{c,max} = \frac{2 M_{Ed}}{x B \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad \sigma_s = n \sigma_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$

Con semplici condizioni di congruenza tra triangoli, si calcolano le tensioni in corrispondenza del bordo del montante lato strada $\sigma_{montante}$ e dell'irrigidimento $\sigma_{irrigidimento}$.

Dalle tensioni appena ricavate, si determinano il taglio e il momento in corrispondenza dell'estremo del fazzoletto di irrigidimento parallelo all'anima, per entrambe le direzioni del vento, considerando la parte di piastra non irrigidita come uno schema di trave a mensola.

L'analisi della sezione porta ai seguenti valori di sollecitazioni:

Analisi dei carichi				Vento da strada	Vento vs strada
	Numero di tasselli di inghissaggio tesi	$n_{tasselli\ tesi}$	[\cdot]	3	2
	Area di un singolo tassello	A_s	[mm^2]	353	353
	Area totale tasselli tesi	A_{stot}	[mm^2]	1059	706
	Base piastra	B	[mm]	400	400
	Altezza piastra	H	[mm]	430	430
	Distanza tasselli tesi dal bordo teso	e	[mm]	60	90
	Altezza utile piastra	d	[mm]	370	340
	Coefficiente di omogenizzazione	n	[\cdot]	15	15
	Asse neutro	x	[mm]	136,25	110,29
	Momento flettente STR-SLU	M_{Ed}	[kNm]	64,19	64,19
	Tensione massima di compressione nel cls	$\sigma_{c,max}$	[N/mm^2]	-7,26	-9,60
	Tensione di trazione nel tassello	σ_s	[N/mm^2]	186,75	299,85
	Lunghezza ala piastra	L_{ala}	[mm]	264	264
	Lunghezza piastra a mensola	$L_{mensola}$	[mm]	124	124
	Tensione al bordo verso strada del montante	$\sigma_{montante}$	[N/mm^2]	1,58	13,38
	Tensione al bordo dell'irrigidimento	$\sigma_{irrigidimento}$	[N/mm^2]	9,04	1,19
	Taglio in corrispondenza del bordo irrigidimento da cls compresso	$V_{bordo\ comp}$	[kN]	-	211,69
	Momento in corrispondenza del bordo irrigidimento da cls compresso	$M_{bordo\ comp}$	[kNm]	-	18,47
	Taglio in corrispondenza del bordo irrigidimento da ancoranti tesi	$V_{bordo\ teso}$	[kN]	197,77	-
	Momento in corrispondenza del bordo irrigidimento da ancoranti tesi	$M_{bordo\ teso}$	[kNm]	12,66	-



15.2.2 Verifica di resistenza della piastra di base

In funzione delle sollecitazioni si verifica a flessione e taglio SLU la piastra di base facendo riferimento al paragrafo 4.2.4.1 delle NTC2018. Nella verifica a taglio non si considera, a favore di sicurezza, il contributo dato dalla presenza degli irrigidimenti.

Per le verifica di resistenza a taglio è necessario verificare che venga soddisfatta la seguente condizione:

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

con V_{Ed} taglio di calcolo;

$V_{c,Rd}$ taglio resistente, dato dall'espressione:

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

dove A_v area netta a taglio ($A_v = B_{piastra} \cdot s_{piastra} - n_{tir} \cdot \emptyset_{foro} \cdot s_{piastra}$);

n_{tir} massimo numero di inghisaggi in una fila ($n_{tir} = 3$);

\emptyset_{foro} diametro foro nella piastra per gli inghisaggi ($\emptyset_{foro} = 40 mm$);

f_{yk} tensione di snervamento dell'acciaio della piastra;

$\gamma_{M0} = 1.05$ coefficiente di sicurezza per la resistenza.

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ (ovvero $V_{Ed} < 0.5 V_{c,Rd}$), si può trascurare l'influenza del taglio sulla verifica a flessione. In caso

contrario, per tener in conto dell'influenza a taglio sulla resistenza flessionale, si calcola il coefficiente di riduzione ρ pari a:

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

Si ottengono pertanto i seguenti risultati:

				Vento da strada	Vento vs strada
Verifica a taglio piastra	Taglio agente sulla piastra	V_{Ed}	[kN]	197,77	211,69
	Area netta a taglio della piastra	$A_{V_{piastra}}$	[mm ²]	8400	8400
	Tensione caratteristica di snervamento della piastra	$f_{yk,piastra}$	[N/mm ²]	275	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05	1,05
	Taglio caratteristico resistente	$V_{c,Rd}$	[kN]	1270	1270
		Verifica	[%]	15,57%	16,67%
	Coefficiente influenza taglio per flessione	ρ	[-]	0,00	0,00

Per la verifica di resistenza a flessione, senza l'influenza del taglio, 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:

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

con W_{pl} momento resistente plastico della piastra

$$W_{pl} = 2(B_{piastra} \cdot s_{piastra}/2)(s_{piastra}/4));$$

Si ottengono i seguenti risultati:

				Vento da strada	Vento vs strada
Verifica a flessione piastra con irrigidimenti	Momento flettente agente sulla piastra	M_{Ed}	[kN]	12,66	18,47
	Modulo di resistenza della piastra	$W_{pl,piastra}$	[mm ³]	90000	90000
	Tensione caratteristica di snervamento della piastra	$f_{yk,piastra}$	[N/mm ²]	275	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05	1,05
	Momento resistente di progetto	$M_{c,Rd}$	[kNm]	23,57	23,57
		Verifica	[%]	53,70%	78,35%

15.2.3 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:

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

con d diametro nominale del gambo del bullone;

t spessore della piastra collegata;

$\gamma_{M2} = 1.25$ coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni;

f_{tk} tensione a rottura della piastra collegata;

$\alpha = \min\{e_1/(3d_0); f_{tbk}/f_{tk}; 1\}$;

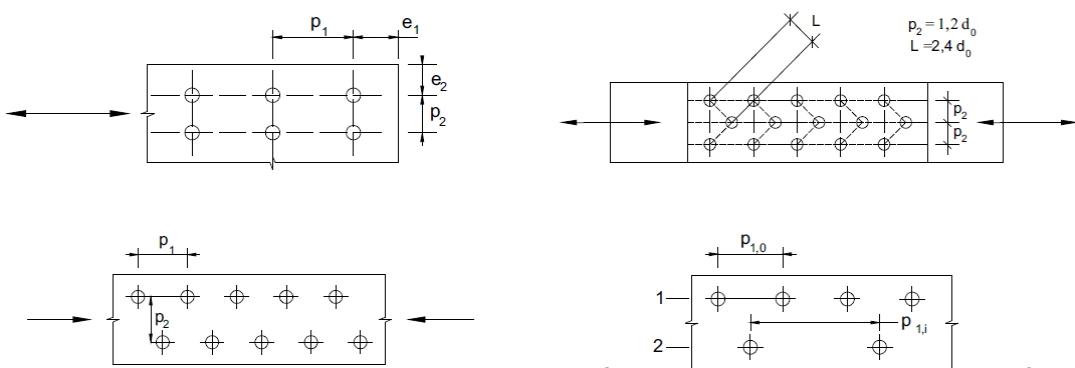
$k = \min\{2.8 e_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$.

dove 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 $F_{b,Ed}$, ottenuta dividendo il taglio complessivo sulla piastra di base V_{Ed} per il numero complessivo dei bulloni, fosse minore della resistenza a rifollamento appena determinata secondo la relazione:

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

I risultati ottenuti sono di seguito riportati:

				Vento da strada	Vento vs strada
Rifollamento	Taglio SLU-STR agente a base montante	V_{Ed}	[kN]	42,80	42,80
	Forza di taglio nel tirafondo	$F_{b,Ed}$	[kN]	8,56	8,56
	Diametro tasselli di inghisaggio	d	[mm]	24	24
	Diametro foro nella piastra	d_{foro}	[mm]	40	40
	Distanza inghisaggio dal bordo superiore o inferiore	$d_{ingh-bordo} (e_1)$	[mm]	60	90
	Distanza inghisaggio dal bordo laterale	$d_{ingh-bordo} (e_2)$	[mm]	80	80
	Tensione di rottura dell'inghisaggio	f_{tb}	[N/mm ²]	800	800
	Resistenza caratteristica a rottura della piastra	f_{tk}	[N/mm ²]	430	430
	Coefficiente distanza inghisaggi dal bordo in direzione perpendicolare al carico	k	[-]	2,50	2,50
	Coefficiente distanza inghisaggi dal bordo in direzione parallela al carico	α	[-]	0,50	0,75
	Resistenza di progetto a rifollamento	$F_{b,Rd}$	[kN]	310	464
	Verifica		[%]	2,76%	1,84%

15.2.4 Verifica a taglio-trazione dei bulloni

Le sollecitazioni di sforzo normale e taglio sul singolo bullone sono rispettivamente pari a:

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

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

in cui σ_s è la tensione di trazione nel bullone, da momento flettente M_{Ed} in combinazione SLU;

A_{res} è l'area resistente del bullone (Tab. C4.2.XX della Circ. 02 Feb. 2009 n° 617);

V_{Ed} taglio SLU agente alla base del montante;

n_{bull} numero complessivo dei bulloni presenti nel giunto di base.

La verifica a taglio-trazione dei bulloni è stata effettuata in conformità a quanto descritto nel paragrafo 4.2.8.1.1 delle Norme Tecniche 2018. Vista la presenza combinata di trazione e taglio, è necessario rispettare due limitazioni:

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

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

$$F_{v,Rd\ bull} = 0.6 \frac{f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

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

$$F_{t,Rd\ bull} = 0.9 \frac{f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

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

Dove f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale utilizzato per realizzare il bullone;
 $\gamma_{M2} = 1.25$ coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni;
 f_{tk} tensione a rottura della piastra collegata;
 t_p è lo spessore della piastra di base;
 d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone, a favore di sicurezza si assume pari al diametro del bullone.

				Vento da strada	Vento vs strada
Verifica a taglio-trazione del bullone	Tensione di trazione nel bullone	σ_s	[N/mm ²]	186,75	299,85
	Area resistente di un singolo bullone	A_{res}	[mm ²]	353	353
	Sforzo normale nel bullone	$F_{t,Ed}$	[kN]	65,92	105,85
	Taglio massimo SLU agente alla base del montante	V_{Ed}	[kN]	42,80	42,80
	Numero di bulloni complessivo	$n_{bulloni}$	[-]	5	5
	Forza di taglio nel bullone	$F_{v,Ed}$	[kN]	8,56	8,56
	Tensione di rottura del bullone	f_{tb}	[N/mm ²]	800	800
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M2}	[-]	1,25	1,25
	Resistenza a taglio di progetto del bullone	$F_{v,Rd\ bull}$	[kN]	135,55	135,55
	Resistenza di progetto a rifollamento della piastra	$F_{b,Rd}$	[kN]	309,60	464,40
	Resistenza a taglio di progetto dell'unione	$F_{v,Rd}$	[kN]	135,55	135,55
	Resistenza a trazione di progetto del bullone	$F_{t,Rd\ bull}$	[kN]	203,33	203,33
	Diametro tasselli di inghisaggio	d	[mm]	24	24
	Spessore della piastra	tp	[mm]	30	30
	Resistenza caratteristica a rottura della piastra	f_{tk}	[N/mm ²]	430	430
	Resistenza a punzonamento della piastra	$B_{p,Rd}$	[kN]	466,87	466,87
	Resistenza a trazione di progetto dell'unione	$F_{t,Rd}$	[kN]	203,33	203,33
	Verifica combinata taglio-trazione	Verifica	[%]	29,47%	43,50%
	Verifica trazione	Verifica	[%]	32,42%	52,06%

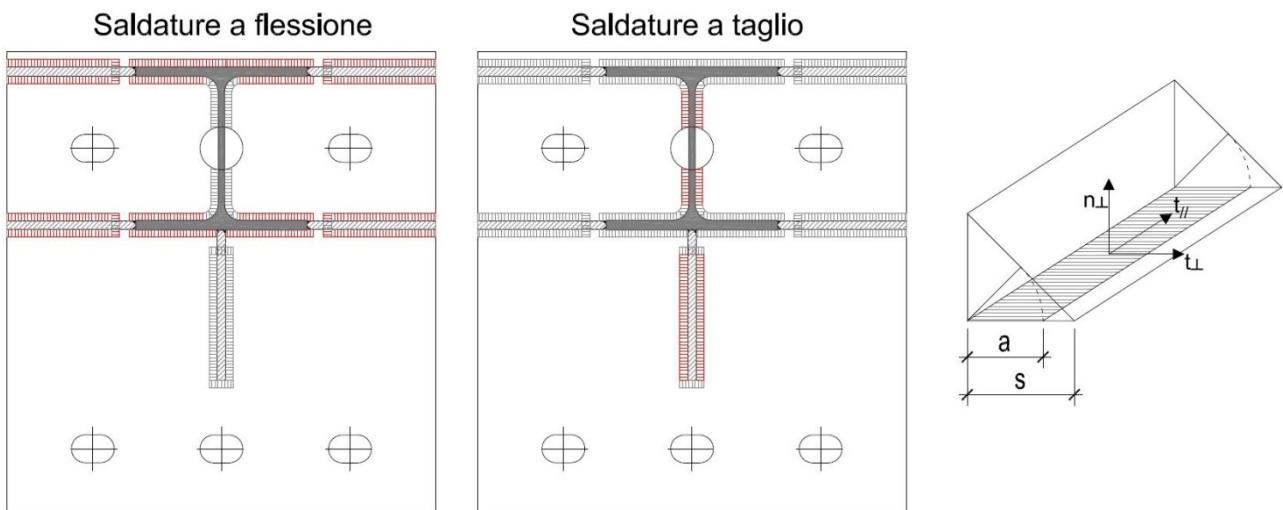
15.2.5 Verifica delle saldature

Si riporta di seguito la verifica delle saldature che connettono il profilo del montante e i fazzoletti di irrigidimento 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.

A favore di sicurezza, si è considerato che le saldature con sviluppo parallelo alle ali del montante lavorino a flessione, mentre le saldature con sviluppo parallelo all'anima del montante lavorino a taglio. Con questa assunzione, considerando la sezione di gola ribaltata nel piano di sollecitazione della piastra, le prime saranno soggette esclusivamente ad uno sforzo normale perpendicolare all'asse del cordone n_{\perp} , mentre le seconde esclusivamente ad uno sforzo tagliante parallelo all'asse del cordone t_{\parallel} . Per la verifica delle saldature sollecitate a flessione, si verifica quella più lontana dal baricentro del sistema essendo la sezione di saldatura più sollecitata.



Le NTC2018, al paragrafo 4.2.8.2.4, prevedono le verifiche dei cordoni d'angolo tramite il rispetto di due condizioni di seguito riportate:

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

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

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

con $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ tensione di snervamento dell'elemento più debole dell'unione;

β_1 ; β_2 coefficiente funzione della tipologia di acciaio impiegato.

Con le ipotesi illustrate in precedenza, questi due criteri si semplificano poiché ogni cordone è soggetto ad una sola sollecitazione e non ad una combinazione delle azioni. In particolare sarà sufficiente verificare il solo limite $\beta_1 \cdot f_{yk}$, essendo più stringente.

In definitiva, le saldature risulteranno verificate se:

Saldature a flessione	Saldature a taglio
$n_{\perp} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2$	$t_{\parallel} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2$

I cordoni d'angolo soggetti a flessione sono caratterizzati dalle seguenti geometrie e tensioni:

Verifica saldature soggette a flessione	Lunghezza saldatura lato esterno ala montante	$L_{\text{sald ala est}}$	[mm]	160
	Spessore saldatura lato esterno ala montante	$s_{\text{sald ala est}}$	[mm]	7
	Altezza di gola saldatura lato esterno ala montante	$a_{\text{sald ala est}}$	[mm]	5
	Quantità di cordoni di saldatura lato esterno ala montante	$n_{\text{sald ala est}}$	[\cdot]	2
	Area saldatura lato esterno ala montante	$A_{\text{sald ala est}}$	[mm ²]	792
	Distanza baricentro saldatura - baricentro montante	$y_{\text{sald ala est}}$	[mm]	80
	Momento d'inerzia rispetto baricentro montante saldatura lato esterno ala montante	$J_{\text{sald ala est}}$	[mm ⁴]	5007000
	Lunghezza saldatura lato interno ala montante	$L_{\text{sald ala int}}$	[mm]	62
	Spessore saldatura lato interno ala montante	$s_{\text{sald ala int}}$	[mm]	7
	Altezza di gola saldatura lato interno ala montante	$a_{\text{sald ala int}}$	[mm]	5
	Quantità di cordoni di saldatura lato interno ala montante	$n_{\text{sald ala int}}$	[\cdot]	4
	Area saldatura lato interno ala montante	$A_{\text{sald ala int}}$	[mm ²]	307
	Distanza baricentro saldatura - baricentro montante	$y_{\text{sald ala int}}$	[mm]	64
	Momento d'inerzia rispetto baricentro montante saldatura lato interno ala montante	$J_{\text{sald ala int}}$	[mm ⁴]	1238061
	Lunghezza saldatura lato esterno fazzoletto	$L_{\text{sald fazz est}}$	[mm]	120
	Spessore saldatura lato esterno fazzoletto	$s_{\text{sald fazz est}}$	[mm]	6
	Altezza di gola saldatura lato esterno fazzoletto	$a_{\text{sald fazz est}}$	[mm]	4
	Quantità di cordoni di saldatura lato esterno fazzoletto	$n_{\text{sald fazz est}}$	[\cdot]	4
	Area saldatura lato esterno fazzoletto	$A_{\text{sald fazz est}}$	[mm ²]	509
	Distanza baricentro saldatura - baricentro montante	$y_{\text{sald fazz est}}$	[mm]	79
	Momento d'inerzia rispetto baricentro montante saldatura lato esterno fazzoletto	$J_{\text{sald fazz est}}$	[mm ⁴]	3138069
	Lunghezza saldatura lato interno fazzoletto	$L_{\text{sald fazz int}}$	[mm]	120
	Spessore saldatura lato interno fazzoletto	$s_{\text{sald fazz int}}$	[mm]	6
	Altezza di gola saldatura lato interno fazzoletto	$a_{\text{sald fazz int}}$	[mm]	4
	Quantità di cordoni di saldatura lato interno fazzoletto	$n_{\text{sald fazz int}}$	[\cdot]	4
	Area saldatura lato interno fazzoletto	$A_{\text{sald fazz int}}$	[mm ²]	509
	Distanza baricentro saldatura - baricentro montante	$y_{\text{sald fazz int}}$	[mm]	65
	Momento d'inerzia rispetto baricentro montante saldatura lato interno fazzoletto	$J_{\text{sald fazz int}}$	[mm ⁴]	2118817
	Momento d'inerzia della saldatura	J_{sald}	[mm ⁴]	35993788
	Distanza baricentro saldatura totale - sezione più lontana	y_{sald}	[mm]	80
	Modulo di resistenza saldatura	W_{sald}	[mm ³]	452752
	Momento alla base	M_{Ed}	[kNm]	64,19
	Sollecitazione normale sulle saldature che lavorano a flessione (// ali)	n_{perp}	[N/mm ²]	141,78
	Tensione ammissibile	σ_{amm}	[N/mm ²]	192,50
	Verifica saldature che lavorano a flessione (// ali)		[$\%$]	73,65%

I cordoni d'angolo soggetti a taglio sono caratterizzati dalle seguenti geometrie e tensioni:

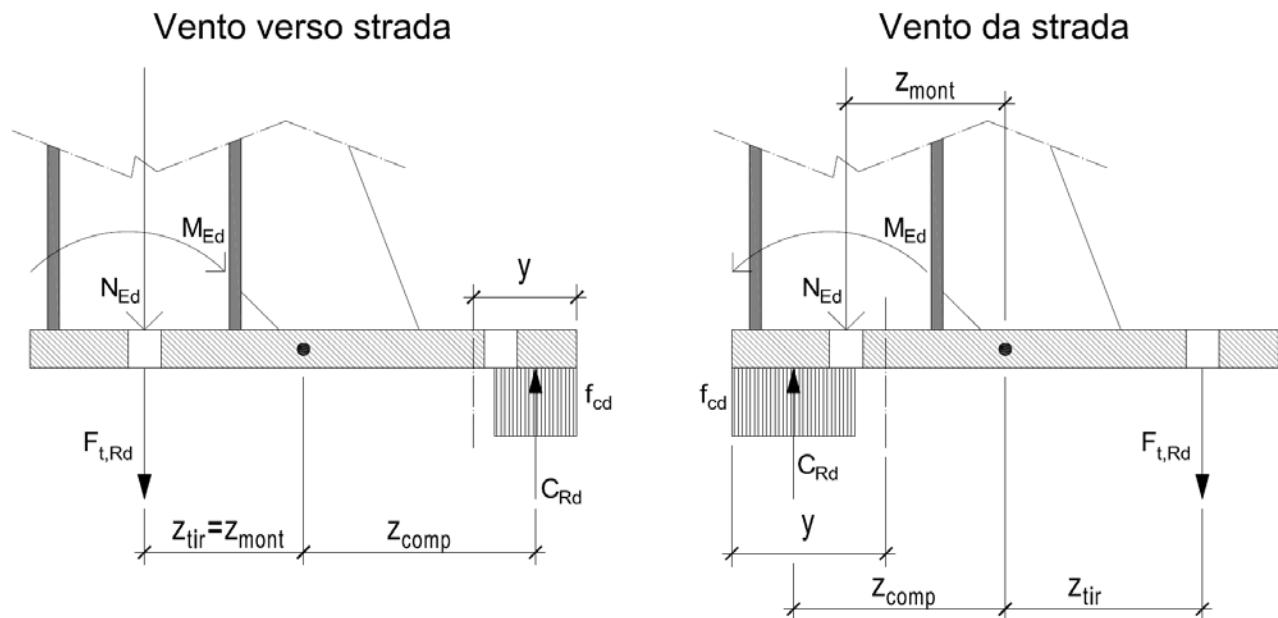
Verifica saldature soggette a taglio	Lunghezza saldatura anima montante	$L_{\text{sald anima}}$	[mm]	32
	Spessore saldatura anima montante	$s_{\text{sald anima}}$	[mm]	7
	Altezza di gola saldatura anima montante	$a_{\text{sald anima}}$	[mm]	5
	Quantità di cordoni di saldatura anima montante	$n_{\text{sald anima}}$	[\cdot]	4
	Area saldatura anima montante	$A_{\text{sald anima}}$	[mm^2]	158
	Lunghezza saldatura fazzoletto parallelo all'anima	$L_{\text{sald fazz anima}}$	[mm]	140
	Spessore saldatura fazzoletto parallelo all'anima	$s_{\text{sald fazz anima}}$	[mm]	6
	Altezza di gola saldatura fazzoletto parallelo all'anima	$a_{\text{sald fazz anima}}$	[mm]	4
	Quantità di cordoni di saldatura fazzoletto parallelo all'anima	$n_{\text{sald fazz anima}}$	[\cdot]	2
	Area saldatura fazzoletto parallelo all'anima	$A_{\text{sald fazz anima}}$	[mm^2]	594
	Area a taglio della saldatura	A_{taglio}	[mm^2]	1822
	Taglio alla base	V_{Ed}	[kN]	42,80
	Sollecitazione tagliante parallela sulle saldature che lavorano a taglio (// anima)	t_{par}	[N/mm^2]	23,49
	Tensione ammissibile	σ_{amm}	[N/mm^2]	192,50
	Verifica saldature che lavorano a taglio (// anima)		[$\%$]	12,20%

Essendo rispettate le due condizioni, si considerano verificati i cordoni di saldatura.

15.2.6 Verifica della sezione in C.A. al di sotto della piastra di base

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:

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

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 $0.8y$, 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:

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

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

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

Il valore di sforzo normale N_{Ed} agente alla base del montante è funzione dell'altezza della barriera, pertanto nelle verifiche si è assunto il valore maggiore. Tali sollecitazioni (presentate anche nella tabella ad inizio capitulo) sono riportate nella tabella seguente.

Altezza H [m]	Peso a metro longitudinale [kN/m]	Peso [kN]	$N_{Ed\ SLU}$ [kN]
3,00	1,85	4,16	5,41
4,00	1,95	4,39	5,71
5,00	2,07	4,66	6,06

Considerando un calcestruzzo C28/35 ($f_{cd} = 15.87\ N/mm^2$), si ottengono i seguenti risultati:

				Vento da strada	Vento vs strada
Verifica sezione in C.A. sotto piastra	Moment flettente alla base del montante STR-SLU	M_{Ed}	[kNm]	64,19	64,19
	Sforzo normale alla base del montante STR-SLU	N_{Ed}	[kN]	6,05	6,05
	Numero di tasselli tesi	$n_{tasselli\ tesi}$	[·]	3	2
	Area di un singolo tassello di ingleseggio	A_s	[mm ²]	353	353
	Tensione di rottura del tassello	f_{tb}	[N/mm ²]	800	800
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M2}	[·]	1,25	1,25
	Resistenza a trazione di progetto gruppo di tasselli tesi	$F_{t,Rd}$	[kN]	609,98	407
	Risultante compressione	C_{Rd}	[kN]	616,04	413
	Base piastra	B	[mm]	400	400
	Resistenza cilindrica di progetto a compressione cls	f_{cd}	[N/mm ²]	15,87	15,87
	Posizione asse neutro (stress-block)	y	[mm]	121,31	81,27
	Distanza tasselli tesi da baricentro piastra	z_{tir}	[mm]	155	125
	Distanza risultante compressione da baricentro piastra	z_{comp}	[mm]	166	182
	Distanza asse montante da baricentro piastra	z_{mont}	[mm]	125	125
	Momento resistente	M_{res}	[kNm]	196,35	125,39
	Verifica		[%]	32,69%	51,19%

Da questi risultati si considera verificata la sezione di calcestruzzo compressa sottostante la piastra di collegamento per valori di classe di calcestruzzo pari o superiore a C28/35.

15.3 DETERMINAZIONE DELLA COPPIA DI SERRAGGIO E DELLA FORZA DI PRETIRO

Il valore della coppia di serraggio da applicare ai bulloni in fase di montaggio viene definito in maniera tale da evitare che, in condizioni di esercizio, i bulloni siano soggetti a sforzi di trazione.

Applicando un momento flettente alla base del montante pari a $M_{Ed} = p_{max,pl} \cdot i \cdot H^2 / 2 = 42.80 \text{ kNm}$ (momento massimo in combinazione rara), si determina la tensione di trazione nei tasselli di ingleseggio σ_s .

La posizione dell'asse neutro x , la tensione di compressione massima sul basamento in c.a. $\sigma_{c,max}$ e di trazione nel bullone σ_s , sono valutabili applicando il metodo n ad una sezione rettangolare con armatura semplice (a favore di sicurezza si trascurano i tasselli compressi) tramite le seguenti formule:

$$x = \frac{n A_{res}}{B} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 B d}{n A_{res}}} \right)$$

$$\sigma_{c,max} = \frac{2 M_{Ed}}{x B \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad \sigma_s = n \sigma_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$

Conseguentemente, lo sforzo normale di trazione nel bullone risulta pari a :

$$N_{\text{bull}} = \sigma_s \cdot A_{\text{res}}$$

			Vento da strada	Vento vs strada
Numero di tasselli di inghisaggio tesi	$n_{\text{tasselli tesi}}$	[-]	3	2
Area resistente di un singolo bullone	A_{res}	[mm ²]	353	353
Area totale bulloni tesi	A_{stot}	[mm ²]	1059	706
Base piastra	B	[mm]	400	400
Altezza piastra	H	[mm]	430	430
Distanza tasselli tesi dal bordo teso	e	[mm]	60	90
Altezza utile piastra	d	[mm]	370	340
Coefficiente di omogenizzazione	n	[-]	15	15
Asse neutro	x	[mm]	136,25	110,29
Momento flettente SLE-RARA	M_{Ed}	[kNm]	42,80	42,80
Tensione massima di compressione nel cls	$\sigma_{\text{c, max}}$	[N/mm ²]	-4,84	-6,40
Tensione di trazione nel tassello	σ_s	[N/mm ²]	124,50	199,90
Sforzo normale nel bullone	N_{bull}	[kN]	43,95	70,56

La coppia di serraggio da applicare $M_{p,C}$ (e conseguentemente la forza di pretiro $F_{p,C}$ e la tensione di pretiro $\sigma_{p,C}$) e di progetto $M_{p,Cd}$ (e la relativa forza di pretiro di progetto $F_{p,Cd}$ e la tensione di pretiro di progetto $\sigma_{p,Cd}$) sono determinate seguendo il paragrafo 4.2.8.1.1 delle NTC 2018. In particolare si ha:

	Grandezza da applicare massima	Grandezza di calcolo massima
Forza di precarico	$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{tbk} \cdot A_{\text{res}}$	$F_{p,Cd} = 0.7 \frac{f_{tbk} \cdot A_{\text{res}}}{\gamma_{M7}}$
Tensione di precarico	$\sigma_{p,C} = \frac{F_{p,C}}{A_{\text{res}}} = 0.7 \cdot f_{tbk}$	$\sigma_{p,Cd} = \frac{F_{p,Cd}}{A_{\text{res}}} = 0.7 \frac{f_{tbk}}{\gamma_{M7}}$
Coppia di serraggio	$M_{p,C} = k \cdot \emptyset \cdot F_{p,C}$	$M_{p,Cd} = k \cdot \emptyset \cdot F_{p,Cd}$

in cui $A_{\text{res}} = 353 \text{ mm}^2$ è l'area resistente del bullone (Tab. 4.2XVI delle NTC2018);

$f_{tbk} = 800 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza a rottura del bullone;

$\gamma_{M7} = 1.10$, coefficiente di sicurezza per il precarico dei bulloni ad alta resistenza;

$\emptyset = 24 \text{ mm}$ è il diametro del bullone;

$k = 0.16$, fattore per la determinazione del momento di serraggio.

Al fine di evitare coppie di serraggio troppo elevate (per questioni pratiche) si è deciso di applicare un momento pari ad una percentuale della massima azione definita da Normativa.

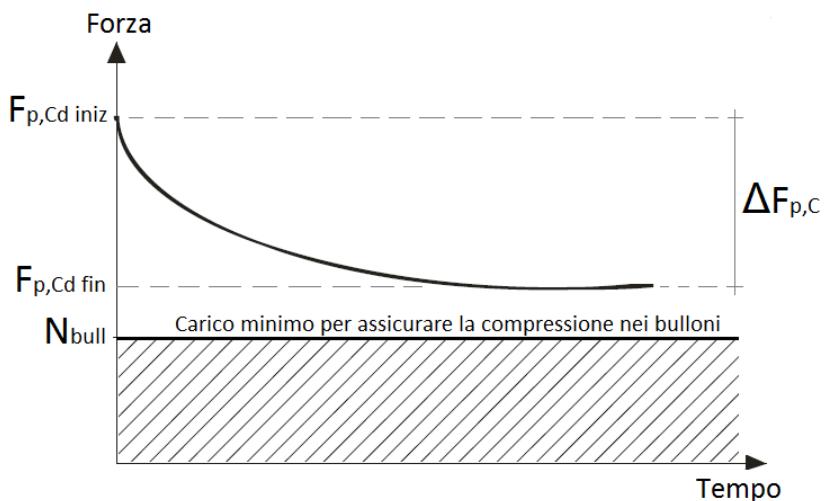
Tale percentuale viene determinata in maniera da ottenere una forza di precarico simile allo sforzo di tensione nei bulloni per evitare che questi vadano in trazione in condizioni di esercizio (ovvero $F_{p,Cd} \cong N_{bull} = 70.56 \text{ kN}$). A valle di queste considerazioni, è necessario un momento di serraggio pari al 40% della massima coppia da Normativa.

$$F_{p,Cd} = \rho \left(0.7 \frac{f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} \right) \cong N_{bull} \rightarrow \rho \cong \frac{N_{bull} \cdot \gamma_{M7}}{0.7 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res}} = 40\%$$

Forza di precarico e coppia di serraggio	Percentuale coppia di serraggio rispetto alla massima	ρ	[%]	40%
	Tensione di pretiro di progetto	$\sigma_{p,cd}$	[N/mm ²]	204
	Forza di pretiro di progetto	$F_{p,cd}$	[kN]	72
	Coppia di serraggio di progetto	$M_{p,cd}$	[Nm]	276
	Tensione di pretiro applicata	$\sigma_{p,c}$	[N/mm ²]	224
	Forza di pretiro applicata	$F_{p,c}$	[kN]	79
	Coppia di serraggio applicata	$M_{p,c}$	[Nm]	304

Al fine però di considerare le cadute di tensione differite nel tempo (si considera un decadimento "fisiologico" del precarico $\Delta F_{p,c}$ pari al 10% del tiro iniziale), **la coppia di serraggio da applicare in fase di installazione è pari al 45% del massimo valore previsto dalla Normativa.**

Decadimento tiro viti



$$F_{p,Cd\ iniz} = \rho_{iniz} \left(0.7 \frac{f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} \right); \quad F_{p,Cd\ fin} \cong N_{bull}$$

$$F_{p,Cd\ fin} = F_{p,Cd\ iniz} - \Delta F_{p,C} = F_{p,Cd\ iniz} - 0.1 F_{p,Cd\ iniz} = 0.9 F_{p,Cd\ iniz} \rightarrow F_{p,Cd\ iniz} = \frac{F_{p,Cd\ fin}}{0.9}$$

$$\rho_{iniz} \left(0.7 \frac{f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} \right) \cong \frac{N_{bull}}{0.9} \rightarrow \rho_{iniz} \cong \frac{N_{bull} \cdot \gamma_{M7}}{0.9 \cdot 0.7 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res}} = 45\%$$

Forza di precarico e coppia di serraggio	Percentuale coppia di serraggio rispetto alla massima	ρ	[%]	45%
	Tensione di pretiro applicata	$\sigma_{p,c}$	[N/mm ²]	252
	Forza di pretiro applicata	$F_{p,c}$	[kN]	89
	Coppia di serraggio applicata	$M_{p,c}$	[Nm]	342

In questo modo, applicando in fase d'installazione una coppia di serraggio $M_{p,c} = 342\ Nm$ (pari al 45% della massima coppia da Normativa), è possibile garantire, a cadute di tensione avvenute, una forza di precarico di progetto $F_{p,Cd\ fin} = 72\ kN$ pari alla massima tensione sui bulloni in condizioni di esercizio.

In fase di monitoraggio e manutenzione dell'opera si dovrà quindi verificare che il serraggio dei bulloni sia superiore al 40% della coppia massima ($M_{p,c} = 304\ Nm$), altrimenti sarà necessario procedere al riserraggio.

16. CRITERI DI VERIFICA DEGLI ANCORANTI METALLICI CHIMICI

Le verifiche dell'ancoraggio metallico post-installato (costituito da barre filettate e resina chimica) saranno condotte in base a quanto riportato nella Normativa tecnica valida per ancoranti singoli e per gruppi di ancoranti.

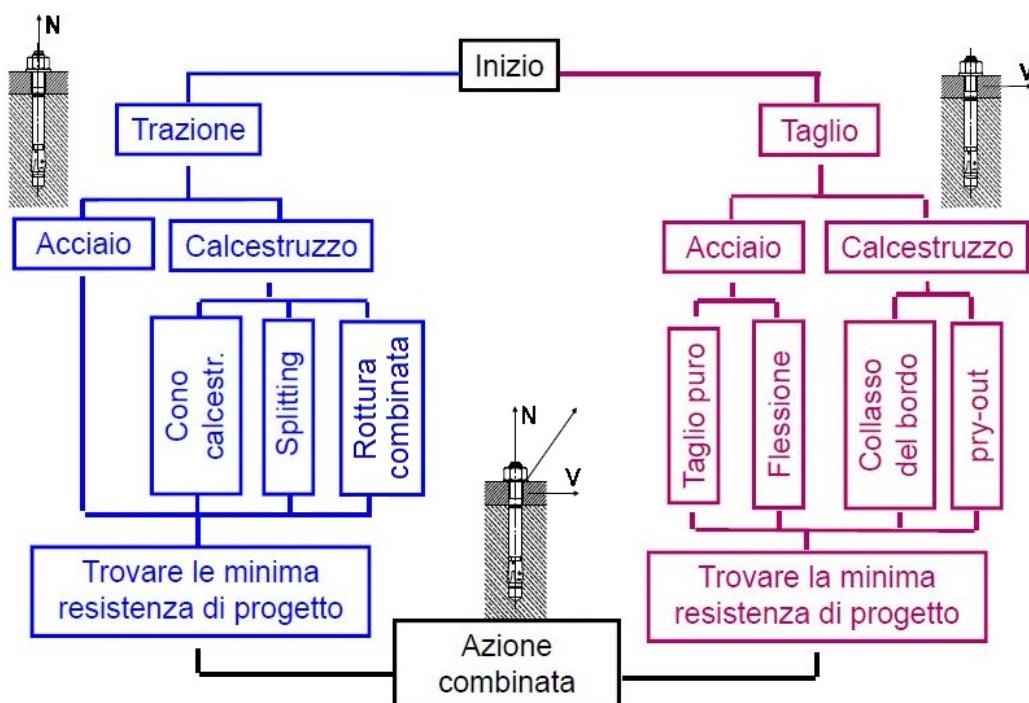
In particolare si fa riferimento alle Norme:

- **ETAG No. 001 - Allegato C [Agosto 2010]**: "Linea guida per il benessere tecnico europeo di ancoranti metallici da utilizzare nel calcestruzzo - Progettazione di ancoranti";
- **EOTA TECHNICAL REPORT TR 029 [Settembre 2010]**: "Metodo di progettazione di ancoranti chimici".

Si rimanda a tale Normativa per la descrizione delle specifiche voci non definite nel presente documento.

Occorre dimostrare che la relazione $R_d \geq S_d$ sia soddisfatta per tutte le direzioni di carico (trazione, taglio) così come tutti i tipi di cedimento (rottura dell'acciaio, sfilamento e rottura del calcestruzzo, ecc). Inoltre nel caso di compresenza di azioni taglienti e di trazione, è necessario verificare la resistenza a carico combinato. Nel caso in cui uno o più meccanismi sugli inghisaggi non fossero verificati, questi verranno trasferiti ed affidati ad armature aggiuntive, che dovranno essere presenti all'interno dei coni di rottura.

Progettazione degli ancoranti chimici: TR 029



16.1 RESISTENZA AI CARICHI DI TRAZIONE

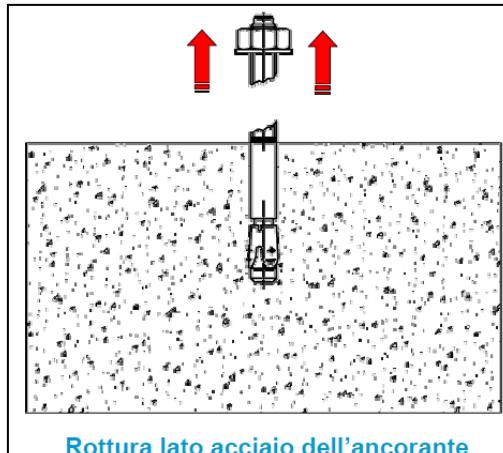
occorre considerare:

		Single fastener	Fastener group¹⁾	
			most loaded fastener	fastener group
1	Steel failure	$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$N_{Ed}^h \leq N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms,s}$	
2	Combined pull-out and concrete failure	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$
3	Concrete cone failure	$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
4	Splitting failure	$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$

1) Verification is performed only for the fasteners of a group loaded in tension.

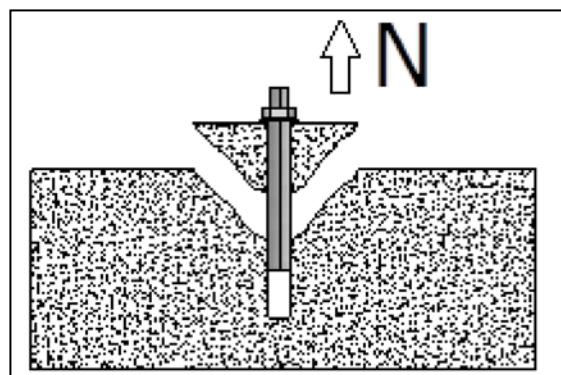
in cui:

16.1.1 Rottura dell'acciaio



$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad [N]$$

16.1.2 Rottura combinata sfilamento e rottura conica



$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{ec,Np} \cdot \psi_{re,Np} \quad [N]$$

dove:

- valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante:

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} \quad [N]$$

τ_{Rk} [N/mm²]; h_{ef} and d [mm]

- effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:

$A_{p,N}^0$ = influence area of an individual anchor with large spacing and edge distance at the concrete surface, idealizing the concrete cone as a pyramid with a base length equal to $s_{cr,Np}$ (see Figure 5.1).

$$= s_{cr,Np} \cdot s_{cr,Np} \quad (5.2b)$$

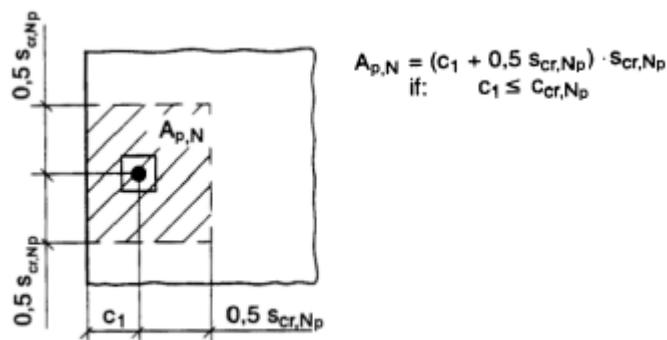
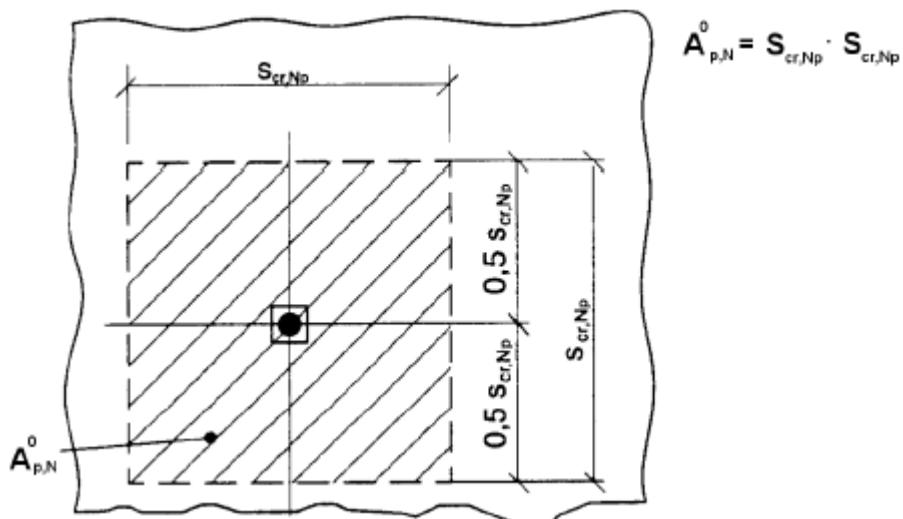
$A_{p,N}$ = actual area; it is limited by overlapping areas of adjoining anchors ($s \leq s_{cr,Np}$) as well as by edges of the concrete member ($c \leq c_{cr,Np}$). Examples for the calculation of $A_{p,N}$ are given in Figure 5.2.

with

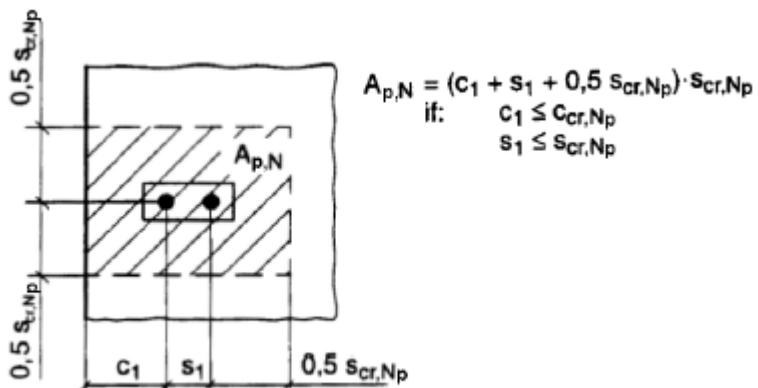
$$s_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7.5} \right)^{0.5} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad [\text{mm}] \quad (5.2c)$$

with $\tau_{Rk,ucr}$ for C20/25 [N/mm²]; d [mm]

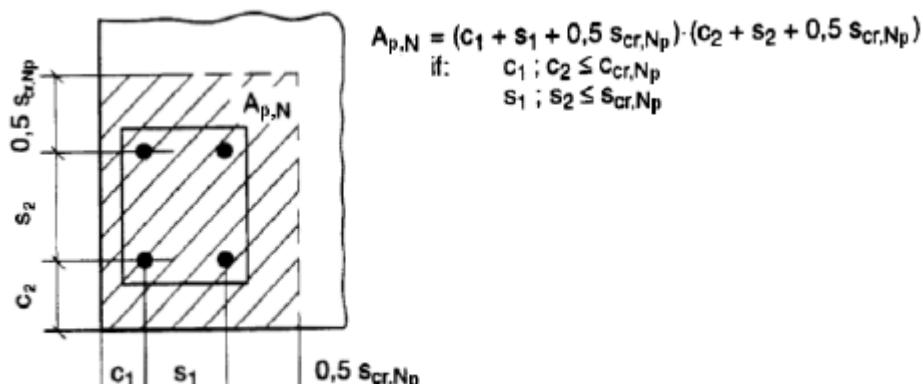
$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} \quad [\text{mm}] \quad (5.2d)$$



a) individual anchor at the edge of concrete member



b) group of two anchors at the edge of concrete member



c) group of four anchors at a corner of concrete member

- coefficienti ψ :

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,0 \quad (5.2f)$$

s = spacing, in case of anchor groups with $s_1 \neq s_2$ the mean value of all spacings s_1 and s_2 should be taken

with

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck,cube}}} \right)^{1,5} \geq 1,0 \quad (5.2g)$$

n = number of anchors in a group

τ_{Rk} and $f_{ck,cube}$ [N/mm²]; h_{ef} and d [mm]

τ_{Rk} characteristic bond resistance, depending on the concrete strength class is taken from the relevant ETA:

k = 2.3 (for applications in cracked concrete)

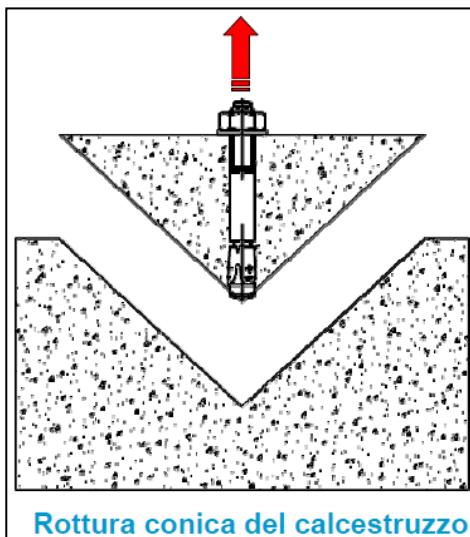
k = 3.2 (for applications in non-cracked concrete)

$$\psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2e_N/s_{cr,Np}} \leq 1$$

$$\psi_{re,Np} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

h_{ef} [mm]

16.1.3 Rottura conica del calcestruzzo



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot [N]$$

- valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante:

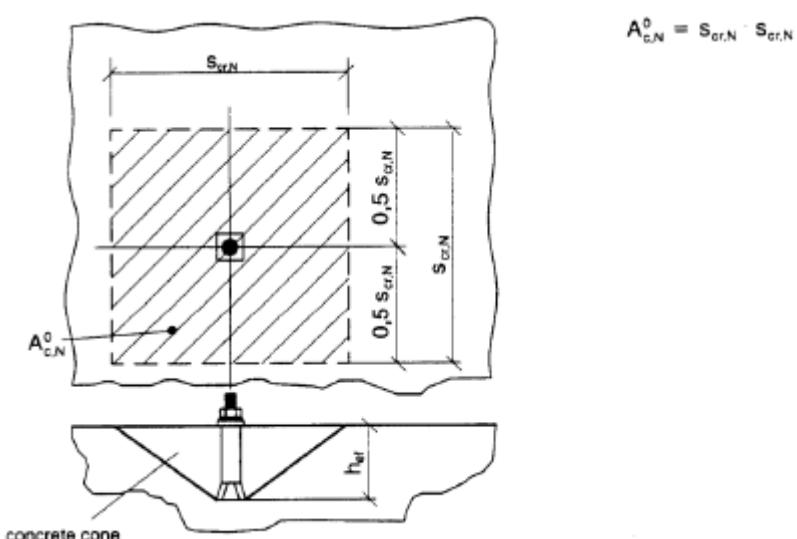
$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad [N]$$

$f_{ck,cube}$ [N/mm²]; h_{ef} [mm]

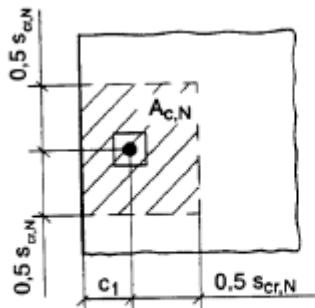
$k_1 = 7.2$ for applications in cracked concrete

$k_1 = 10.1$ for applications in non-cracked concrete

- effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:



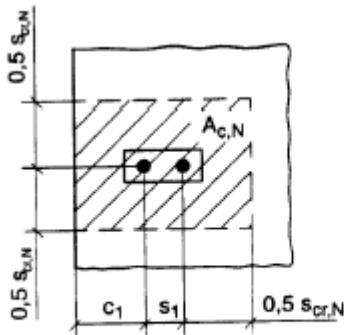
Idealized concrete cone and area $A_{c,N}^0$ of concrete cone of an individual anchor



$$A_{c,N} = (c_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot s_{cr,N}$$

if: $c_1 \leq c_{cr,N}$

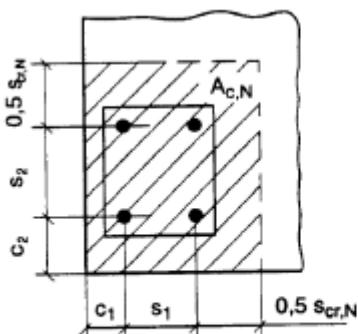
a) individual anchor at the edge of concrete member



$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot s_{cr,N}$$

if: $c_1 \leq c_{cr,N}$
 $s_1 \leq s_{cr,N}$

b) group of two anchors at the edge of concrete member



$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot (c_2 + s_2 + 0,5 s_{cr,N})$$

if: $c_1, c_2 \leq c_{cr,N}$
 $s_1, s_2 \leq s_{cr,N}$

c) group of four anchors at a corner of concrete member

Examples of actual areas $A_{c,N}$ of the idealized concrete cones for different arrangements of anchors in the case of axial tension load

- coefficienti ψ :

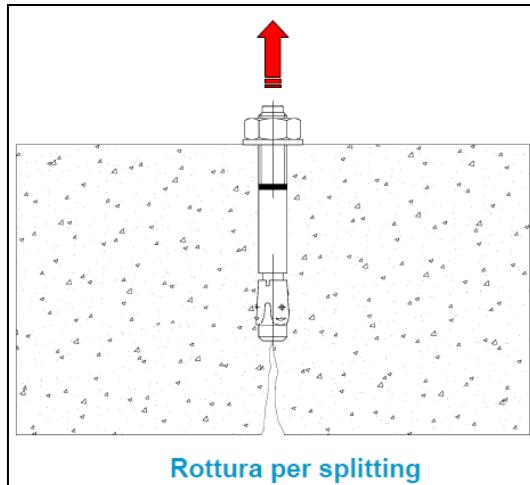
$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

h_{ef} [mm]

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,N}} \leq 1$$

16.1.4 Rottura per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (splitting)



$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{h,sp}$$

con i coefficienti visti in precedenza tranne:

$\Psi_{h,sp}$ = factor to account for the influence of the actual member depth, h , on the splitting resistance for anchors according to current experience

$$= \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \quad (5.4a)$$

with

$$1 \leq \psi_{h,sp} \leq \left(\frac{2 \cdot h_{ef}}{h_{min}} \right)^{2/3} \quad (5.4b)$$

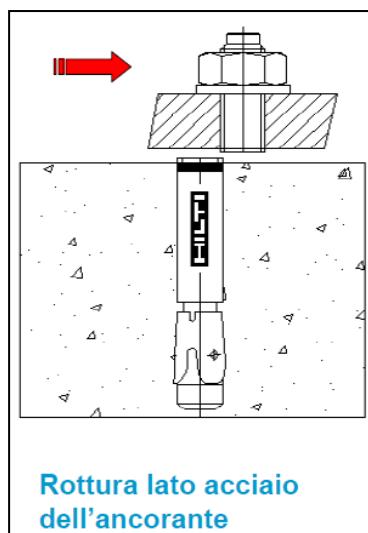
16.2 RESISTENZA AI CARICHI DI TAGLIO

occorre considerare:

	Single fastener	Fastener groups	
		most loaded fastener	fastener group
Steel failure with or without lever arm	$V_{Ed} \leq V_{Rd, s} = \frac{V_{Rk, s}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd, s} = \frac{V_{Rk, s}}{\gamma_{Ms}}$	
Concrete edge failure	$V_{Ed} \leq V_{Rd, c} = \frac{V_{Rk, c}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^g \leq V_{Rd, c} = \frac{V_{Rk, c}}{\gamma_{Mc}}$
Concrete pry-out failure	$V_{Ed} \leq V_{Rd, cp} = \frac{V_{Rk, cp}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^g \leq V_{Rd, cp} = \frac{V_{Rk, cp}}{\gamma_{Mc}}$

in cui:

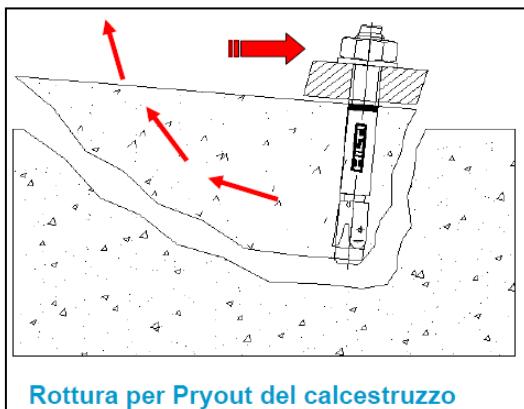
16.2.1 Rottura per taglio dell'acciaio, senza braccio di leva



(questo è il caso che verrà considerato nel calcolo, quindi non verrà considerata la rottura per taglio con braccio di leva)

$$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk} \quad [N]$$

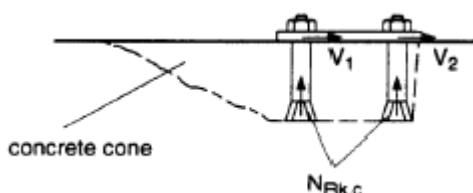
16.2.2 Rottura per strappo del calcestruzzo (pryout)



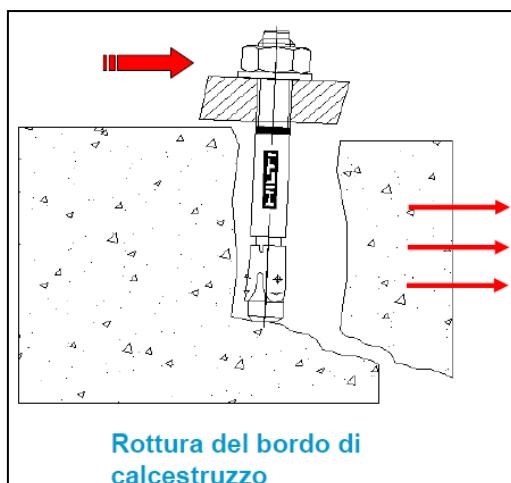
$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p}$$

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c}$$

where k = factor to be taken from the relevant ETA



16.2.3 Rottura del bordo del calcestruzzo



Concrete edge failure need not to be verified for groups with not more than 4 anchors when the edge distance in all directions is $c > 10 h_{er}$ and $c > 60 d$.

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} \quad [N]$$

dove:

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1.5} \quad [N]$$

d, h_{ef}, c_1 [mm]; $f_{ck,cube}$ [N/mm²]

with

$k_1 = 1.7$ for applications in cracked concrete

$k_1 = 2.4$ for applications in non-cracked concrete

$$\alpha = 0.1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{c_1} \right)^{0.5}$$

$$\beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d}{c_1} \right)^{0.2}$$

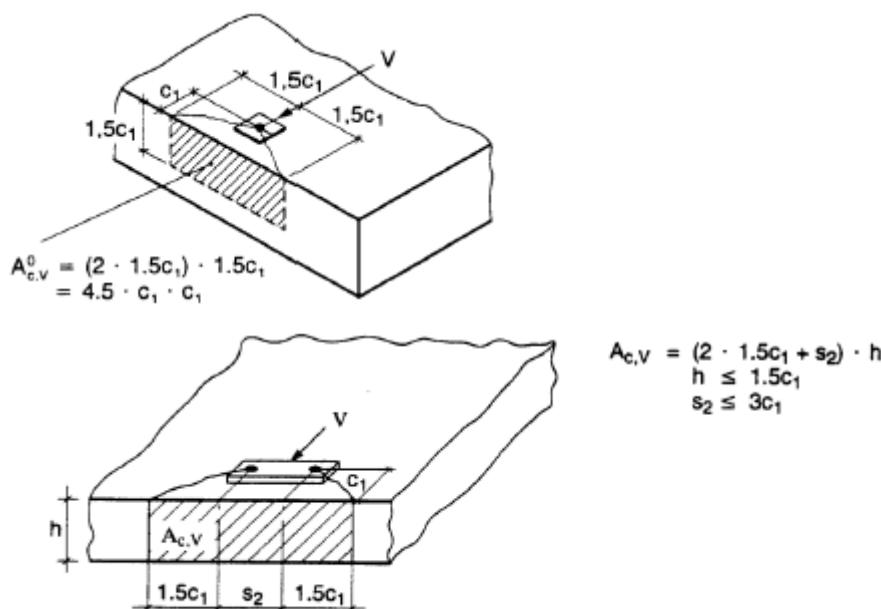
- effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:

where:

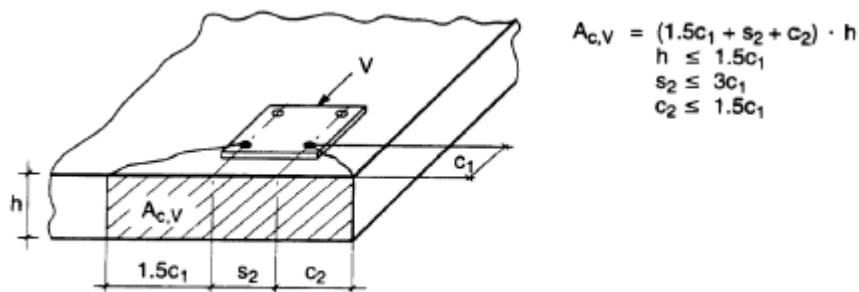
$A_{c,V}^0$ = area of concrete cone of an individual anchor at the lateral concrete surface not affected by edges parallel to the assumed loading direction, member thickness or adjacent anchors, assuming the shape of the fracture area as a half pyramid with a height equal to c_1 and a base-length of $1.5 c_1$ and $3 c_1$ (Figure 5.6).

$$= 4.5 c_1^2 \quad (5.8d)$$

$A_{c,V}$ = actual area of concrete cone of anchorage at the lateral concrete surface. It is limited by the overlapping concrete cones of adjoining anchors ($s \leq 3 c_1$) as well as by edges parallel to the assumed loading direction ($c_2 \leq 1.5 c_1$) and by member thickness ($h \leq 1.5 c_1$). Examples for calculation of $A_{c,V}$ are given in Figure 5.7.



b) group of anchors at an edge in a thin concrete member



$$A_{c,v} = (1.5c_1 + s_2 + c_2) \cdot h$$

$$h \leq 1.5c_1$$

$$s_2 \leq 3c_1$$

$$c_2 \leq 1.5c_1$$

c) group of anchors at a corner in a thin concrete member

Examples of actual areas of the idealized concrete cones for different anchor arrangements under shear loading

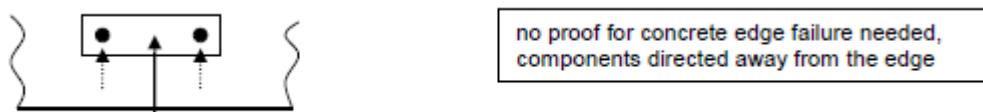
- coefficienti ψ :

$$\psi_{s,v} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5 c_1} \leq 1$$

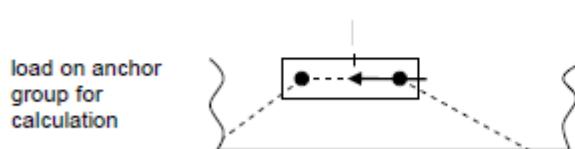
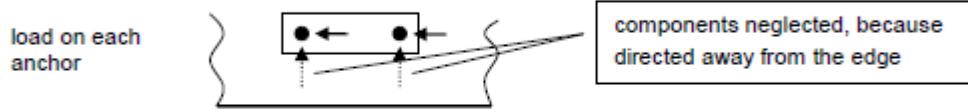
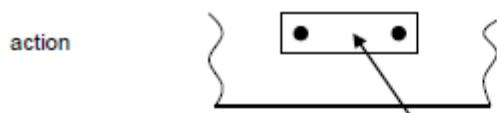
$$\psi_{h,v} = \left(\frac{1.5c_1}{h} \right)^{1/2} \geq 1$$

$$\psi_{\alpha,v} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_v)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_v}{2.5} \right)^2}} \geq 1.0$$

The maximum value α_v to be inserted in equation (5.8g) is limited to 90° .



a) group of anchors at an edge loaded by V_{sd} with an angle $\alpha_v = 180^\circ$



b) group of anchors at an edge loaded by V_{sd} with an angle $90 < \alpha_v < 180^\circ$

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2e_V / (3c_1)} \leq 1$$

The factor $\psi_{re,V}$ takes account of the effect of the type of reinforcement used in cracked concrete.

$\psi_{re,V} = 1.0$ anchorage in non-cracked concrete and anchorage in cracked concrete without edge reinforcement

$\psi_{re,V} = 1.2$ anchorage in cracked concrete with straight edge reinforcement ($\geq \text{Ø}12$ mm)

$\psi_{re,V} = 1.4$ anchorage in cracked concrete with edge reinforcement and closely spaced stirrups ($a \leq 100$ mm)

16.3 RESISTENZA AI CARICHI COMBINATI DI TRAZIONE E TAGLIO

In caso di combinazione dei carichi di trazione e di taglio, cioè con carichi inclinati di un certo angolo rispetto all'asse dell'ancoraggio, la verifica di progetto può essere svolta con due metodi differenti di combinazione.

Secondo il primo metodo, il cui risultato è generalmente a favore di sicurezza, è necessario verificare le condizioni:

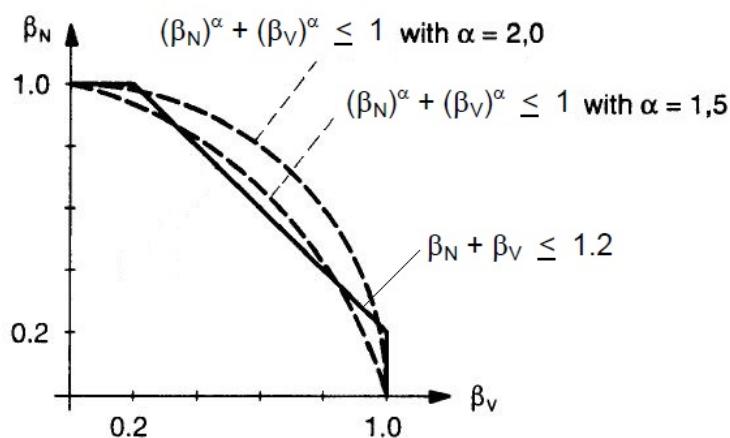
$$\begin{cases} \beta_N \leq 1 \\ \beta_V \leq 1 \\ \beta_N + \beta_V \leq 1.2 \end{cases}$$

Tramite il secondo metodo, è necessario verificare la condizione:

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1$$

In cui α è pari a 2 per il collasso dell'acciaio (ovvero β_N e β_V sono associati alla crisi lato acciaio) e 1.5 per tutti gli altri tipi di collasso.

In entrambi i metodi, β_N e β_V rappresentano il massimo rapporto tra azione di progetto e resistenza di progetto per carichi a trazione e taglio rispettivamente, ovvero $\beta_N = N_{Ed}/N_{Rd}$ e $\beta_V = V_{Ed}/V_{Rd}$.

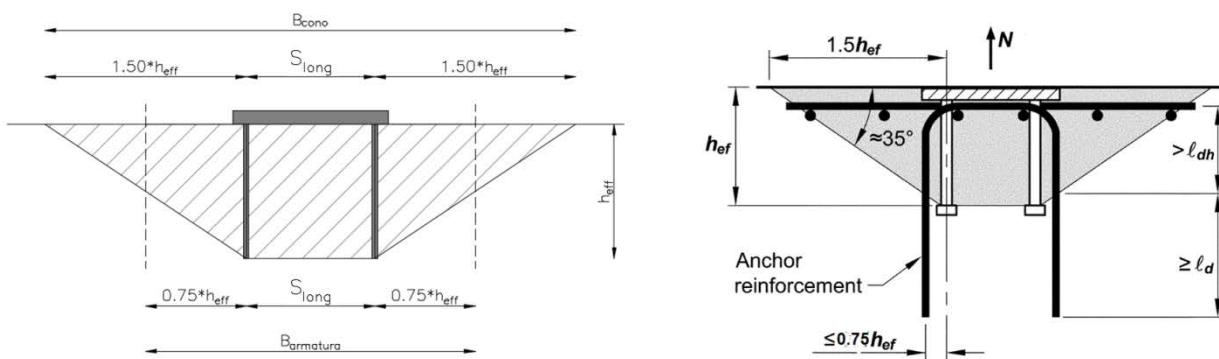


16.4 VERIFICHE NON SODDISFATTE E CALCOLO ARMATURA AGGIUNTIVA

16.4.1 Verifica a rottura conica per azioni assiali non soddisfatta

Si affida la forza di trazione agente sul gruppo di ancoranti alle barre integrative che verranno disposte all'interno del cono di rottura del singolo ancoraggio o del gruppo di ancoraggi.

L'armatura integrativa deve essere contenuta fino ad una distanza dall'ancoraggio $d \leq 0.75h_{eff}$.



Il diametro delle nuove barre integrative non dovrà essere superiore a $\phi 16$ e la lunghezza minima di ancoraggio dovrà essere non inferiore a 10 volte il diametro della barra stessa.

L'ancoraggio di tali barre si considera efficace per il tratto posto al di fuori della superficie che si sviluppa con la rottura conica del gruppo di tirafondi tesi.

Per determinare la forza trasmessa dalle armature integrate alla struttura di supporto in calcestruzzo, utilizziamo la teoria dell'aderenza acciaio-calcestruzzo riportata nella UNI CEN/TS 1992-4-2:2009_Cap. 6.2.9:

The design resistance $N_{Rd,a}$ of the supplementary reinforcement of one fastener is given by

$$N_{Rd,a} = \sum_n \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd}}{\alpha} \quad (29)$$

with

l_1 = anchorage length of the supplementary reinforcement in the assumed failure cone (see Figure 2)

$\geq l_{b,min} = 4 \cdot d_s$ (anchorage with bends, hooks or loops)

$\geq 10 \cdot d_s$ (anchorage with straight bars with or without welded transverse bars)

$l_{b,min}$ = minimum anchorage length

d_s = diameter of the reinforcement bar

f_{bd} = design bond strength according to EN 1992-1-1, taking into account the concrete cover of the supplementary reinforcement

α = influencing factor, according to EN 1992-1-1
= 0,7 for hooked bars

n = number of legs of the supplementary reinforcement effective for one fastener

In presenza di ancorante chimico, che presenta tensioni di adesione maggiori di quelle di un calcestruzzo gettato in opera, in base a dati sperimentali, è possibile scrivere la formula precedente nel seguente modo:

$$l_{bd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \cdot \alpha_2 \rightarrow l_{bd} = l_{base,d} \cdot \alpha_2;$$

con:

ϕ = diametro della barra;

σ_{sd} = tensione della barra (nel nostro caso $\sigma_{sd} = f_y/\gamma_s$ con $\gamma_s=1$ urto, $\gamma_s=1.15$ vento);

α_2 = fattore pari a:

$$\alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot \frac{c_d - \phi}{\phi} \text{ con}$$

c_d = minimo tra i copriferri e metà della distanza tra le barre.

Pertanto la lunghezza di ancoraggio (l_{bd}) potrebbe essere definita come la lunghezza di base ($l_{base,d}$) ridotta del coefficiente α_2 .

Pertanto è possibile considerare:

$$\frac{f_{bd}}{\alpha_2} = \tau_{rk} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_y}{l_{bd}}$$

16.4.2 Verifica splitting per azioni assiali non soddisfatta

Se il carico caratteristico di trazione N_{sk} agente sul tassello è maggiore di 30kN ed il tassello è posto in zona tesa, le forze di fessurazione (splitting) dovranno essere affidate ad armatura di rinforzo. Indicativamente, in accordo all'attuale esperienza il rapporto tra la forza di fessurazione caratteristica $F_{sp,k}$ ed il carico caratteristico di trazione N_{sk} dovrà essere il seguente:

$$F_{sp,k} = 0.5N_{sk} \quad \text{per ancoranti chimici}$$

16.4.3 Verifica rottura del bordo del calcestruzzo per azioni taglienti non soddisfatta

Si affida la resistenza alla rottura del bordo di cls alle armature aggiuntive.

Si riportano le immagini dei sistemi di rottura per taglio definito nelle norme ACI 318.

430

APPENDIX D

CODE

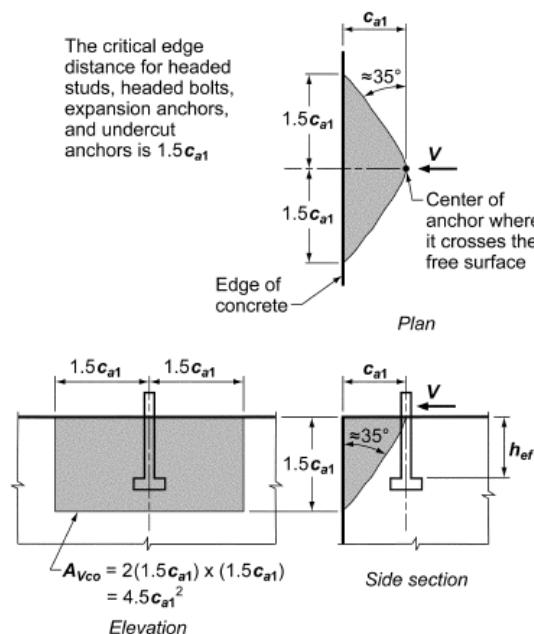
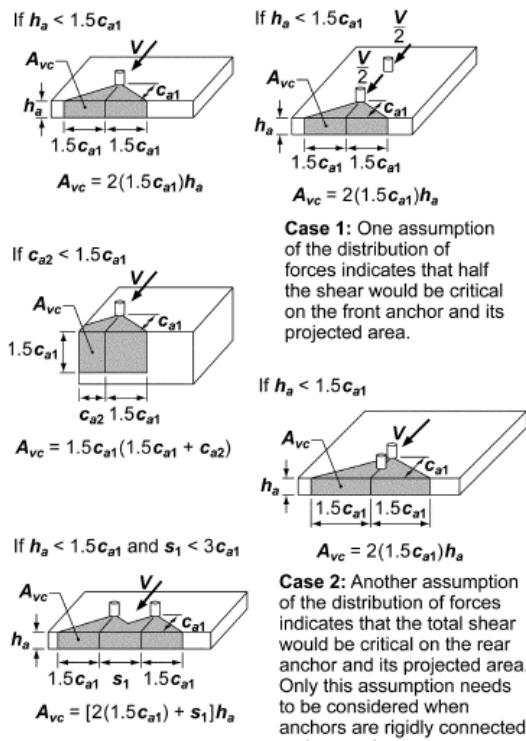


Fig. RD.6.2.1(a)—Calculation of A_{vc} .

COMMENTARY



17. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Le verifiche delle fondazioni su pali e micropali sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, come indicato nelle Nuove Norme Tecniche 2018 (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 (per sollecitazioni assiali e flessionali, taglienti, torcenti) nelle opere di fondazione (plinti e cordoli);
 - Raggiungimento della resistenza (per sollecitazioni assiali e flessionali, taglienti, 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.

Le verifiche SLU-GEO sono state effettuate seguendo l'approccio 2 (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle successivi paragrafi.

Le verifiche SLU-STR sono state effettuate seguendo l'approccio 2 (A1+M1+R3) in cui i coefficienti parziali γ_R e γ_M sono unitari.

La determinazione delle sollecitazioni lungo il palo è effettuata mediante software di calcolo agli elementi finiti, 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 rigidezza a seconda del tipo di terreno che il palo attraversa.

17.1 DETERMINAZIONE DELLE MOLLE ORIZZONTALI ALLA WINKLER DEL TERRENO

17.1.1 Terreni granulari

I moduli di reazione orizzontale iniziali E_{si} alla Matlock & Reese (1960), sono stati valutati in accordo alla seguente espressione:

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

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella tabella seguente(cfr. Reese et al., 1974 e Elson, 1984);

z = profondità dal piano campagna originario.

D_r (%)	k_{hi} (kN/m ³)
35%	10000
50%	15000
70%	25000

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:

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi}$$

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

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

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

$$\eta = \frac{K_{p,\omega}}{K_p}$$

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 $k_{orizz_granulare}$ della molla orizzontale alla generica profondità z risulterà pari a:

$$k_{orizz_granulare}(z) = \eta E(z) D = \eta k_{hi} z D [kN/m]$$

dove D è il diametro del palo o del micropalo di fondazione.

17.1.2 Terreni coesivi

Nel caso di comportamento coesivo dei terreni, il modulo elastico del terreno viene calcolato con la seguente formula:

$$E_{coesivo} = 400 c_u [kPa]$$

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

In questo caso il valore della rigidezza della molla risulterà pari a:

$$k_{orizz_coesivo} = \eta E_{coesivo} D [kN/m]$$

17.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TIPO GEOTECNICO (SLU-GEO)

La resistenza caratteristica R_k del palo o micropalo, è dedotta con riferimento alle procedure analitiche descritte nei paragrafi seguenti. In particolare è stata calcolata 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 ξ riportato nella seguente tabella in funzione del numero delle verticali indagate.

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

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene dividendo il valore caratteristico R_k per i coefficienti parziali γ_R indicati nei successivi capitoli.

In definitiva, il valore della resistenza di progetto è data dal minimo tra quella calcolata considerando i valori minimi dei parametri geotecnici e quella calcolata considerando quelli medi, come indicato nelle seguente formula:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{\min \left\{ \frac{(R_{cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_4} \right\}}{\gamma_R}$$

17.2.1 Verifica di capacità portante di pali e micropali di fondazione

Una volta nota la resistenza di progetto $Q_{LIM,d}$, la verifica a carico assiale sarà data da:

$$Q_{Ed}/Q_{LIM,d} = Q_{Ed}/\left(\frac{Q_{LIM,k}}{\gamma_R}\right) \leq 1$$

Dove Q_{Ed} rappresenta il carico assiale agente sul palo.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_R	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{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.

17.2.1.1 Stima della capacità portante del singolo palo (formule statiche)

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

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b A_B + \sum \pi D_i \Delta H_i q_{si}$$

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 i^{esimo} di palo;

ΔH_i = altezza del concio i^{esimo} di palo;

q_{si} = attrito laterale unitario limite del concio i^{esimo} 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:

$$N_c = (N_q - 1) \cot g\varphi$$

con φ angolo d'attrito del terreno.

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

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

dove q_a è un termine di adesione indipendente dalla tensione normale, $\mu = \tan \delta$ 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 σ_v alla stessa profondità.

La tensione verticale σ_v alla profondità z si calcola come:

$$\sigma_v = \gamma \frac{z_{fin} - z_{iniz}}{2} + \sigma_v^* \quad \text{se } z_{iniz} \leq z_{falsa}$$

$$\sigma_v = \gamma \frac{z_{fin} - z_{iniz}}{2} + \sigma_v^* - \gamma_w \left[(z_{fin} - z_{falsa}) + \frac{z_{fin} - z_{iniz}}{2} \right] \quad \text{se } z_{iniz} > z_{falsa}$$

dove σ_v^* è la tensione presente alla quota z_{iniz} del concio in esame e pari a:

$$\sigma_v^* = \sigma_{v \text{ precedente}} + \gamma_{\text{precedente}} \frac{z_{fin \text{ prec}} - z_{iniz \text{ prec}}}{2}$$

La resistenza laterale q_s può essere valutata anche in funzione del numero di colpi N_{SPT} , in particolare si ha:

$$q_s = 20.3 N_{SPT} \quad [kN/m^2] \quad \text{se } N_{SPT} \leq 20$$

$$q_s = 75 + 4.33 (N_{SPT} - 20) \quad [kN/m^2] \quad \text{se } 20 < N_{SPT} < 95$$

$$q_s = 400 \quad [kN/m^2] \quad \text{se } N_{SPT} \geq 95$$

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.

17.2.1.1.1 Portata unitaria di base q_b

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).

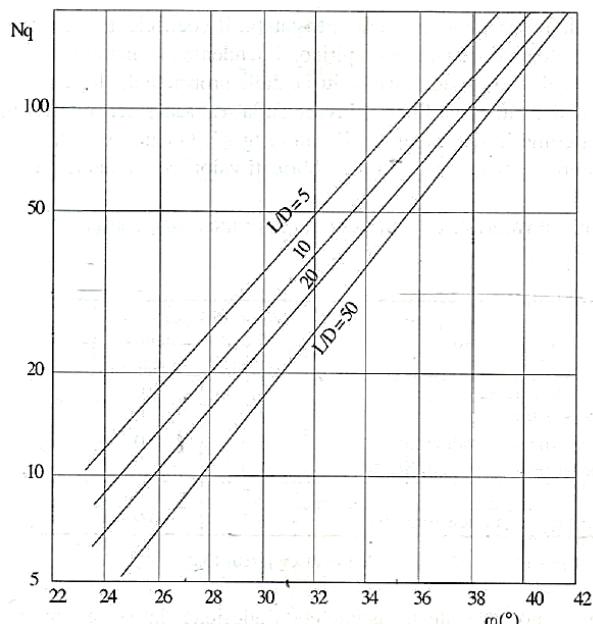
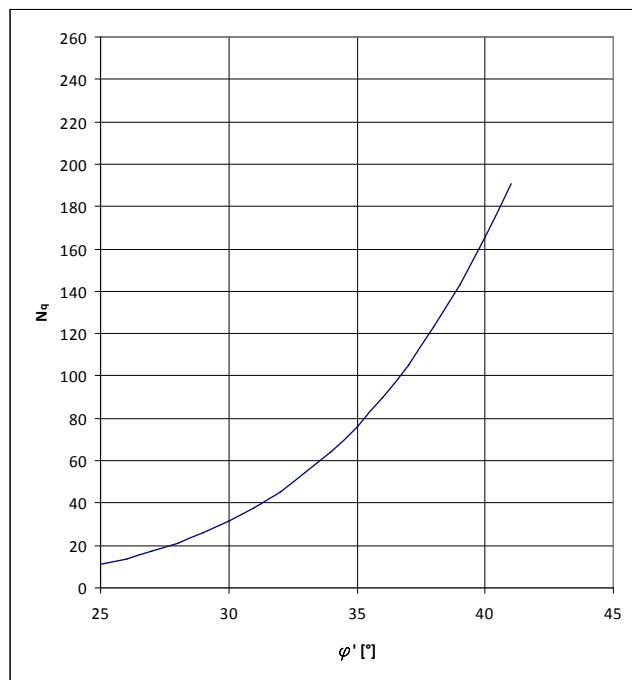


Fig. 13.6. Valori di N_q secondo Berezantzev et al. (1961)



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 $\varphi_u = 0$ e $N_q = 1$.

La resistenza alla punta vale quindi:

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

17.2.1.1.2 Attrito laterale q_s

Terreni granulari (metodo β)

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 μ riportati in tabella.

Tipo di palo		Valori di k	Valori di μ
BATTUTO	Acciaio	0.5÷1	$\operatorname{tg} 20^\circ$
	Calcestruzzo prefabbricato	1÷2	$\operatorname{tg} (3/4 \varphi')$
	Calcestruzzo gettato in opera	1÷3	$\operatorname{tg} \varphi'$
TRIVELLATO		0.4÷0.7 *	$\operatorname{tg} \varphi'$

* Decrescente con la profondità

Nei calcoli è stato scelto $k = 0.5$.

Terreni coesivi (metodo α)

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 nella seguente tabella in funzione della coesione non drenata c_u .

Materiale		c_u (kPa)	q_a (kPa)	$q_{a\ max}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	c_u	120
		25÷50	0.85 c_u	
		50÷75	0.65 c_u	
		≥ 75	0.50 c_u	
ACCIAIO	ACCIAIO	≤ 25	c_u	100
		25÷50	0.80 c_u	
		50÷75	0.65 c_u	
		≥ 75	0.50 c_u	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	0.90 c_u	100
		25÷50	0.80 c_u	
		50÷75	0.60 c_u	
		≥ 75	0.40 c_u	

17.2.1.2 Stima della capacità portante dei micropali

La capacità portante limite del terreno Q_{LIM} viene definita sulla base delle indicazioni fornite da Bustamante e Doix (1985) e ricavate da una serie di prove sperimentali:

$$Q_{LIM} = \pi D_b L_b \tau_{LIM}$$

dove:

D_b = diametro medio del bulbo;

D_p = diametro di perforazione;

L_b = lunghezza del bulbo;

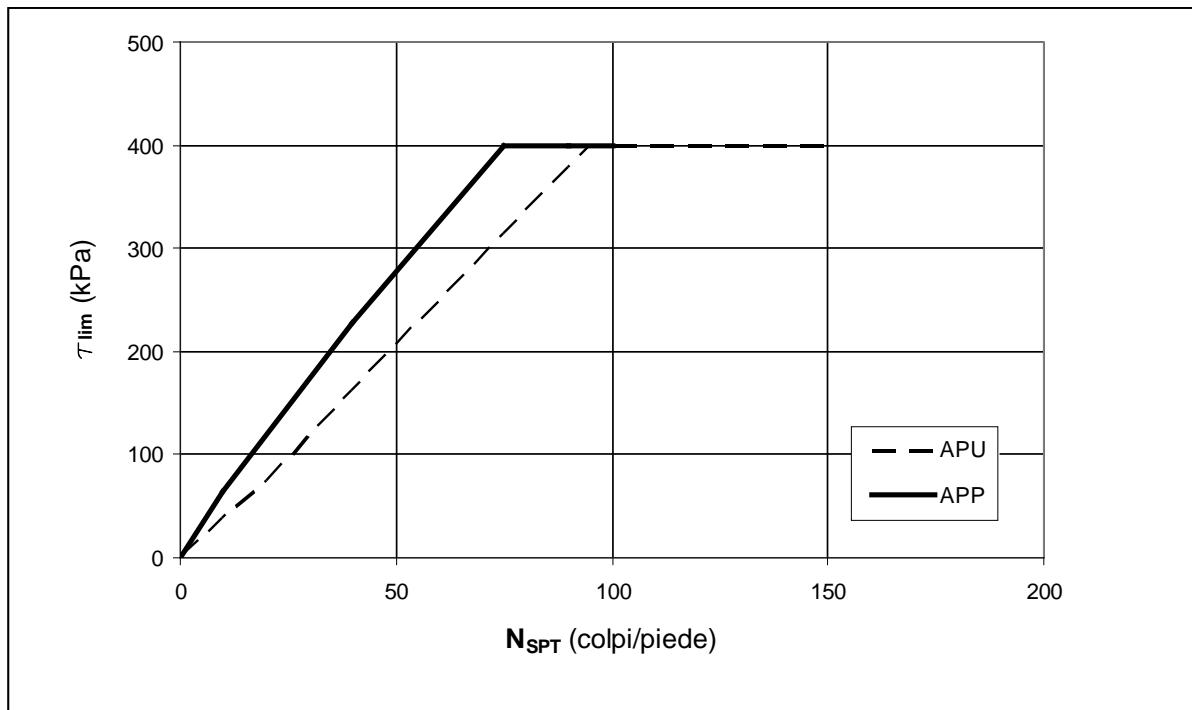
$\alpha = D_b/D_p$;

τ_{LIM} = aderenza limite bulbo–terreno.

Nella seguenti figure e tabelle sono illustrati alcuni valori di riferimento per la definizione dei parametri α e τ_{LIM} ; con la sigla APP si indica la tecnologia con iniezioni ad alta pressione da più valvole mentre con la sigla APU si indica la tecnologia con iniezioni ad alta pressione da una sola valvola.

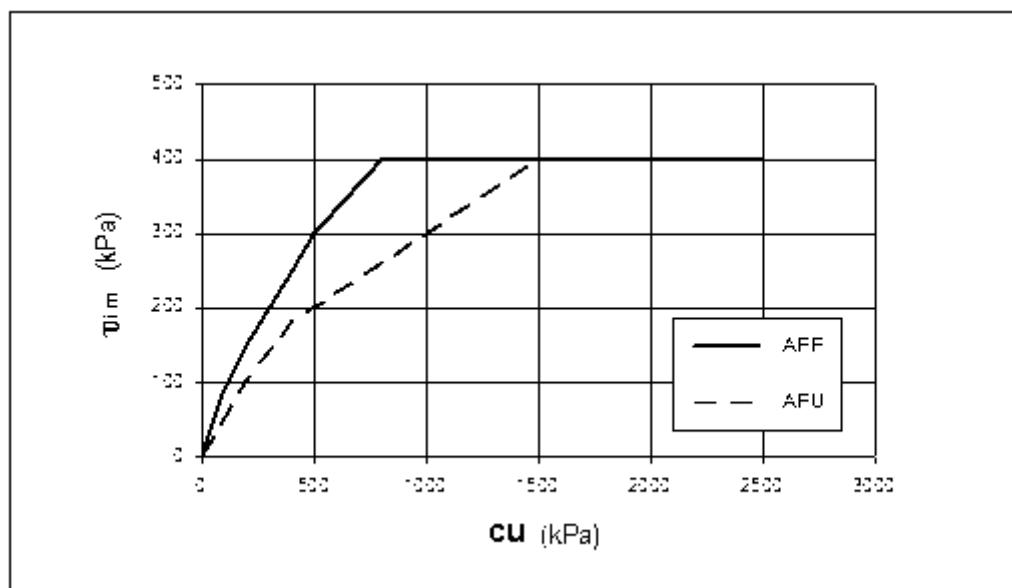
Tipo di terreno	Coefficiente α	
	Tipo di iniezione	
	APP	APU
Ghiaia	1.6 – 1.8	1.2 – 1.4
Limo	1.4 – 1.6	1.1 – 1.2
Argilla ($N_{SPT} < 20$ colpi/piede)	1.6 – 2.0	1.1 – 1.2
Argilla ($N_{SPT} > 30$ colpi/piede)	1.2	1

Terreni granulari



	N _{SPT} [colpi/piede]	τ _{lim} [kPa]
APP	N _{SPT} < 20	6.5 N _{SPT}
	20 < N _{SPT} < 75	130 + 4.9 (N _{SPT} - 20)
	N _{SPT} > 75	400
APU	N _{SPT} < 20	3.75 N _{SPT}
	20 < N _{SPT} < 95	75 + 4.33 (N _{SPT} - 20)
	N _{SPT} > 95	400

Terreni coesivi



	$c_u [kPa]$	$\tau_{lim} [kPa]$
APP	$c_u < 100$	$0.9 c_u$
	$100 < c_u < 200$	$90 + 0.6(c_u - 100)$
	$200 < c_u < 500$	$150 + 0.5(c_u - 200)$
	$500 < c_u < 800$	$300 + 0.333(c_u - 500)$
	$c_u > 800$	400
APU	$c_u < 200$	$0.5 c_u$
	$200 < c_u < 400$	$100 + 0.4(c_u - 200)$
	$400 < c_u < 1500$	$180 + 0.2(c_u - 400)$
	$c_u > 1500$	400

17.2.2 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 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)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

La verifica ai carichi trasversali appena descritta è effettuata seguendo l'Approccio 2, indicato nelle Norme Tecniche 2018 (par. 6.4.3.1).

Terreni granulari

Terreni granulari:

Pali liberi di ruotare in testa:

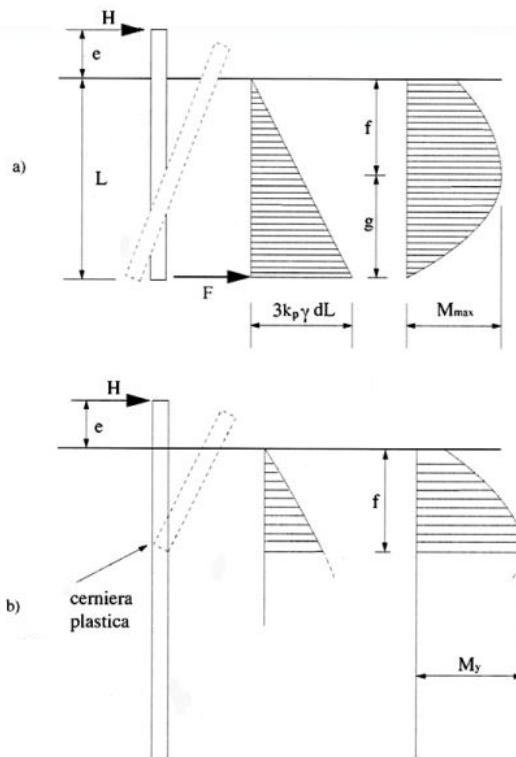
- Palo corto:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{d}{2(e+L)} \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

$$\frac{M_{\max}}{k_p \gamma d^4} = \frac{L}{2(L+e)} \left(\frac{L}{d} \right)^3 \left(\frac{e}{L} + 0,544 \sqrt{\frac{L}{2(L+e)}} \right)$$

- Palo lungo:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left(\frac{e}{d} + 0,544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$



(Da Viggiani, 1999)

Terreni granulari:

Pali impediti di ruotare in testa:

- Palo corto:

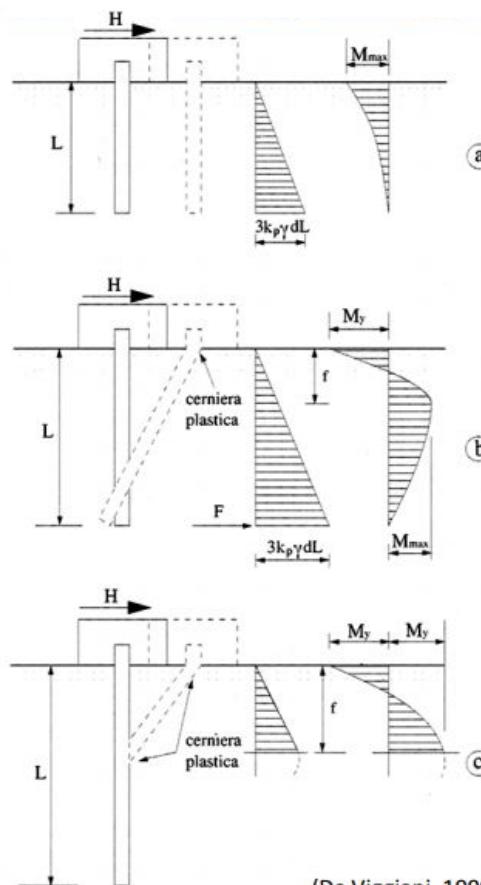
$$H = 1,5 L^2 k_p \gamma d \quad M_{\max} = \frac{2}{3} H L$$

- 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:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$



(Da Viggiani, 1999)

Terreni coesivi

Terreni coesivi:

Pali liberi di ruotare in testa:

- Palo corto:

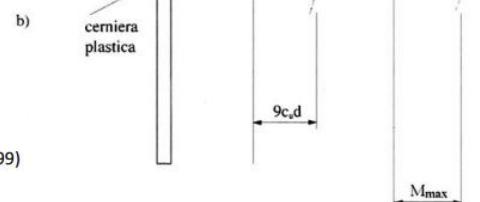
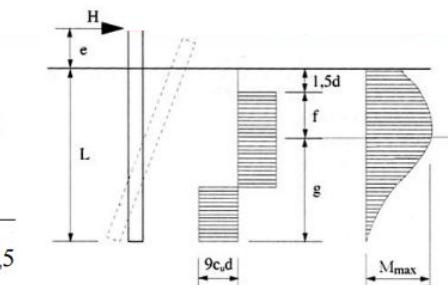
$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left(1,5 + \frac{L}{d} + \frac{2e}{d} \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + 4 \left(\frac{e}{d} \right)^2 + 4 \frac{L}{d} \frac{e}{d} + 6 \frac{e}{d} + 4,5}$$

$$\frac{M_{\max}}{c_u d^3} = \frac{H}{c_u d^2} \left(\frac{H}{18 c_u d^2} + \frac{e}{d} + 1,5 \right)$$

- Palo lungo:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left(1,5 + \frac{e}{d} \right) + 9 \sqrt{\left(\frac{e}{d} \right)^2 + 3 \frac{e}{d} + \frac{2 M_y}{9 c_u d^3} + 2,25}$$

(Da Viggiani, 1999)

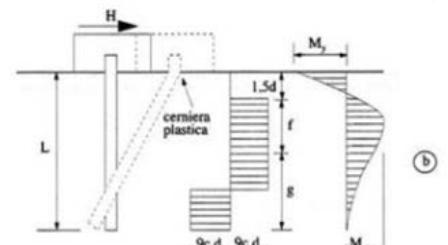
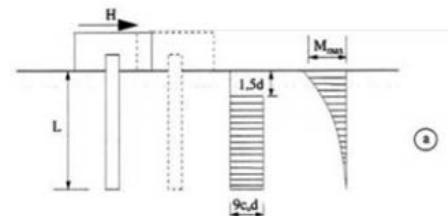


Terreni coesivi:

Pali impediti di ruotare in testa:

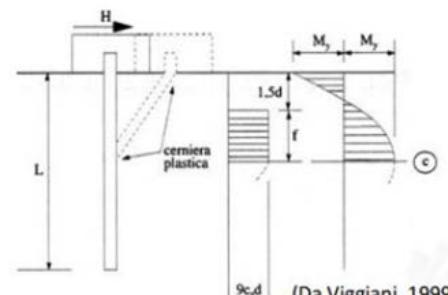
- Palo corto:

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



- Palo intermedio:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left(\frac{L}{d} + 1,5 \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3} + 4,5}$$



- Palo lungo:

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

(Da Viggiani, 1999)

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

Le sollecitazioni massime riscontrate lungo il profilo del palo o micropalo di fondazione si verificano in punti diversi lungo il fusto, ovvero il valore di momento massimo non si verifica nello stesso punto ove si ha il massimo valore del taglio. 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.

17.3.1 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:

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

dove:

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

17.3.2 Verifica strutturale dei pali per sollecitazioni taglienti

Le verifiche di resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti 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:

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

Armatura longitudinale	Coprigerro [cm]	Taglio resistente V_{Rd} [kN]
14 Ø16	6.3	150.57
14 Ø20	7	173.49
14 Ø24	7	195.91

Come illustrato nelle successive verifiche, poiché i pali sono caratterizzati da sollecitazioni taglienti minori della quantità appena calcolata, non è necessaria una specifica armatura a taglio. Si inserisce solamente una staffatura a spirale Ø10/20 cm.

17.3.3 Verifica strutturale dei micropali

Note le sollecitazioni agenti si effettua una verifica dell'armatura del micropalo.

Per la verifica a pressoflessione si considera la sezione cava circolare in acciaio rappresentata dalla canna all'interno del micropalo. Le verifiche sono eseguite in riferimento al paragrafo 4.2.4.1 delle Nuove Norme Tecniche 2018 nel caso di pressoflessione retta.

La verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale e del taglio di progetto.

A tale scopo vengono calcolati due fattori correttivi:

- coefficiente n dato da $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$

dove $N_{pl,Rd}$ rappresenta la resistenza plastica della sezione data da:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

- coefficiente ρ che vale:

per $V_{Ed}/V_{c,Rd} \leq 0.5 \rightarrow \rho = 0$

$$\text{per } V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0.5 \rightarrow \rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

dove $V_{c,Rd}$ è il taglio resistente dato dalla relazione:

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

con $A_v = 2A/\pi$ area resistente a taglio.

Il momento resistente ridotto sarà quindi dato da:

$$M_{N-V,Rd} = M_{pl}(1 - n^2) = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}(1 - \rho)}{\gamma_{M0}}(1 - n^2)$$

17.3.4 Verifica strutturale dei plinti e cordoli di fondazione

Note le sollecitazioni agenti si effettua una verifica della sezione dell'opera di fondazione.

Per le verifiche dei cordoli, delle armature longitudinali, le barre d'angolo vengono impiegate per le verifiche a torsione, mentre le restanti barre per lato vengono impiegate per le verifiche flessionali.

Le verifica a presso-flessione deviata viene svolta in maniera semplificata, ma a favore di sicurezza, svolgendo due verifiche a presso-flessione retta nei due piani di sollecitazione. I momenti flettenti resistenti di progetto nei due piani sono calcolati considerando solamente le barre superiori ed inferiori rimanenti per la verifica a flessione nel piano verticale, mentre le sole barre laterali rimanenti per la verifica a flessione nel piano orizzontale.

I calcoli per il progetto delle staffe possono effettuarsi separatamente per la torsione e il taglio, sommando poi le aree richieste per le singole verifiche.

Pertanto, le verifiche a torsione verranno svolte scorporando dall'area dell'armatura trasversale l'area impiegata per la verifica a taglio, e dall'area dell'armatura longitudinale l'area impiegata per le verifiche flessionali.

Presso-flessione

La sezione risulta verificata a pressoflessione se per ogni piano di sollecitazione è rispettata la seguente relazione:

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

dove:

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

Taglio

La sezione risulta verificata a taglio se per ogni piano di sollecitazione è rispettata la seguente relazione:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove:

- V_{Ed} è il taglio agente;
- V_{Rd} è il taglio resistente.

Il taglio resistente può essere determinato considerando la presenza o meno di specifica armatura trasversale resistente a taglio. Nel caso in cui non siano presenti staffe, il taglio resistente è dato dalla seguente relazione:

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

Nel caso in cui siano presenti staffe, il taglio resistente è pari a $V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\}$, ovvero è dato dal minimo dei seguenti due meccanismi di rottura differenti:

- Resistenza lato staffe:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \operatorname{sen} \alpha$$

- Resistenza lato calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c f'_{cd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) / (1 + \cot g^2 \theta)$$

Torsione

La sezione risulta verificata a torsione se è rispettata la seguente relazione:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd}$$

dove:

- T_{Ed} è il momento torcente agente;
- T_{Rd} è il momento torcente resistente.

Il momento torcente resistente è pari a $T_{Rd} = \min\{T_{Rcd}; T_{Rsd}; T_{Rld}\}$, ovvero è dato dal minimo dei seguenti tre meccanismi di rottura differenti:

- Resistenza lato calcestruzzo:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\cot g\theta}{1 + \cot g^2 \theta}$$

- Resistenza lato staffe:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cot g\theta$$

- Resistenza lato armatura longitudinale:

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \cot g\theta$$

Dove le grandezze presenti risultano pari a:

- $t = A_c/u \geq 2c$, spessore della sezione cava equivalente;
- A_c , area della sezione;
- u , perimetro della sezione;

- $A = (B - 2 \cdot t/2) \cdot (H - 2 \cdot t/2)$, area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- $u_m = 2[(B - 2 \cdot t/2) + (H - 2 \cdot t/2)]$, perimetro medio del nucleo resistente;
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$, resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- A_s , area delle staffe impiegate per la verifica a torsione;
- s , passo delle staffe impiegate per la verifica a torsione;
- $\sum A_l$, area complessiva delle barre longitudinali impiegate per la verifica a torsione.

Torsione e taglio combinati

Nel caso di membrature soggette a sollecitazioni combinate di taglio e torsione è necessario verificare l'ulteriore condizione relativa alla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

In cui i valori resistenti T_{Rcd} e V_{Rcd} sono determinati assumendo lo stesso valore per l'angolo θ di inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo per le verifiche a taglio e torsione.

17.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

17.4.1 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.

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:

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

17.4.2 Verifica delle tensioni in esercizio (SLE-RARA)

Note le sollecitazioni agenti (agli stati limiti d'esercizio in combinazione RARA), sono state determinate le tensioni agenti nella sezione circolare del palo in c.a., verificando che le tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio rispettino i seguenti limiti:

$$\begin{aligned}\sigma_c &< 0.60 f_{ck} \\ \sigma_s &< 0.80 f_{yk}\end{aligned}$$

17.4.3 Verifica a fessurazione (SLE-Frequente)

Come indicato nella Circolare n. 617 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 σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ 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 σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

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	$\leq w_1$

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 $w_3 = 0.4$ mm.

Prevedendo pali $\phi 600$ armati longitudinalmente con 14 barre di armatura di diametro 16-20-24 mm, la verifica della spaziatura minima e del diametro massimo, risulta sempre soddisfatta visto lo stato tensionale presente come illustrato nelle verifiche successive.

Nei casi in cui tale verifica non risulti soddisfatta verrà considerata, coerentemente con quanto richiesto dalla norma, la combinazione di carico frequente che prevede il carico dovuto all'azione del vento ridotto al 20%.

18. DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI

Nel presente capitolo si riportano i dimensionamenti e le verifiche dei principali elementi strutturali costituenti le strutture in elevazione e le opere di fondazione delle barriere antirumore in oggetto.

18.1 ELEVAZIONE DELLE BARRIERE TRADIZIONALI

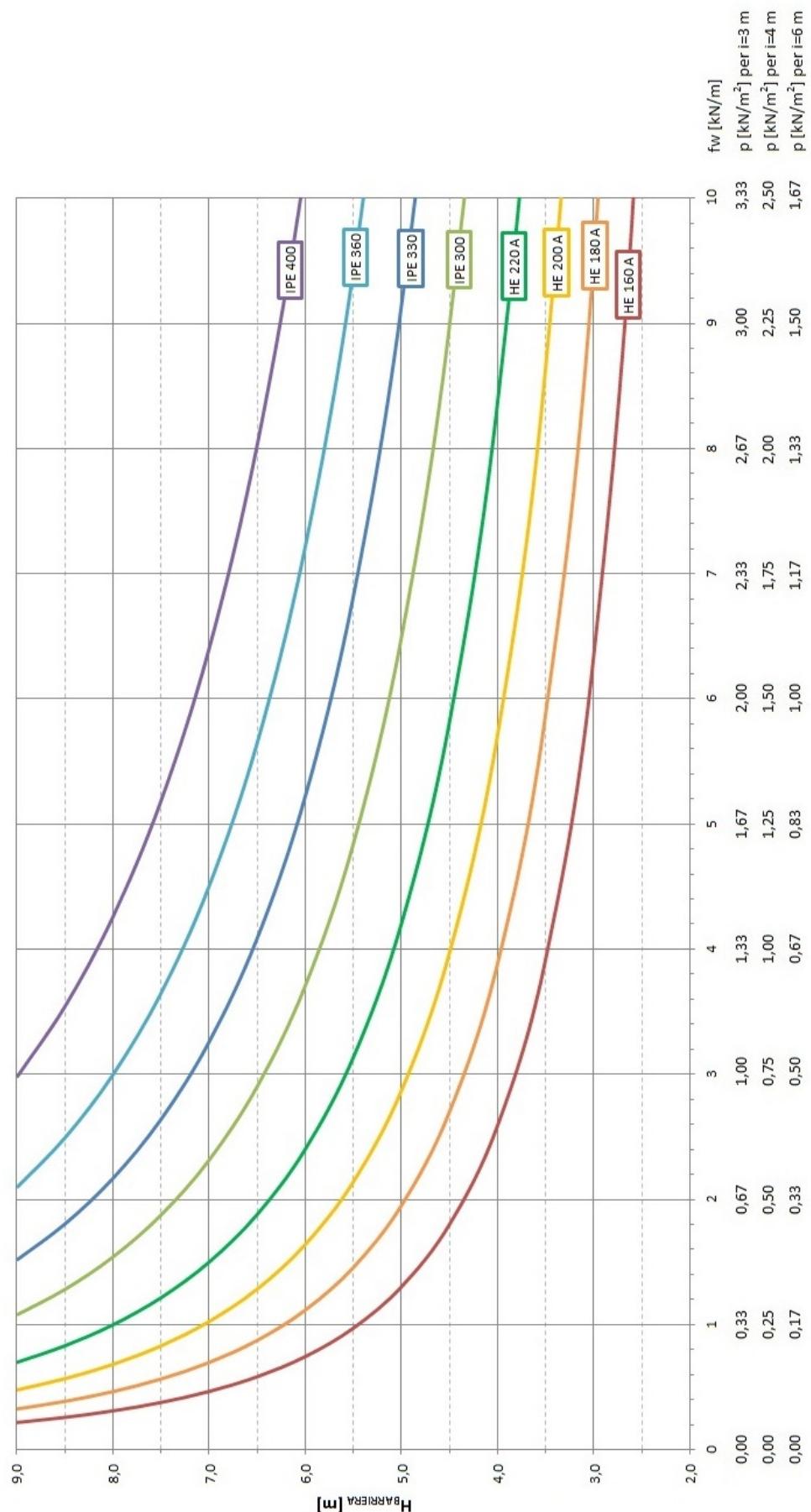
18.1.1 Montanti

Il dimensionamento dei montanti viene effettuato in maniera grafica prendendo a riferimento il diagramma di seguito riportato. Noti l'interasse tra i montanti "i", l'altezza del montante "H" e l'altezza del terreno su cui è installata la barriera "z", è possibile dapprima calcolare la pressione agente sul montante "p", e successivamente definire il profilo da impiegare scegliendo tra quelli indicati (HE160A, HE180A, HE200A, HE220A, IPE300, IPE330, IPE360, IPE400).

Le diverse curve sono state costruite definendo la pressione che porta al soddisfacimento della verifica di deformabilità all'80%. Tale verifica risulta essere quella dimensionante e maggiormente critica fra le diverse verifiche effettuate sui montanti. Inoltre, si è scelto di assumere un margine di sicurezza, ovvero $\delta_{max} = 0.8 \delta_{ammissibile}$, perché dall'esperienza si è visto che in tale modo si riesce a superare anche la verifica di deformabilità dell'intero sistema elevazione-fondazione senza criticità. Pertanto le pressioni massime associate ad ogni altezza e tipologia di profilo possono essere determinate come:

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_{ammissibile}} = \frac{f_w (H - 0.1)^4 / 8EJ}{H/150} = 0.8$$

$$p = \frac{f_w}{i} = 0.8 \frac{H}{150} \frac{8EJ}{(H - 0.1)^4 i}$$



Il grafico porta quindi ai seguenti risultati:

Montanti di bordo:

H [m]	Interasse montanti i = 4,00 m				
3,0	HE 160 A	fino a p = 1,59 kN/m ²	-	HE 180 A	fino a p = 2,38 kN/m ²
3,5	HE 180 A	fino a p = 1,47 kN/m ²	-	HE 200 A	fino a p = 2,17 kN/m ²
4,0	HE 200 A	fino a p = 1,43 kN/m ²	-	HE 220 A	fino a p = 2,10 kN/m ²
4,5	HE 220 A	fino a p = 1,45 kN/m ²	-	IPE 300	fino a p = 2,25 kN/m ²
5,0	IPE 300	fino a p = 1,62 kN/m ²	-	IPE 330	fino a p = 2,29 kN/m ²

H [m]	Interasse montanti i = 3,00 m				
5,0	HE 220 A	fino a p = 1,40 kN/m ²	-	IPE 300	fino a p = 2,16 kN/m ²
5,5	IPE 300	fino a p = 1,61 kN/m ²	-	IPE 330	fino a p = 2,27 kN/m ²
6,0	IPE 300	fino a p = 1,24 kN/m ²	-	IPE 330	fino a p = 1,74 kN/m ²
6,5	IPE 330	fino a p = 1,36 kN/m ²	-	IPE 360	fino a p = 1,88 kN/m ²
7,0	IPE 360	fino a p = 1,50 kN/m ²	-	IPE 360	fino a p = 1,50 kN/m ²

Montanti di corrente:

H [m]	Interasse montanti i = 6,00 m				
3,0	HE 160 A	fino a p = 1,06 kN/m ²	-	HE 180 A	fino a p = 1,59 kN/m ²
3,5	HE 200 A	fino a p = 1,44 kN/m ²	-	HE 220 A	fino a p = 2,12 kN/m ²
4,0	HE 220 A	fino a p = 1,40 kN/m ²	-	IPE 300	fino a p = 2,16 kN/m ²
4,5	IPE 300	fino a p = 1,50 kN/m ²	-	IPE 330	fino a p = 2,11 kN/m ²
5,0	IPE 330	fino a p = 1,52 kN/m ²	-	IPE 360	fino a p = 2,11 kN/m ²

H [m]	Interasse montanti i = 4,00 m				
5,0	IPE 300	fino a p = 1,62 kN/m ²	-	IPE 330	fino a p = 2,29 kN/m ²
5,5	IPE 300	fino a p = 1,21 kN/m ²	-	IPE 330	fino a p = 1,71 kN/m ²
6,0	IPE 330	fino a p = 1,31 kN/m ²	-	IPE 360	fino a p = 1,80 kN/m ²
6,5	IPE 360	fino a p = 1,41 kN/m ²	-	IPE 400	fino a p = 2,01 kN/m ²
7,0	IPE 360	fino a p = 1,13 kN/m ²	-	IPE 400	fino a p = 1,60 kN/m ²

18.1.2 Collegamento di base montante-fondazione

Il collegamento è costituito da una piastra in acciaio, su cui viene saldato il profilo, e da costole di irrigidimento della piastra stessa. L'ancoraggio delle barriere avviene mediante tirafondi dotati di rosetta di estremità (o piastra di ancoraggio) per migliorare l'aderenza.

Ad ogni profilo impiegato è associato un sistema di collegamento standard (piastre di base, irrigidimenti, saldature, tirafondi e rosette/piastre di estremità) dimensionato al fine di resistere alle massima sollecitazioni che il montante stesso può trasferire.

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche del collegamento per ciascun montante.

			PROFILO IPE				
			IPE 300	IPE 330	IPE 360	IPE 400	
PIASTRA DI BASE	Base piastra	mm	b_{piastra}	380	380	400	400
	Altezza piastra	mm	h_{piastra}	530	530	620	620
	Spessore piastra	mm	s_{piastra}	35	35	40	40
	Classe acciaio piastra	-	Classe piastra	S 275	S 275	S 275	S 275
	Tensione di rottura acciaio piastra	N/mm ²	$f_{\text{tk}} \text{ piastra}$	430	430	430	430
	Tensione di snervamento acciaio piastra	N/mm ²	$f_{\text{yk}} \text{ piastra}$	275	275	275	275
	Modulo di resistenza della piastra	mm ³	$W_{\text{pl}} \text{ piastra}$	116375	116375	160000	160000
	Area linda resistente a taglio della piastra	mm ²	$A_{\text{v}, \text{linda}}$	13300	13300	16000	16000
	Area netta resistente a taglio della piastra	mm ²	$A_{\text{v}, \text{netta}}$	11305	11095	13480	13180
IRRIGIDIMENTI	Numero irrigidimenti	-	$n_{\text{irrigidimenti}}$	2	2	2	2
	Spessore irrigidimenti	mm	$s_{\text{irrigidimenti}}$	10,7	11,5	12,7	13,5
	Altezza irrigidimenti	mm	$h_{\text{irrigidimenti}}$	180	180	180	180
	Area resistente a taglio degli irrigidimenti	mm ²	$A_{\text{v}, \text{irrigidimenti}}$	3852	4140	4572	4860
	Distanza irrigidimenti dal bordo	mm	$d_{\text{irr-bordo}}$	20	20	20	20
	Raggio foro irrigidimento	mm	$r_{\text{raggio foro}}$	20	20	20	20
	Lunghezza irrigidimenti // all'anima	mm	$L_{\text{irr // anima}}$	95	80	110	90
	Lunghezza irrigidimenti // alle ali	mm	$L_{\text{irr // ali}}$	95	90	95	90
SALDATURE	Rapporto tra spessore cordone e spessore elemento	%	s/t	0,7	0,7	0,7	0,7
	Rapporto tra altezza di gola e spessore elemento	%	a/t	0,5	0,5	0,5	0,5
	Altezza di gola cordone saldatura anima	mm	a_{anima}	3,55	3,75	4,00	4,30
	Altezza di gola cordone saldatura ali e irrigidimenti	mm	$a_{\text{rif e ali}}$	5,35	5,75	6,35	6,75
	Lunghezza cordoni anima	mm	$l_{\text{cordoni anima}}$	249	271	299	331
	Lunghezza cordoni esterni ali	mm	$l_{\text{cordoni ali esterni}}$	150	160	170	180
	Lunghezza cordoni interni ali	mm	$l_{\text{cordoni ali interni}}$	56	58	63	65
	Lunghezza cordoni irrigidimenti // anima	mm	$l_{\text{cordoni rif vert}}$	75	60	90	70
	Lunghezza cordoni irrigidimenti // ali	mm	$l_{\text{cordoni rif oriz}}$	75	70	75	70
	Area a taglio della saldatura	mm ²	$A_{\text{v}, \text{saldatura}}$	4975	4793	6961	6627
TIRAFONDI	Momento d'inerzia della saldatura	mm ⁴	$J_{\text{el}, \text{saldatura}}$	2,76E+08	3,05E+08	5,26E+08	5,74E+08
	Modulo di resistenza elastico della saldatura	mm ³	$W_{\text{el}, \text{saldatura}}$	1,13E+06	1,24E+06	1,81E+06	1,98E+06
	Tipo tirafondi	-	Tirafondi	M18	M20	M20	M22
	Diametro del bullone (tirafondo)	mm	d_{bull}	18	20	20	22
	Diametro del foro sulla piastra	mm	d_{foro}	19	21	21	23,5
	Area resistente tirafondo	mm ²	A_{res}	192	245	245	303
	Numero totale di tirafondi	-	$n_{\text{tirafondi}}$	6	6	6	6
	Numero di tirafondi per lato	-	$n_{\text{tirafondi per lato}}$	3	3	3	3
	Classe dei tirafondi	-	Classe bull	8,8	8,8	8,8	8,8
	Tensione di rottura dei tirafondi	N/mm ²	f_{tb}	800	800	800	800
COPPIA DI SERRAGGIO	Tensione di snervamento dei tirafondi	N/mm ²	f_{yb}	649	649	649	649
	Distanza bullone dal bordo superiore o inferiore	mm	$d_{\text{bull-bordo}} (e_1)$	50	50	50	50
	Distanza bullone dal bordo laterale	mm	$d_{\text{bull-bordo}} (e_2)$	50	50	50	50
	Interasse bulloni trasversale	mm	$i_{\text{bull trav}} (p_1)$	430	430	520	520
	Interasse bulloni longitudinale	mm	$i_{\text{bull long}} (p_2)$	140	140	150	150
	Lunghezza tirafondi	mm	l_{tir}	400	400	400	400
	Fattore di riduzione della coppia di serraggio	-	ρ	0,8	0,8	0,8	0,8
	Coefficiente per coppia di serraggio	-	k	0,16	0,16	0,16	0,16
ROSETTE	Tensione di precarico nel tirafondo	N/mm ²	$\sigma_{p,C}$	448,00	448,00	448,00	448,00
	Forza di precarico nel tirafondo	kN	$F_{p,C}$	86,02	109,76	109,76	135,74
	Coppia di serraggio dei bulloni	Nm	$M_{p,C}$	248	351	351	478
	Tensione di precarico nel tirafondo di progetto	N/mm ²	$\sigma_{p,Cd}$	407,27	407,27	407,27	407,27
	Forza di precarico nel tirafondo di progetto	kN	$F_{p,Cd}$	78,20	99,78	99,78	123,40
ROSETTE	Coppia di serraggio dei bulloni di progetto	Nm	$M_{p,Cd}$	225	319	319	434
	Diametro rosetta	mm	D_{rosetta}	120	150	150	150
	Spessore rosetta	mm	$s_{\text{p,rosetta}}$	15	15	15	15

			PROFILI HE A			
			HE 160 A	HE 200 A	HE 220 A	
PIASTRA DI BASE	Base piastra	mm	b_{piastra}	360	400	420
	Altezza piastra	mm	h_{piastra}	360	400	420
	Spessore piastra	mm	s_{piastra}	25	25	30
	Classe acciaio piastra	-	Classe piastra	S 275	S 275	S 275
	Tensione di rottura acciaio piastra	N/mm ²	$f_{tk \text{ piastra}}$	430	430	430
	Tensione di snervamento acciaio piastra	N/mm ²	$f_{yk \text{ piastra}}$	275	275	275
	Modulo di resistenza della piastra	mm ³	$W_{pl \text{ piastra}}$	56250	62500	94500
	Area linda resistente a taglio della piastra	mm ²	$Av_{\text{piastra linda}}$	9000	10000	12600
	Area netta resistente a taglio della piastra	mm ²	$Av_{\text{piastra netta}}$	7575	8575	10710
IRRIGIDIMENTI	Numero irrigidimenti	-	$n_{\text{irrigidimenti}}$	2	2	2
	Spessore irrigidimenti	mm	$s_{\text{irrigidimenti}}$	9	10	11
	Altezza irrigidimenti	mm	$h_{\text{irrigidimenti}}$	180	180	180
	Area resistente a taglio degli irrigidimenti	mm ²	$Av_{\text{irrigidimenti}}$	3240	3600	3960
	Distanza irrigidimenti dal bordo	mm	$d_{\text{irr-bordo}}$	20	20	20
	Raggio foro irrigidimento	mm	$raggio_{\text{foro}}$	20	20	20
	Lunghezza irrigidimenti // all'anima	mm	$L_{\text{irr // anima}}$	84	85	85
SALDATURE	Lunghezza irrigidimenti // alle ali	mm	$L_{\text{irr // ali}}$	80	80	80
	Rapporto tra spessore cordone e spessore elemento	%	s/t	0,7	0,7	0,7
	Rapporto tra altezza di gola e spessore elemento	%	a/t	0,5	0,5	0,5
	Altezza di gola cordone saldatura anima	mm	a_{anima}	3,00	3,25	3,50
	Altezza di gola cordone saldatura ali e irrigidimenti	mm	$a_{\text{rif e ali}}$	4,50	5,00	5,50
	Lunghezza cordoni anima	mm	$l_{\text{cordoni anima}}$	104	134	152
	Lunghezza cordoni esterni ali	mm	$l_{\text{cordoni ali esterni}}$	160	200	220
	Lunghezza cordoni interni ali	mm	$l_{\text{cordoni ali interni}}$	62	79	89
	Lunghezza cordoni irrigidimenti // anima	mm	$l_{\text{cordoni rinf vert}}$	64	65	65
	Lunghezza cordoni irrigidimenti // ali	mm	$l_{\text{cordoni rinf oriz}}$	60	60	60
	Area a taglio della saldatura	mm ²	$Av_{\text{saldatura}}$	2928	3471	3924
TIRAFONDI	Momento d'inerzia della saldatura	mm ⁴	$J_{el \text{ saldatura}}$	6,37E+07	1,08E+08	1,45E+08
	Modulo di resistenza elastico della saldatura	mm ³	$W_{el \text{ saldatura}}$	3,98E+05	6,01E+05	7,61E+05
	Tipo tirafondi	-	Tirafondi	M18	M18	M20
	Diametro del bullone (tirafondo)	mm	d_{bull}	18	18	20
	Diametro del foro sulla piastra	mm	d_{foro}	19	19	21
	Area resistente tirafondo	mm ²	A_{res}	192	192	245
	Numero totale di tirafondi	-	$n_{\text{tirafondi}}$	6	6	6
	Numero di tirafondi per lato	-	$n_{\text{tirafondi per lato}}$	3	3	3
	Classe dei tirafondi	-	Classe bull	8.8	8.8	8.8
	Tensione di rottura dei tirafondi	N/mm ²	f_{tb}	800	800	800
COPPIA DI SERRAGGIO	Tensione di snervamento dei tirafondi	N/mm ²	f_{yb}	649	649	649
	Distanza bullone dal bordo superiore o inferiore	mm	$d_{\text{bull-bordo}} (e_1)$	50	50	50
	Distanza bullone dal bordo laterale	mm	$d_{\text{bull-bordo}} (e_2)$	50	50	50
	Interasse bulloni trasversale	mm	$i_{\text{bull transv}} (p_1)$	260	300	320
	Interasse bulloni longitudinale	mm	$i_{\text{bull long}} (p_2)$	130	150	160
	Lunghezza tirafondi	mm	l_{tir}	400	400	400
	Fattore di riduzione della coppia di serraggio	-	ρ	0,8	0,8	0,8
ROSETTE	Coefficiente per coppia di serraggio	-	k	0,16	0,16	0,16
	Tensione di precarico nel tirafondo	N/mm ²	$\sigma_{p,c}$	448,00	448,00	448,00
	Forza di precarico nel tirafondo	kN	$F_{p,c}$	86,02	86,02	109,76
	Coppia di serraggio dei bulloni	Nm	$M_{p,c}$	248	248	351
	Tensione di precarico nel tirafondo di progetto	N/mm ²	$\sigma_{p,Cd}$	407,27	407,27	407,27
	Forza di precarico nel tirafondo di progetto	kN	$F_{p,Cd}$	78,20	78,20	99,78
	Coppia di serraggio dei bulloni di progetto	Nm	$M_{p,Cd}$	225	225	319
	Diametro rosetta	mm	D_{rosetta}	120	120	120
	Spessore rosetta	mm	sp_{rosetta}	15	15	15

18.2 ELEVAZIONE DELLE BARRIERE INTEGRATE

Come descritto nel relativo capitolo, per la verifica dell'elevazione delle barriere integrate sarà sufficiente verificare che, per le diverse altezze strutturali dei montanti, la pressione del vento agente sia inferiore a quella massima di seguito riportata.

Pressione massima	Lunghezza montante	L	[m]	3	4	5
	Pressione massima per flessione con momento plastico	$p_{max,pl}$	[kN/m ²]	4,23	2,38	1,52
	Pressione massima per flessione con momento elastico	$p_{max,el}$	[kN/m ²]	3,80	2,14	1,37

18.3 ANCORAGGI CHIMICI DELLE BARRIERE INTEGRATE

18.3.1 Ipotesi di calcolo

18.3.1.1 *Ancorante chimico (resine per tasselli)*

Per i tasselli delle barriere integrate si farà riferimento ad un ancorante chimico avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di $\tau_{Rk,ucr} = 18 \text{ MPa}$.

Si considera un ancorante con resina chimica vinilestere di tipo **HIT-HY 200-A** (resina ibrida uretano metacrilato con cemento) e barra filettata **HIT-V classe 8.8**, o equivalente.

18.3.1.2 *Calcestruzzo*

Nelle verifiche di seguito riportate si utilizza l'ipotesi di **calcestruzzo non fessurato**.

Dato che le barriere integrate saranno installate sia su nuove fondazioni (calcestruzzo C28/35) che su opere esistenti, a favore di sicurezza, si assume una classe di calcestruzzo pari a **C25/30** (rappresentativa delle condizioni più gravose del calcestruzzo costituente le opere esistenti site lungo il percorso autostradale) ridotta di un fattore di confidenza pari a **FC=1.35** corrispondente ad un livello di conoscenza "**LC1 – Conoscenza limitata**".

Caso	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
------	------	--------------------	-----------------

MATERIALI

Calcestruzzo				
Classe cls	[]	C25/30	C25/30	C25/30
LC	[]	LC1	LC1	LC1
FC	[]	1,35	1,35	1,35
fck	[MPa]	18,5	18,5	18,5
Rck	[MPa]	22,2	22,2	22,2
Fessurazione	[]	No	No	No

: classe del calcestruzzo dell'elemento su cui è ancorata la barriera
 : livello di conoscenza dell'elemento su cui è ancorata la barriera
 : fattore di confidenza
 : resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni
 : resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
 : si = fessurato / no = non fessurato

18.3.1.3 Coefficienti parziali di sicurezza

I coefficienti parziali dei materiali per le combinazioni ECC (combinazione dovuta all'urto) sono posti pari a **1,00** come previsto dalle NTC2018.

4.1.4 VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Le resistenze di calcolo dei materiali riferite ad una specifica situazione di verifica si ottengono con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- calcestruzzo e aderenza con le armature $\gamma_c = 1,0$
- acciaio d'armatura $\gamma_s = 1,0$

Il coefficiente parziale per il calcestruzzo sottoposto a compressione per le combinazioni SLU (combinazione dovuta al vento) è posto pari a **1,50** come previsto dalle NTC2018.

Come riportato nel certificato ETA-11/0493 della resina HIT-HY 200-A, il sistema raggiunge **alti valori di sicurezza nell'installazione** durante le prove di installazione, pertanto si assumono i seguenti coefficienti relativi alla sicurezza d'installazione degli ancoranti:

CARICO DI TRAZIONE $\gamma_{2,N} = 1,00$

CARICO DI TAGLIO $\gamma_{2,V} = 1,00$

Conseguentemente i coefficienti parziali di sicurezza associati ai diversi meccanismi di rottura, per le combinazioni STR ed ECC, sono di seguito riportati:

Caso Stato limite	URTO		VENTO	
	ECC	STR	ECC	STR

Coefficienti di sicurezza

γ_c - STR	[·]	1,50	1,50	: coefficiente parziale ai sicurezza per cls sottoposto a compressione
γ_m - ECC	[·]	1,00	1,00	: coefficiente parziale di sicurezza caso ECC (urto)

γ_1	[·]	1,00	1,00	: coefficiente parziale di sicurezza che tiene conto della distribuzione della resistenza a trazione in cls di cantiere prodotto e stoccato con tecniche abituali
$\gamma_{2,N}$	[·]	1,00	1,00	: coefficiente parziale di sicurezza che tiene conto dell'installazione in sicurezza di un sistema di ancoranti
$\gamma_{2,V}$	[·]	1,00	1,00	

$\gamma_{Mc,N}$	[·]	1,00	1,50	: coefficienti parziali di sicurezza per la rottura del cono di calcestruzzo, collasso
$\gamma_{Mc,V}$	[·]	1,00	1,50	bordo ("pry-out") e "edge failure"

$\gamma_{Msp,N}$	[·]	1,00	1,50	: coefficienti parziali di sicurezza per "splitting"
$\gamma_{Msp,V}$	[·]	1,00	1,50	

$\gamma_{Mp,N}$	[·]	1,00	1,50	: coefficienti parziali di sicurezza per combinazione "concrete cone failure" e "pull-
$\gamma_{Mp,V}$	[·]	1,00	1,50	"out"

$\gamma_{Ms,N}$	[·]	1,00	1,48	: coefficienti parziali di sicurezza per la rottura dell'acciaio
$\gamma_{Ms,V}$	[·]	1,00	1,50	

18.3.1.4 Armature aggiuntive

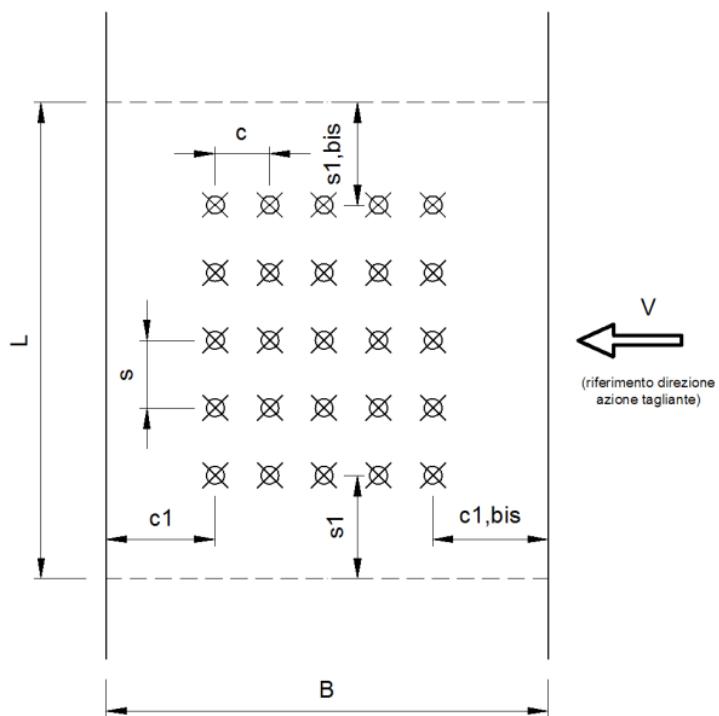
Nel caso in cui uno o più meccanismi sugli inghisaggi non fossero verificati, questi verranno trasferiti ed affidati ad armature aggiuntive, che dovranno essere presenti all'interno dei coni di rottura secondo le modalità descritte successivamente. L'ancoraggio delle **armature aggiuntive** nel cordolo esistente dovrà essere affidato ad un ancorante chimico avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di $\tau_{Rk,ucr} = 14 \text{ MPa}$.

Come descritto nel seguito, sarà necessario inserire doppie barre ad U Ø16/20cm, barre longitudinali costituite da 4Ø12 e staffe Ø10/20cm.

18.3.1.5 Geometria del cordolo

Si è considerato un cordolo con dimensioni pari alle minime possibili, ovvero una larghezza pari a $B=60\text{cm}$ e uno spessore pari a $H=40\text{cm}$.

Si considera una lunghezza dei tasselli pari a $h_{eff} = 310 \text{ mm}$.



Caso	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
------	------	--------------------	-----------------

GEOMETRIA

Ancorante

d,nom	[mm]	24	24	24	: diametro esterno dell'ancorante
Ares	[mm ²]	353	353	353	: sezione trasversale di acciaio sollecitato
d {Øanc}	[mm]	21	21	21	: diametro del corpo dell'ancorante o della barra filettata
heff	[mm]	310	310	310	: profondità effettiva di ancoraggio
hef min	[mm]	96	96	96	: profondità effettiva di ancoraggio minima
hef max	[mm]	480	480	480	: profondità effettiva di ancoraggio massima

Calcestruzzo

B (//c)	[mm]	600	600	600	: Profondità (// c) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
L (//s)	[mm]	2.250	2.250	2.250	: Larghezza (// s) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
H (//h,ef)	[mm]	400	400	400	: Altezza (// h,ef) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
h_min	[mm]	358	358	358	: valore minimo dello spessore dell'elemento di calcestruzzo
n1	[mm]	2	2	2	: numero "righe" (//c) di tirafondi
n2	[mm]	3	3	3	: numero "colonne" (//s) di tirafondi
c1	[mm]	200	120	200	: distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
c,int	[mm]	280	280	280	: interasse ancoraggi (secondo la direzione del taglio !!!)
c1bis	[mm]	120	200	120	: altra distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
s1	[mm]	1.005	1.005	1.005	: distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s,int	[mm]	120	120	120	: interasse ancoraggi (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s1bis	[mm]	1005	1005	1005	: altra distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)

Armatura

Armatura nel calcestruzzo	[·]	No	No	No	: armatura con spaziatura <150 mm o con diametro <10 mm e spaziatura <100 mm
Armatura di bordo rettilinea	[·]	No	No	No	: armatura di bordo rettilinea con diametro ≥12 mm (resistenza a taglio)
Staffe con interasse ristretto	[·]	No	No	No	: staffe con interasse < 100 mm (resistenza a taglio)
Armatura per la fessurazione	[·]	No	No	No	: armatura per il controllo della fessurazione (splitting)

18.3.1.6 Sollecitazioni agenti

Per la condizione di carico da vento, si sono applicate le massime sollecitazioni che il singolo montante possa trasmettere alla struttura di fondazione, ovvero una sollecitazione flessionale pari al momento di plasticizzazione del montante stesso e una sollecitazione tagliante definita conseguentemente.

	URTO	VENTO ($p_{max}=1.52 \text{ kN/m}^2$)
N _{Ed} [kN]	4.66	6.05
V _{Ed} [kN]	75.00	64.19
M _{Ed} [kNm]	75.00	25.68

Caso	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
------	------	--------------------	-----------------

AZIONI SULLA PIASTRA

NSd	[kN]	4,66	6,05	6,05	: sforzo normale alla base del montante agente sulla piastra
MSd	[kNm]	75,00	64,19	64,19	: momento flettente alla base del montante agente sulla piastra
Vsd	[kN]	75,00	25,68	25,68	: taglio alla base del montante agente sulla piastra
αv	[°]	0	0	0	: angolo tra il carico applicato VSd e la direzione perpendicolare all'estremo libero dell'elemento di calcestruzzo
e1	[mm]	0	0	0	: distanza tra carico di taglio e la superficie del calcestruzzo
n=Es/Ec	[·]	15	15	15	: coefficiente di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo
n_tesi	[·]	3	2	3	: numero di ancoranti tesi
n_comp	[·]	0	0	0	: numero di ancoranti compresi
c_tesi	[mm]	60	90	60	: distanza dal bordo teso degli ancoranti tesi
c_comp	[mm]	90	60	90	: distanza dal bordo compresso degli ancoranti compresi
equazione	[·]	0	0	0	: equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al centro di pressione
x	[mm]	137,27	111,63	137,80	: posizione asse neutro (distanza dal lembo compresso della sezione)
σc max	[N/mm²]	8,50	9,62	7,28	: tensione massima di compressione nel calcestruzzo
σs	[N/mm²]	216,12	295,24	184,06	: tensione massima nell'ancorante teso (tensione di sfilamento del singolo ancorante)
σs'	[N/mm²]	0,00	0,00	0,00	: tensione massima nell'ancorante compresso

AZIONI SUL SINGOLO ANCORANTE E SUL GRUPPO DI ANCORANTI

nN	[·]	3	2	3	: numero di ancoranti tesi del gruppo considerato (cfr. con Ac,N)
nV	[·]	5	5	5	: numero di ancoranti resistenti a taglio del gruppo considerato
nV concrete edge	[·]	2	3	2	: numero di ancoranti resistenti a taglio del gruppo considerato per la rottura a taglio del bordo
Singolo ancorante					
N ^s d	[kN]	76,29	104,22	64,97	: azione assiale di sfilamento (massima) del singolo ancorante
V ^s d	[kN]	15,00	5,14	5,14	: taglio (massimo) sul singolo ancorante
V ^s d concrete edge	[kN]	37,50	8,56	12,84	: taglio (massimo) sul singolo ancorante per la rottura del bordo
Gruppo di ancoranti					
N ^g d	[kN]	228,88	208,44	194,91	: azione assiale di sfilamento del gruppo di ancoranti
V ^g d	[kN]	75,00	25,68	25,68	: taglio sul gruppo di ancoranti

18.3.1 Verifiche

18.3.1.1 Verifiche a trazione

Caso	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA		
Rottura dell'acciaio					
N _{RK,S} = A _s *f _{uk}	[kN]	282,40	282,40	282,40	: resistenza caratteristica del SINGOLO ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
γ _{Ms}	[·]	1,00	1,48	1,48	: coefficiente parziale di sicurezza
N _{RK,S} / γ _{Ms}	[kN]	282,40	190,91	190,91	: resistenza di progetto del SINGOLO ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
N _{Sd}	[kN]	76,29	104,22	64,97	: azione assiale di sfilamento (massima) del SINGOLO ancorante
β _N	[·]	0,27	0,55	0,34	

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
Rottura combinata "pull-out" e "concrete cone failure" [cfr. NTC'08 § 4.1.2.1.1.4 - EN 1992.1.1 § 8.4]				
$\tau_{rk,C20/25}$	[MPa]	18	18	18
ψ_c	[-]	1,00	1,00	1,00
τ_{rk}	[MPa]	18,0	18,0	18,0
$N_{RK,p} = \pi * d * h_e * \tau_{rk}$	[kN]	420,72	420,72	420,72
$\tau_{rk,ucr,C20/25}$	[MPa]	18,0	18,0	18,0
$s_{cr,np}$	[mm]	744	744	744
$c_{cr,np}$	[mm]	372	372	372
$A_{op,N}$	[mm ²]	552.960	552.960	552.960
n_{cN}	[-]	1	1	1
$c_{1N\,dis}$	[mm]	480	400	480
c_{intN}	[mm]	0	0	0
c_{1N}	[mm]	120	200	120
$A_{p,N}$	[mm ²]	483.747	562.436	483.747
$\psi_{s,np}$	[-]	0,80	0,86	0,80
n_N	[-]	3	2	3
k	[-]	3,2	3,2	3,2
$\psi_{og,np}$	[-]	1,00	1,00	1,00
$\psi_{g,np}$	[-]	1,00	1,00	1,00
$\psi_{ec,np}$	[-]	1,00	1,00	1,00
$\psi_{re,np}$	[-]	1,00	1,00	1,00
$N_{RK,p}$	[kN]	293,28	368,61	293,28
γ_{Mp}	[-]	1,00	1,50	1,50
$N_{rd,p} = N_{RK,p} / \gamma_{Mp}$	[kN]	293,28	245,74	195,52
N_{g3d}	[kN]	228,88	208,44	194,91
β_N	[-]	0,78	0,85	1,00

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
Rottura del cono di calcestruzzo				
k_1	[-]	10,1	10,1	10,1
$N_{RK,c}^0 = k_1 * \sqrt{f_{ck,0.85} * h_e^{1.5}}$	[kN]	259,87	259,87	259,87
$s_{cr,N}$	[mm]	930	930	930
$c_{cr,N}$	[mm]	465	465	465
A_{cN}^0	[mm ²]	864.900	864.900	864.900
A_{cN}	[mm ²]	684.450	702.000	684.450
$\psi_{s,N}$	[-]	0,78	0,83	0,78
$\psi_{re,N}$	[-]	1,00	1,00	1,00
$\psi_{ec,N}$	[-]	1,00	1,00	1,00
$N_{RK,c}$	[kN]	159,88	174,86	159,88
γ_{Mp}	[-]	1,00	1,50	1,50
$N_{rd,c} = N_{RK,c} / \gamma_{Mp}$	[kN]	159,88	116,58	106,59
N_{g3d}	[kN]	228,88	208,44	194,91
β_N	[-]	1,43	1,79	1,83

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
Resistenza a frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico ("splitting")				
$N_{RK,c}^0 = k_s * \sqrt{f_{ck,cdue} * h_{eff}}^{1,5}$	[kN]	259,87	259,87	259,87
$s_{cr,sp}$	[mm]	1.401	1.401	1.401
$c_{cr,sp}$	[mm]	701	701	701
$A_{c,N}^0$	[mm ²]	1.963.361	1.963.361	1.963.361
$A_{c,N}$	[mm]	984.720	984.720	984.720
$\psi_{s,N}$	[·]	0,75	0,79	0,75
$\psi_{re,N}$	[·]	1,00	1,00	1,00
$\psi_{ec,N}$	[·]	1,00	1,00	1,00
H	[mm]	400	400	400
$\psi_{h,sp}$	[·]	1,08	1,08	1,08
$N_{RK,sp}$	[kN]	105,45	110,26	105,45
γ_{Ms}	[·]	1,00	1,50	1,50
$N_{sd,sp} = N_{RK,sp} / \gamma_{Ms}$	[kN]	105,45	73,51	70,30
N_{sd}	[kN]	228,88	208,44	194,91
β_N	[·]	2,17	2,84	2,77

18.3.1.2 Verifiche a taglio

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
Rottura dell'acciaio				
$V_{RK,s} = 0,5 * A_s * f_{uk}$	[kN]	141,20	141,20	141,20
γ_{Ms}	[·]	1,00	1,50	1,50
$V_{RQ,s} = V_{RK,s} / \gamma_{Ms}$	[kN]	141,20	94,13	94,13
V_{sd}	[kN]	15,00	5,14	5,14
$\beta_V = V_{sd} / V_{RQ,s}$	[·]	0,11	0,05	0,05

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
Rottura per pryout / scalzamento del calcestruzzo				
k_p	[·]	2	2	2
$V_{RK,sp} = \min(k_p * N_{RK,p}; k_p * N_{RK,c})$	[kN]	319,76	349,73	319,76
γ_{Mp}	[·]	1,00	1,50	1,50
$V_{RQ,sp} = V_{RK,sp} / \gamma_{Mp}$	[kN]	319,76	233,15	213,17
V_{sd}	[kN]	75,00	25,68	25,68
β_V	[·]	0,23	0,11	0,12

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura del bordo di calcestruzzo					
k1	[·]	2,4	2,4	2,4	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
α	[·]	0,12	0,16	0,12	: coefficiente funzione della profondità di ancoraggio
β	[·]	0,07	0,07	0,07	: coefficiente funzione del diametro dell'ancorante
$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{eff}^\beta \cdot (\sqrt{f_{ck,use}}) \cdot c_1^{1.5}$	[kN]	69,19	37,57	69,19	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante posto in calcestruzzo fessurato e caricato perpendicolarmente al bordo
n_v	[·]	2	3	2	: numero di ancoranti resistenti a taglio del gruppo considerato
A_{cv}^0	[mm ²]	180.000	64.800	180.000	: area di base del cono di calcestruzzo di un singolo ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo non influenzata (...)
n_{cv}	[·]	2	2	2	
c_{1v}	[mm]	200	120	200	
$c_{int,v}$	[mm]	280	280	280	
$c_{1bis,v}$	[mm]	120	200	120	
A_{cv}	[mm ²]	252.000	108.000	252.000	: area effettiva della base del cono di calcestruzzo dell'ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo
$\psi_{s,v}$	[·]	1,00	1,00	1,00	: fattore che considera l'influenza sulla resistenza a taglio della distribuzione delle sollecitazioni nel calcestruzzo per la vicinanza degli ancoranti ad ulteriori bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{n,v}$	[·]	1,00	1,00	1,00	: fattore che considera il fatto che la resistenza a taglio non diminuisce proporzionalmente allo spessore dell'elemento come ipotizzato nel rapporto $A_c, V/A_{0c}, V$
α_v	[°]	0	0	0	: angolo tra il carico applicato VSd e la direzione perpendicolare all'estremo libero dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{a,v}$	[·]	1,00	1,00	1,00	: fattore che considera α_v
$\psi_{ec,v}$	[·]	1,00	1,00	1,00	: fattore che considera l'effetto di gruppo quando differenti carichi di taglio agiscono sui singoli ancoranti del gruppo
$\psi_{re,v}$	[·]	1,00	1,00	1,00	: fattore che considera la posizione dell'ancorante in calcestruzzo fessurato o non fessurato
$V_{Rk,c}^0$	[kN]	96,86	62,61	96,86	: resistenza caratteristica in caso di rottura del bordo di calcestruzzo è data dall'equazione
γ_{Mc}	[·]	1,00	1,50	1,50	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,c}^0 = V_{Rk,c}^0 / \gamma_{Mp}$	[kN]	96,86	41,74	64,57	: resistenza di progetto di <u>un ancorante</u> ...
V_{Sd}	[kN]	75,00	25,68	25,68	: taglio agente sul <u>GRUPPO di ancoranti</u>
$\beta_v = V_{Sd}^0 / V_{Rd,c}^0$	[·]	0,77	0,62	0,40	

18.3.1.3 Verifiche con armatura integrativa

Tipo verifica	[·]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Tipo barriera					
Dist anc. long	[mm]	Integrata	Integrata	Integrata	: tipo barriera
h_{eff}	[mm]	240	240	240	: distanza tra gli ancoraggi in direzione parallela all'asse stradale
Dist anc. max	[mm]	310	310	310	: profondità effettiva di ancoraggio
$B_{armatura}$	[mm]	232,5	232,5	232,5	: distanza massima dell'armatura dall'ancoraggio per essere considerata efficace ($0,75 \cdot h_{eff}$)
Iato cono	[mm]	705	705	705	: lunghezza in direzione parallela all'asse stradale in cui l'armatura è efficace
B cono long	[mm]	465	465	465	: lunghezza della proiezione del lato inclinato del cono ($1,5 \cdot h_{eff}$)
		1170	1170	1170	: base maggiore del cono in direzione longitudinale

Tipo verifica	[·]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
---------------	-----	------	--------------------	-----------------

ARMATURA INTEGRATIVA

Barre ad U

$\varnothing_{\text{barre ad U}}$	[mm]	16	16	16	: diametro delle barre ad U di armatura integrativa
l_{bd}	[mm]	160	160	160	: lunghezza di ancoraggio (100)
passo barre	[mm]	200	200	200	: passo tra le barre ad U (in direzione longitudinale)
n. bracci	[·]	2	1	2	: numero bracci per ogni barra ad U all'interno del cono di rottura
n. barre ad U nel cono	[·]	3	3	3	: numero barre ad U intercettate all'interno della zona effettiva del cono di rottura

Armatura longitudinale

$\varnothing_{\text{barre long}}$	[mm]	12	12	12	: diametro delle barre longitudinali integrative
n. barre long	[·]	4	4	4	: numero barre longitudinali integrative
$A_{\text{e barra long}}$	[mm ²]	113	113	113	: area singola barra longitudinale

Staffe

$\varnothing_{\text{staffe}}$	[mm]	10	10	10	: diametro delle staffe integrative
n. bracci staffe	[·]	2	2	2	: numero bracci della singola staffa integrativa
$A_{\text{e staffe}}$	[mm ²]	157	157	157	: area singola staffa integrativa moltiplicata per il numero di bracci
passo staffe	[mm]	200	200	200	: passo tra le staffe (in direzione longitudinale)

Tipi di verifica

Tipo verifica	[·]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
---------------	-----	------	--------------------	-----------------

AZIONI SUL GRUPPO DI ANCORANTI

N_{sk} gruppo anc.	[kN]	228,88	208,44	194,91	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti
V_{sk} gruppo anc.	[kN]	75,00	25,68	25,68	: taglio agente sul GRUPPO di ancoranti
γ_L	[·]	1	1,5	1,5	: coefficiente parziale di sicurezza per i carichi

Tipi di verifica

Tipo verifica	[·]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
---------------	-----	------	--------------------	-----------------

ARMATURA A TRAZIONE (ROTTURA DEL CONO DI CALCESTRUZZO)

$\tau_{rk} = f_{ck}/\alpha_2$	[N/mm ²]	11,25	9,78	9,78	: incremento di tensione di aderenza del sistema barra-ancorante-clis
n. bracci totali	[·]	6	3	6	: numero bracci totali previsti all'interno del cono di rottura
N_{sk} barra	[kN]	38,15	69,48	32,49	: azione assiale di sfilamento (massima) della SINGOLA barra
σ barra	[N/mm ²]	189,72	345,56	161,57	: tensione di sfilamento della singola barra
N_{rd}	[kN]	90,48	78,68	78,68	: sforzo normale resistente di progetto
N_{sk}/N_{rd}	[·]	0,42	0,88	0,41	: verifica

Tipi di verifica

Tipo verifica	[·]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
---------------	-----	------	--------------------	-----------------

ARMATURA A TRAZIONE (RESISTENZA A FRANTUMAZIONE SUPERFICIALE DEL CALCESTRUZZO SOTTO CARICO "SPLITTING")

N_{sk} gruppo anc.	[kN]	228,88	138,96	129,94	: carico caratteristico di trazione gruppo ancoraggi
$F_{sp,k}$	[kN]	114,44	69,48	64,97	: forza di fessurazione caratteristica (0,5*Nsk)
$F_{sp,d}$	[kN]	114,44	104,22	97,46	: forza di fessurazione di calcolo
$A_{\text{barre long nec}}$	[mm ²]	254	266	249	: area delle barre longitudinali necessarie
n. barre long necessarie	[·]	2,2	2,4	2,2	: numero di barre longitudinali necessarie all'interno della zona effettiva del cono di rottura
$R_{sp,d}$	[kN]	203,58	177,02	177,02	: resistenza di fessurazione di calcolo
$F_{sp,c}/R_{sp,d}$	[·]	0,56	0,59	0,55	: verifica

Tipo verifica	[-]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
---------------	-------	------	--------------------	-----------------

ARMATURA A TAGLIO (ROTTURA DEL BORDO DI CALCESTRUZZO)

V _{sd} gruppo anc.	[kN]	75,00	25,68	25,68	: taglio agente sul GRUPPO di ancoranti
A _{staffe nec}	[mm ²]	167	66	66	: area delle staffe necessarie
n. staffe necessarie	[-]	1,1	0,4	0,4	: numero di staffe necessarie all'interno della zona effettiva del cono di rottura
T _{staffe}	[N/mm ²]	159,15	54,48	54,48	: tensione nella singola staffa
V _{rd}	[kN]	212,06	184,40	184,40	: resistenza a trazione delle staffe all'interno della zona effettiva del cono di rottura
V _{sa} /V _{rd}	[-]	0,35	0,14	0,14	: verifica

Tipo verifica	[-]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA
N_acciaio	SFORZO NORMALE	0,27	0,55	0,34
N_"pull-out"+"c.c.f."		0,78	0,85	1,00
N_cono		0,00	0,00	0,00
N_"splitting"		0,00	0,00	0,00
V_acciaio	TAGLIO	0,11	0,05	0,05
V_pryout		0,23	0,11	0,12
V_bordo		0,00	0,00	0,00
Combinata: $\beta_N + \beta_V \leq 1.20$		1,01	0,96	1,12
				COMBINATA

18.4 CONSIDERAZIONI SUL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Il dimensionamento delle opere di fondazione è funzione delle:

- sollecitazioni trasmesse dalle opere in elevazione (precedentemente determinate);
- caratteristiche meccaniche dei terreni (così come individuate nella "Relazione geotecnica di caratterizzazione").

Le verifiche delle sottofondazioni sono effettuate applicando i coefficienti di sicurezza relativi alla Combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2.

Tra le diverse verifiche strutturali e geotecniche delle opere di fondazione profonde, le verifiche geotecniche ai carichi assiali (portanza verticale) e trasversali (carichi orizzontali) risultano essere quelle dimensionanti dati il tipo di struttura e i carichi agenti. Per il dimensionamento dei pali/micropali quindi si fa riferimento a tali verifiche per la definizione della lunghezza e dell'armatura del palo/micropalo stesso. In particolare, data la tipologia di struttura, i carichi assiali risultano essere esigui dato il modesto peso della struttura, mentre i carichi trasversali sono rilevanti essendo le azioni taglienti da vento le sollecitazioni predominanti.

Il dimensionamento è effettuato tramite abachi costruiti ad hoc che permettono di ottenere, in maniera rapida e diffusa sull'intera lunghezza degli interventi, un primo dimensionamento delle opere di sottofondazione. Per un dettaglio superiore del dimensionamento si rimanda al successivo Progetto Esecutivo.

18.5 PALI DI SOTTOFONDAZIONE

Tra le diverse verifiche strutturali e geotecniche dei pali di fondazione, le verifiche geotecniche ai carichi assiali (portanza verticale) e trasversali (carichi orizzontali) risultano essere quelle dimensionanti dati il tipo di struttura e i carichi agenti. Per il dimensionamento dei pali quindi si fa riferimento a tali verifiche per la definizione della lunghezza (pari al massimo valore ottenuto dalle due verifiche geotecniche) e dell'armatura del palo stesso (data dal superamento della verifica ai carichi trasversali).

Nelle verifiche ai carichi assiali (portanza verticale) si fa riferimento ai criteri descritti nel relativo capitolo, considerando un peso specifico del terreno pari a 20 kN/m^3 e un diametro pari a 60cm, considerando il solo contributo di portanza laterale.

Si riportano diversi casi di analisi di seguito riepilogati:

- Terreno granulare (caratterizzato dall'angolo di attrito interno φ') e terreno coesivo (caratterizzato dalla coesione non drenata c_u);
- Terreno con assenza di falda e sotto falda (tale distinzione ha conseguenze esclusivamente sui terreni granulari).

Per tutti i casi si considerano tre lunghezze pari a 6.00, 7.00 e 8.00m.

Nelle verifiche ai carichi trasversali si fa riferimento alla Teoria di Broms, considerando la condizione di palo con testa libera di ruotare con eccentricità nulla del carico rispetto alla testa del palo ($e=0$) e un diametro pari a 60cm.

Si riportano diversi casi di analisi di seguito riepilogati:

- Terreno granulare (caratterizzato dall'angolo di attrito interno φ') e terreno coesivo (caratterizzato dalla coesione non drenata c_u);
- Terreno con assenza di falda (per cui si assume un peso specifico del terreno pari a 20 kN/m^3) e sotto falda (per cui si assume un peso specifico del terreno pari a 10 kN/m^3);
- Piano campagna orizzontale ($\alpha=0^\circ$) e con inclinazione massima ($\alpha=\varphi$).

Per tutti i casi si considerano tre tipologie di armature pari a 14Ø16, 14Ø20 e 14Ø24.

Se non diversamente specificato, il comportamento a "palo lungo" risulta essere quello predominante.

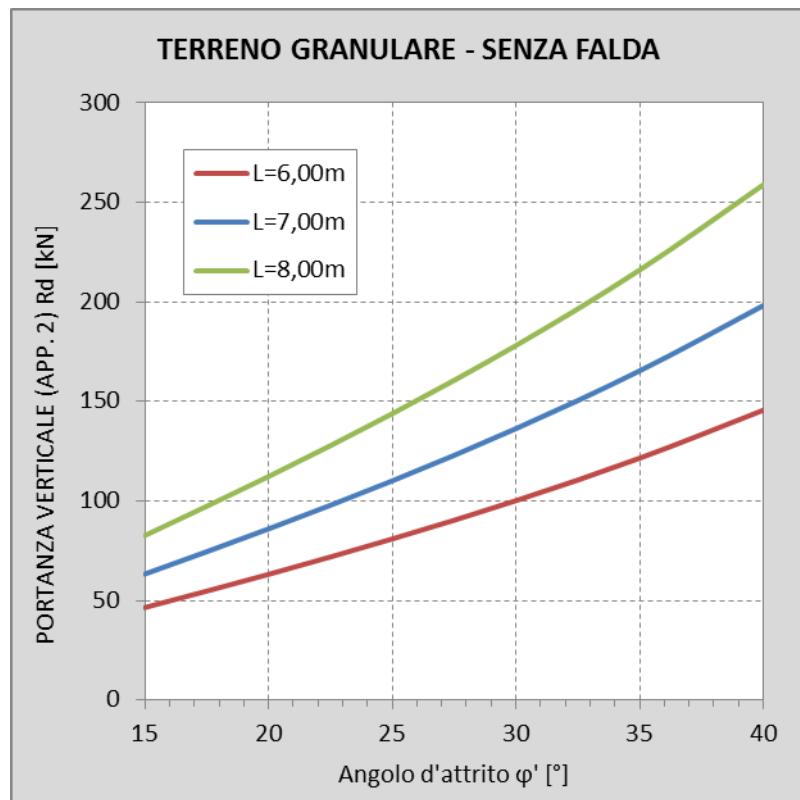
Si evidenzia, che data la tipologia di struttura, i carichi assiali risultano essere esigui dato il modesto peso della struttura, mentre i carichi trasversali sono rilevanti essendo le azioni taglienti da vento le sollecitazioni predominanti.

Tutti i valori di seguito riportati sono determinati applicando i coefficienti di sicurezza relativi alla Combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2.

18.5.1 Terreni granulari

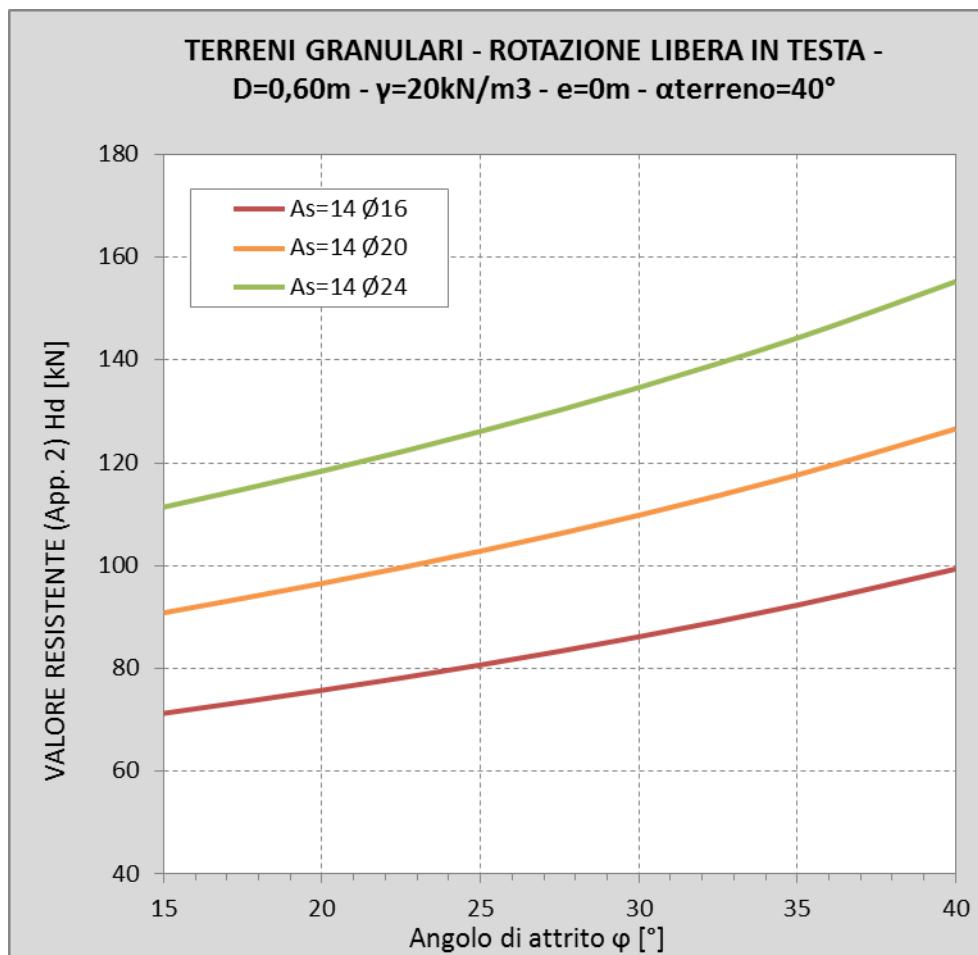
18.5.1.1 Terreni granulari sopra falda

PORTANZA VERTICALE



PORTANZA VERTICALE (APP. 2)				
TERRENO GRANULARE - SENZA FALDA				
R_d [kN]	Lunghezza palo L [m]			
	6	7	8	
Angolo d'attrito φ' [°]	15	46,50	63,30	82,67
	20	63,17	85,98	112,30
	25	80,93	110,15	143,87
	30	100,20	136,38	178,13
	35	121,52	165,40	216,04
	40	145,63	198,21	258,89

RESISTENZA AI CARICHI TRASVERSALI: Piano campagna orizzontale ($\alpha_{terreno}=0^\circ$)



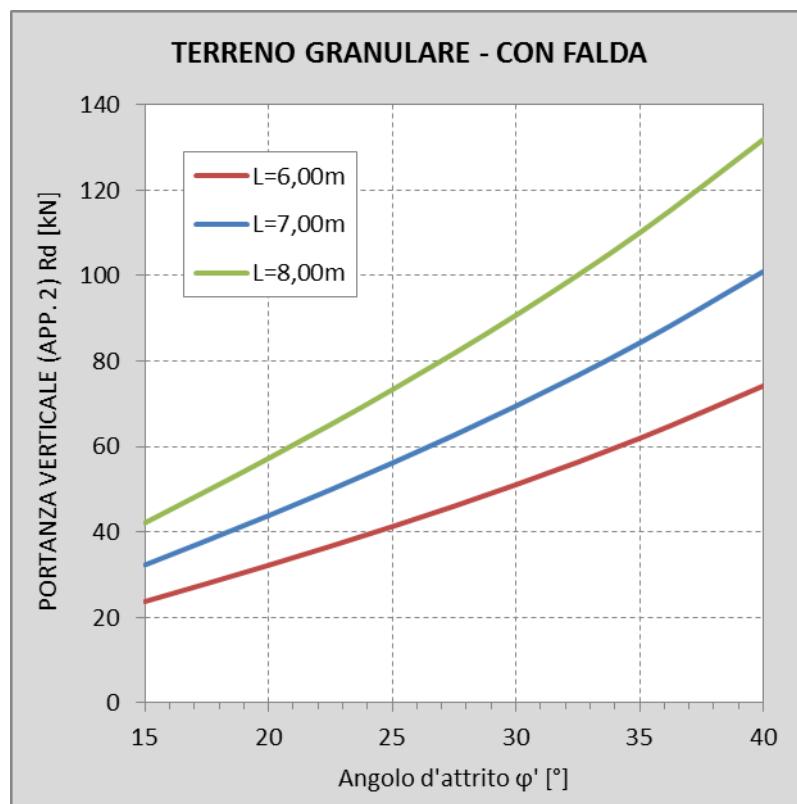
VALORE RESISTENTE (App. 2) Hd [kN]				
γ [kN/m ³]	20	Armatura palo As e momento resistente [kNm]		
e [m]	0	14 Ø16	14 Ø20	14 Ø24
α [°]	0	238,3	342,8	465,5
Angolo di attrito φ [°]	15	71,29	90,85	111,40
	20	75,78	96,56	118,41
	25	80,70	102,84	126,11
	30	86,18	109,82	134,67
	35	92,34	117,66	144,29
	40	99,37	126,62	155,27

RESISTENZA AI CARICHI TRASVERSALI: Piano campagna con inclinazione massima ($\alpha_{terreno}=\varphi$)

As (My [kNm])	14 Ø16 (238,3)	14 Ø20 (342,8)	14 Ø24 (465,5)
Hd [kN] (App. 2)	59,75	76,14	93,37

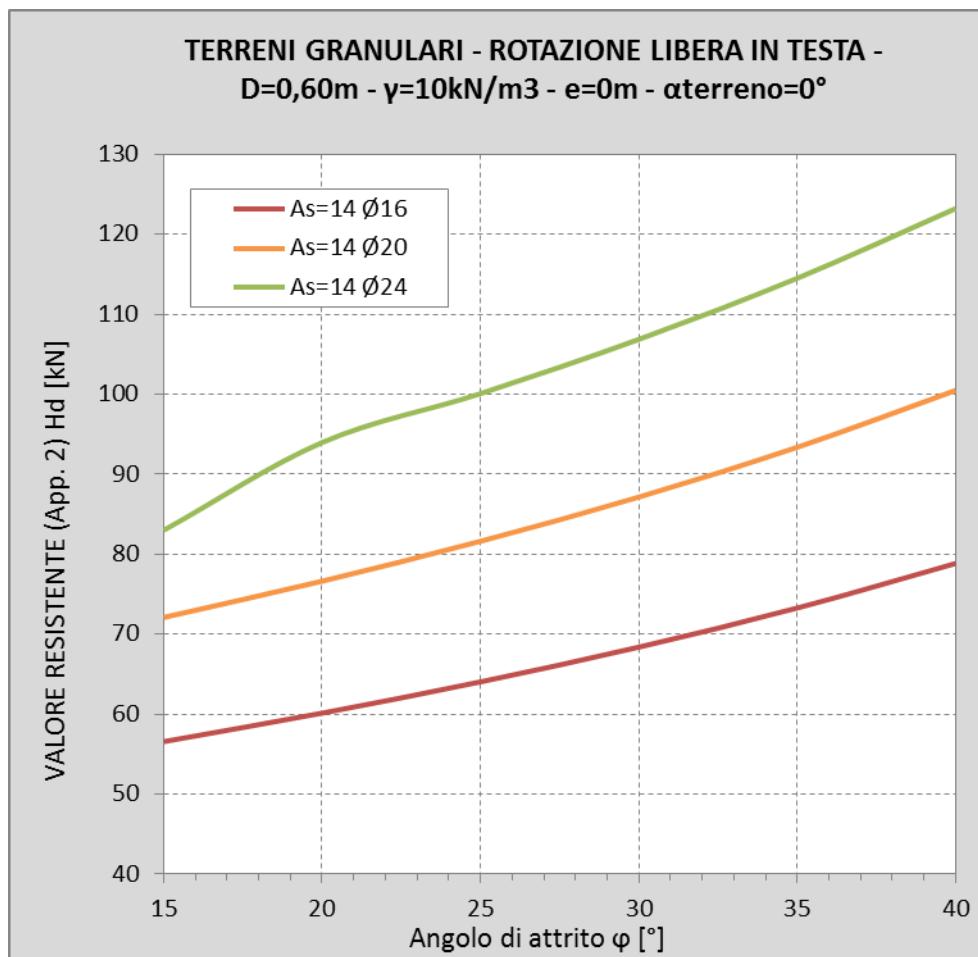
18.5.1.2 Terreni granulari sotto falda

PORTANZA VERTICALE



PORTANZA VERTICALE (APP. 2)				
TERRENO GRANULARE - CON FALDA				
R_d [kN]	Lunghezza palo L [m]			
	6	7	8	
Angolo d'attrito φ' [°]	15	23,69	32,25	42,12
	20	32,18	43,81	57,22
	25	41,23	56,12	73,30
	30	51,05	69,49	90,76
	35	61,92	84,27	110,07
	40	74,20	100,99	131,91

RESISTENZA AI CARICHI TRASVERSALI: Piano campagna orizzontale ($\alpha_{terreno}=0^\circ$)



VALORE RESISTENTE (App. 2) Hd [kN]				
γ [kN/m ³]	10	Armatura palo As e momento resistente [kNm]		
e [m]	0	14 Ø16	14 Ø20	14 Ø24
α [°]	0	238,3	342,8	465,5
Angolo di attrito ϕ [°]	15	56,58	72,11	83,00
	20	60,14	76,64	93,98
	25	64,05	81,63	100,10
	30	68,40	87,16	106,88
	35	73,29	93,39	114,52
	40	78,87	100,50	123,24

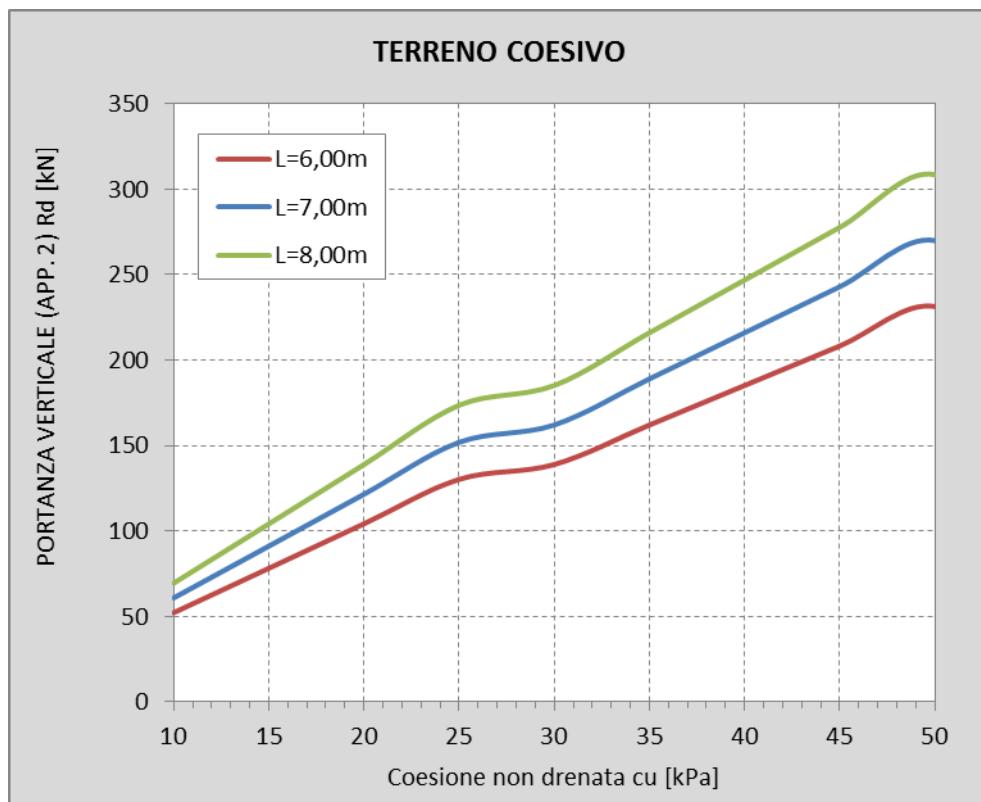
RESISTENZA AI CARICHI TRASVERSALI: Piano campagna con inclinazione massima ($\alpha_{terreno}=\phi$)

As (My [kNm])	14 Ø16 (238,3)	14 Ø20 (342,8)	14 Ø24 (465,5)
Hd [kN] (App. 2)	47,43	48,87*	48,87*

*) predomina il comportamento a palo corto

18.5.1 Terreni coesivi

PORTANZA VERTICALE



PORTANZA VERTICALE (APP. 2)				
TERRENO COESIVO				
R_d [kN]	Lunghezza palo L [m]			
	6	7	8	
Cohesion non drenata c_u [kPa]	10	52,07	60,74	69,42
	15	78,10	91,11	104,13
	20	104,15	121,51	138,87
	25	130,18	151,88	173,58
	30	138,87	162,01	185,15
	35	162,01	189,01	216,01
	40	185,15	216,01	246,87
	45	208,29	243,01	277,73
	50	231,45	270,01	308,59
	55	190,94	222,76	254,59
	60	208,29	243,01	277,73

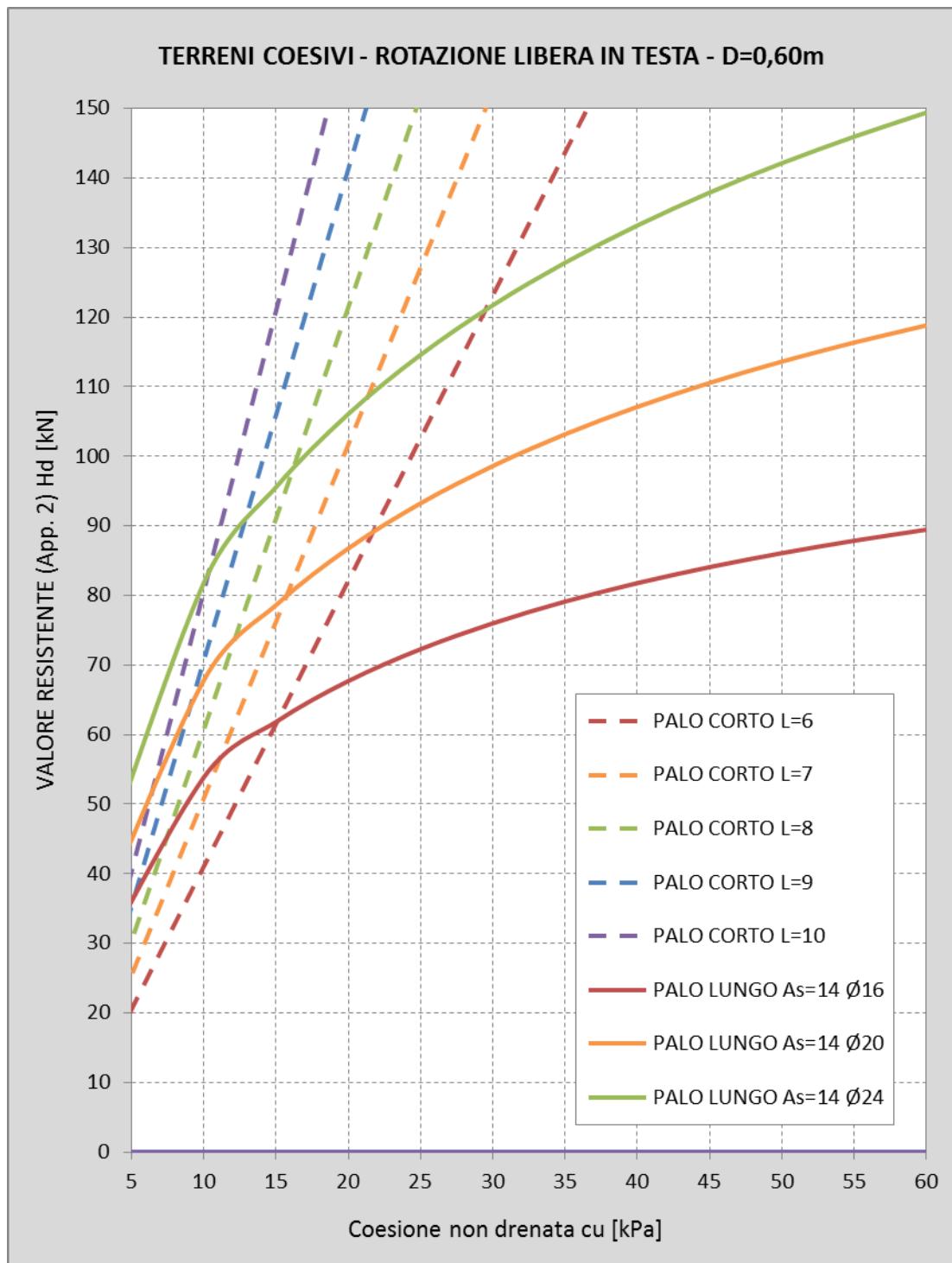
RESISTENZA AI CARICHI TRASVERSALI

Noto il valore della coesione non drenata c_u e il valore dell'azione trasversale secondo l'approccio 2, si definisce dapprima l'armatura affinché la resistenza associata ad un meccanismo di "palo lungo" sia superiore al valore dell'azione, e successivamente si definisce la lunghezza del palo in modo tale da evitare un collasso per meccanismo a "palo corto".

Si riportano di seguito i valori e un diagramma riepilogativo delle resistenze per diverse lunghezze di palo e armature.

Coesione non drenata c_u [kPa]	Hd [kN] (A2)	Armatura palo As e momento resistente [kNm]		
		14 Ø16	14 Ø20	14 Ø24
		238,3	342,8	465,5
PALO LUNGO	1	20,86	25,42	29,96
	10	53,86	67,81	81,82
	15	61,84	78,63	95,58
	20	67,70	86,77	106,09
	25	72,29	93,26	114,60
	30	76,02	98,63	121,73
	35	79,13	103,18	127,85
	40	81,79	107,12	133,20
	45	84,09	110,57	137,92
	50	86,10	113,63	142,15
PALO CORTO	55	87,88	116,37	145,96
	60	89,47	118,83	149,43

Coesione non drenata c_u [kPa]	Hd [kN] (A2)	Lunghezza palo L [m]				
		6	7	8	9	10
PALO CORTO	1	4,11	5,08	6,07	7,06	8,06
	10	41,05	50,85	60,72	70,65	80,62
	15	61,58	76,27	91,08	105,97	120,92
	20	82,11	101,70	121,44	141,30	161,23
	25	102,64	127,12	151,80	176,62	201,54
	30	123,16	152,54	182,16	211,95	241,85
	35	143,69	177,97	212,52	247,27	282,16
	40	164,22	203,39	242,89	282,60	322,47
	45	184,75	228,81	273,25	317,92	362,77
	50	205,27	254,24	303,61	353,25	403,08
PALO LUNGO	55	225,80	279,66	333,97	388,57	443,39
	60	246,33	305,09	364,33	423,90	483,70



18.6 MICROPALI DI SOTTOFONDAZIONE

Tra le diverse verifiche strutturali e geotecniche dei micropali di fondazione, le verifiche geotecniche ai carichi assiali (portanza verticale) e trasversali (carichi orizzontali) risultano essere quelle dimensionanti dati il tipo di struttura e i carichi agenti. Per il dimensionamento dei micropali quindi si fa riferimento a tali verifiche per la definizione della lunghezza (pari al massimo valore ottenuto dalle due verifiche geotecniche) e dell'armatura del micropalo stesso (data dal superamento della verifica ai carichi trasversali).

Nelle verifiche ai carichi assiali (portanza verticale) si fa riferimento ai criteri descritti nel relativo capitolo, considerando due casi di analisi di seguito riepilogati:

- Terreno granulare (caratterizzato dal numero di colpi al piede N_{SPT})
- Terreno coesivo (caratterizzato dalla coesione non drenata c_u);

Per tutti i casi si considerano tre lunghezze pari a 6.00, 7.00 e 8.00m.

Nelle verifiche ai carichi trasversali si fa riferimento alla Teoria di Broms, considerando la condizione di palo con testa libera di ruotare con eccentricità nulla del carico rispetto alla testa del palo ($e=0$) e un diametro pari a 24cm.

Si riportano diversi casi di analisi di seguito riepilogati:

- Terreno granulare (caratterizzato dall'angolo di attrito interno φ') e terreno coesivo (caratterizzato dalla coesione non drenata c_u);
- Terreno con assenza di falda (per cui si assume un peso specifico del terreno pari a 20kN/m^3) e sotto falda (per cui si assume un peso specifico del terreno pari a 10kN/m^3);
- Piano campagna orizzontale ($\alpha=0^\circ$) e con inclinazione massima ($\alpha=\varphi$).

Per tutti i casi si considerano tre tipologie di armature costituite da tubolari Ø139.7-sp8, Ø152.4-sp10 e Ø177.8-sp12.5.

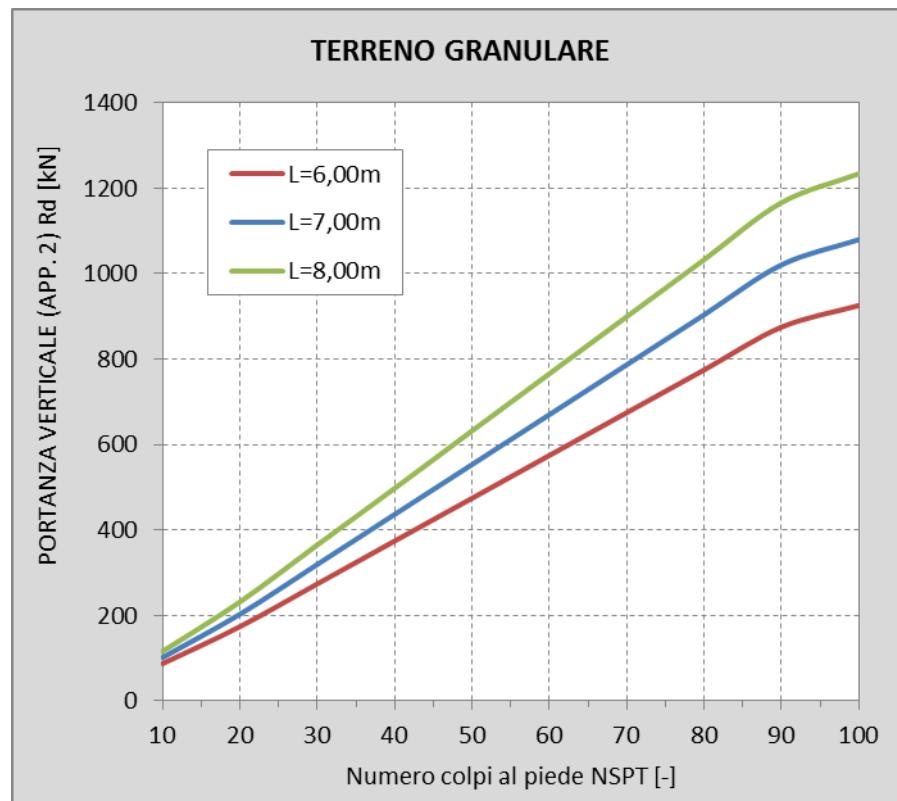
Se non diversamente specificato, il comportamento a "palo lungo" risulta essere quello predominante.

Si evidenzia, che data la tipologia di struttura, i carichi assiali risultano essere esigui dato il modesto peso della struttura, mentre i carichi trasversali sono rilevanti essendo le azioni taglienti da vento le sollecitazioni predominanti.

Tutti i valori di seguito riportati sono determinati applicando i coefficienti di sicurezza relativi alla Combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2. Le resistenze calcolate rappresentano la resistenza del singolo micropalo. In base all'azione agente è possibile scegliere se realizzare plinti su coppia di micropali o su un gruppo di 4 micropali.

18.6.1 Terreni granulari

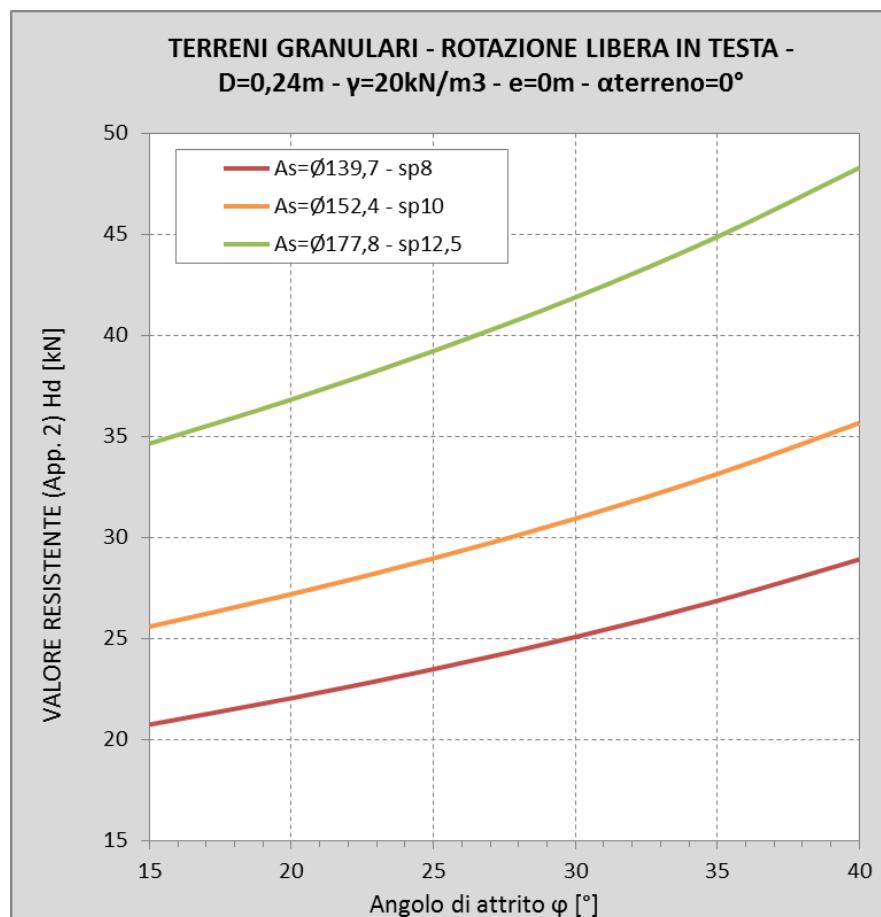
18.6.1.1 Portanza verticale



PORTANZA VERTICALE (APP. 2)				
TERRENO GRANULARE				
R _d [kN]	Lunghezza palo L [m]			
	6	7	8	
Numero colpi al piede N _{SPT} [-]	10	86,77	101,24	115,70
	20	173,55	202,47	231,41
	30	273,75	319,38	365,00
	40	373,96	436,28	497,35
	50	474,15	553,18	632,20
	60	574,35	670,08	765,80
	70	674,55	786,97	899,39
	80	774,74	903,87	1033,00
	90	874,94	1020,77	1166,59
	100	925,62	1079,89	1234,16

18.6.1.2 Portanza ai carichi trasversali - Terreni granulari sopra falda

Piano campagna orizzontale ($\alpha_{terreno}=0^\circ$)



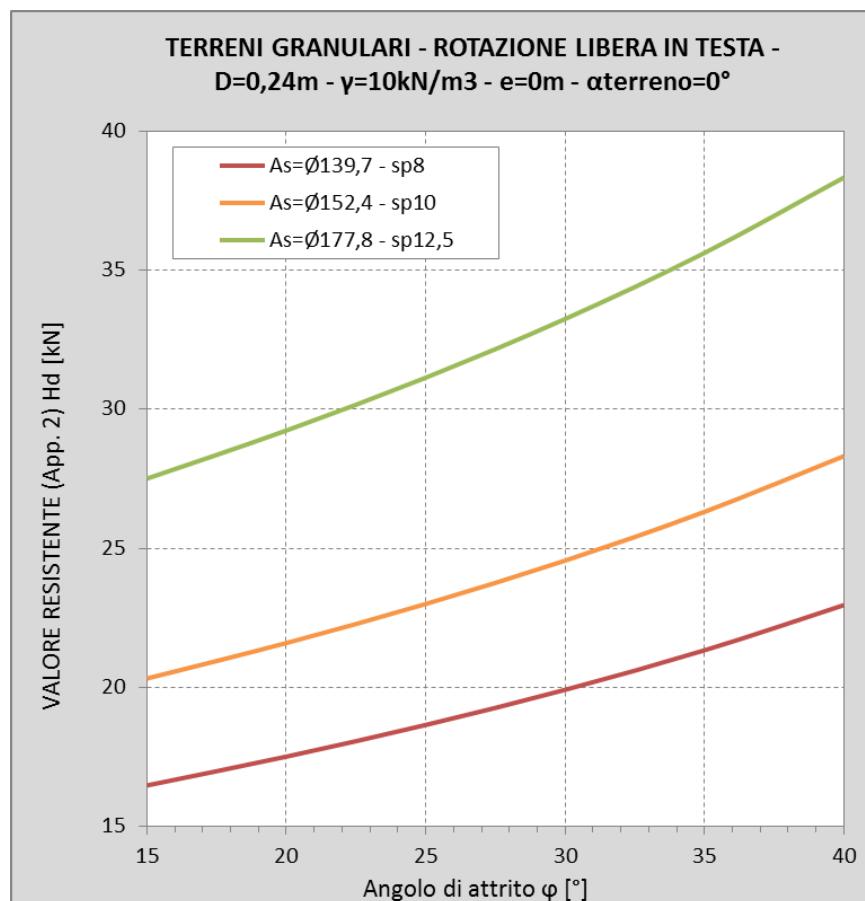
VALORE RESISTENTE (App. 2) Hd [kN]				
$\gamma [\text{kN/m}^3]$	20	Armatura palo As e momento resistente [kNm]		
e [m]	0	$\Ø139,7 - \text{sp8}$	$\Ø152,4 - \text{sp10}$	$\Ø177,8 - \text{sp12,5}$
$\alpha [^\circ]$	0	59,17	81,06	127,71
Angolo di attrito $\phi [^\circ]$	15	20,75	25,60	34,66
	20	22,06	27,21	36,84
	25	23,49	28,98	39,23
	30	25,08	30,94	41,89
	35	26,88	33,15	44,89
	40	28,92	35,68	48,30

Piano campagna con inclinazione massima ($\alpha_{terreno}=\phi$)

As (My [kNm])	$\Ø139.7-\text{sp8}$ (59,17)	$\Ø152.4-\text{sp10}$ (81,06)	$\Ø177.8-\text{sp12.5}$ (12,71)
Hd [kN] (App. 2)	17,39	21,45	29,05

18.6.1.3 Portanza ai carichi trasversali - Terreni granulari sotto falda

Piano campagna orizzontale ($\alpha_{terreno}=0^\circ$)



VALORE RESISTENTE (App. 2) Hd [kN]				
γ [kN/m ³]	10	Armatura palo As e momento resistente [kNm]		
e [m]	0	Ø139,7 - sp8	Ø152,4 - sp10	Ø177,8 - sp12,5
α [°]	0	59,17	81,06	127,71
Angolo di attrito φ [°]	15	16,47	20,32	27,51
	20	17,51	21,59	29,24
	25	18,64	23,00	31,14
	30	19,91	24,56	33,25
	35	21,33	26,31	35,63
	40	22,96	28,32	38,34

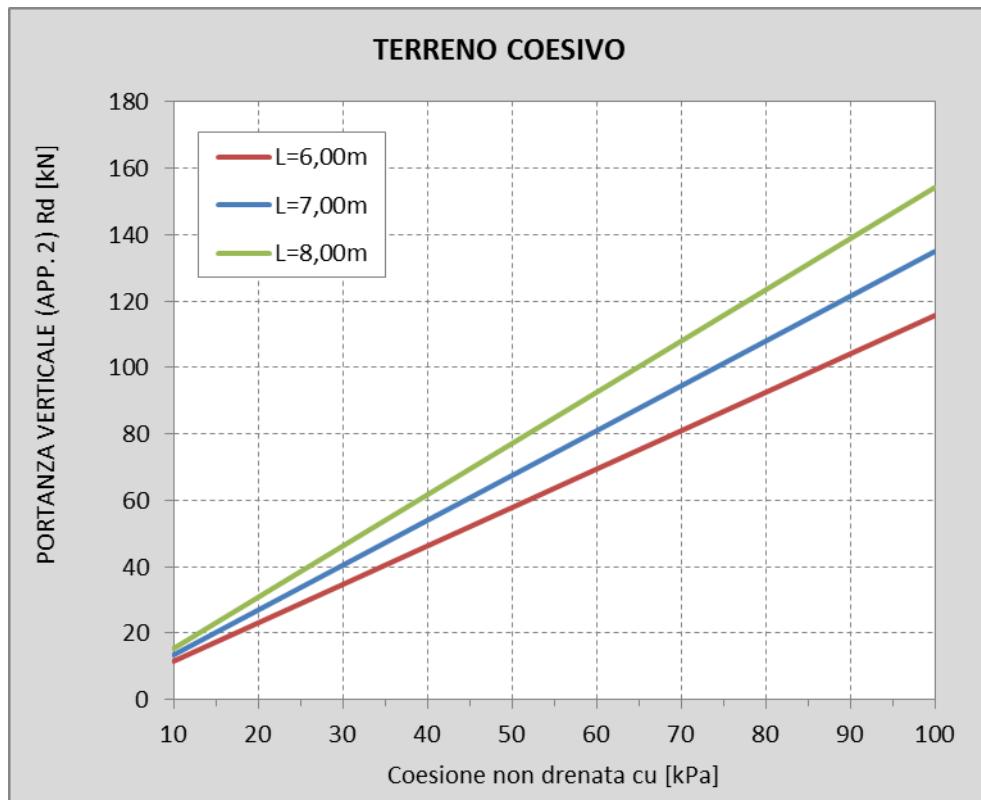
Piano campagna con inclinazione massima ($\alpha_{terreno}=\varphi$)

As (My [kNm])	Ø139.7-sp8 (59,17)	Ø152.4-sp10 (81,06)	Ø177.8-sp12.5 (12,71)
Hd [kN] (App. 2)	13,80	17,03	19,55*

*) predomina il comportamento a palo corto

18.6.1 Terreni coesivi

PORTANZA VERTICALE



PORTANZA VERTICALE (APP. 2)				
TERRENO COESIVO				
R_d [kN]	Lunghezza palo L [m]			
	6	7	8	
10	11,57	13,50	15,43	
20	23,14	27,00	30,85	
30	34,71	40,50	46,29	
40	46,29	53,99	61,71	
50	57,85	67,50	77,14	
60	69,42	80,99	92,56	
70	80,99	94,49	108,00	
80	92,56	108,00	123,42	
90	104,14	121,49	138,85	
100	115,70	134,99	154,27	

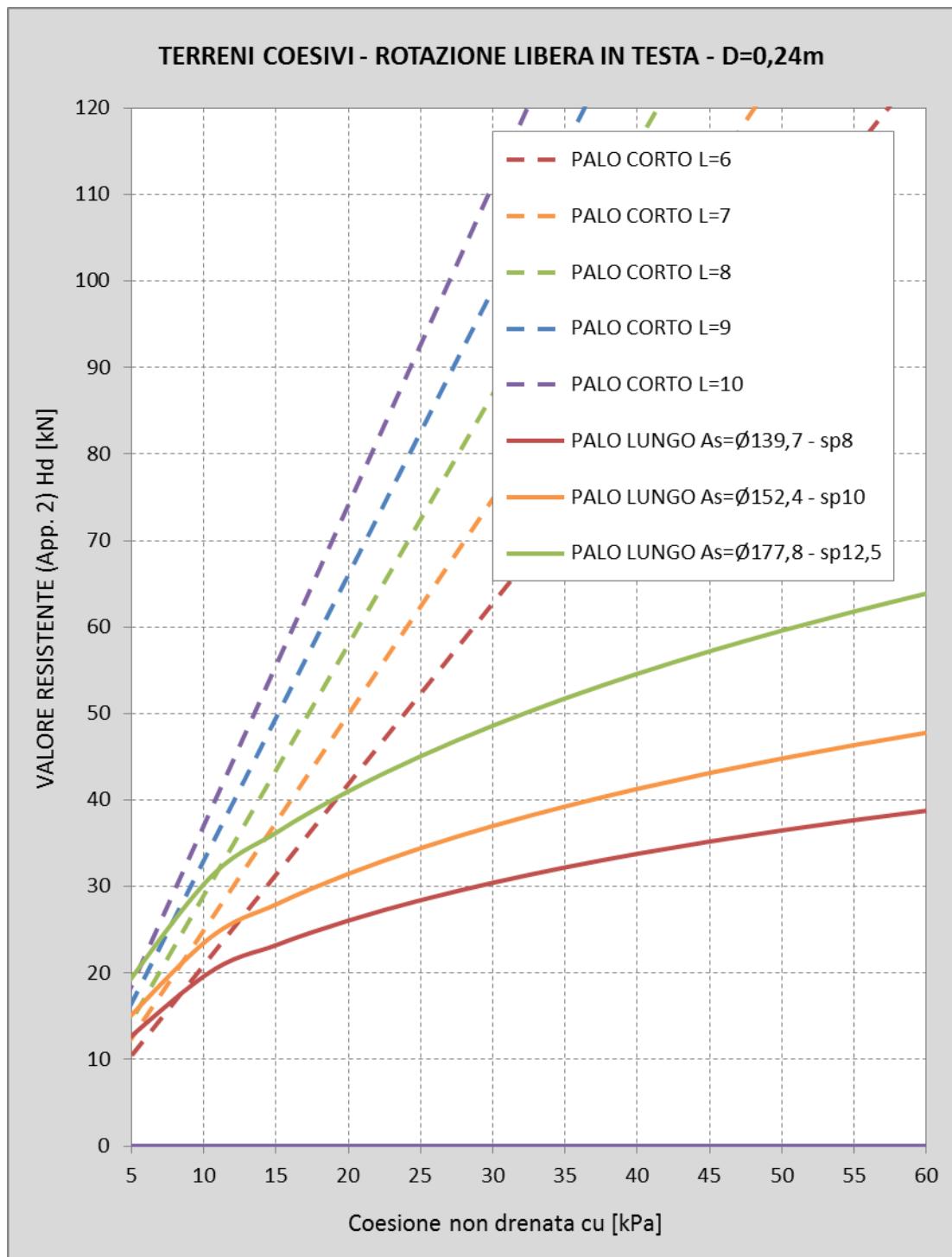
RESISTENZA AI CARICHI TRASVERSALI

Noto il valore della coesione non drenata c_u e il valore dell'azione trasversale secondo l'approccio 2, si definisce dapprima l'armatura affinché la resistenza associata ad un meccanismo di "palo lungo" sia superiore al valore dell'azione, e successivamente si definisce la lunghezza del palo in modo tale da evitare un collasso per meccanismo a "palo corto".

Si riportano di seguito i valori e un diagramma riepilogativo delle resistenze per diverse lunghezze di palo e armature.

PALO LUNGO	Hd [kN] (A2)	Armatura palo As e momento resistente [kNm]		
		Ø139,7 - sp8	Ø152,4 - sp10	Ø177,8 - sp12,5
		59,17	81,06	127,71
Coesione non drenata c_u [kPa]	1	6,89	8,12	10,28
	10	19,63	23,49	30,27
	15	23,23	27,94	36,22
	20	26,07	31,48	41,01
	25	28,43	34,45	45,07
	30	30,45	37,01	48,61
	35	32,22	39,27	51,76
	40	33,80	41,30	54,60
	45	35,21	43,13	57,20
	50	36,50	44,81	59,59
	55	37,68	46,36	61,81
	60	38,77	47,79	63,88

PALO CORTO	Hd [kN] (A2)	Lunghezza palo L [m]				
		6	7	8	9	10
Coesione non drenata c_u [kPa]	1	2,09	2,49	2,90	3,30	3,71
	10	20,92	24,95	28,98	33,02	37,06
	15	31,38	37,42	43,47	49,53	55,58
	20	41,84	49,90	57,96	66,03	74,11
	25	52,30	62,37	72,45	82,54	92,64
	30	62,76	74,84	86,94	99,05	111,17
	35	73,22	87,32	101,43	115,56	129,69
	40	83,68	99,79	115,92	132,07	148,22
	45	94,15	112,27	130,41	148,58	166,75
	50	104,61	124,74	144,90	165,08	185,28
	55	115,07	137,22	159,39	181,59	203,80
	60	125,53	149,69	173,88	198,10	222,33



19. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche dei plinti su monopali e dei plinti su micropali. In particolare per ciascuna tipologia di barriera (altezza del montante, posizione per la definizione del carico da vento ovvero corrente e bordo) si è definito il carico agente a testa palo/micropalo e lo si è confrontato con la resistenza di progetto determinata dagli abachi precedentemente riportati.

L'interasse tra i montanti è stato scelto in funzione dell'altezza dei montanti stessi e della loro posizione. In particolare, per i montanti di altezza pari a 4.00m si è scelto un interasse pari a 6.00m per montanti di corrente e 4.00m per montanti di bordo, mentre per le barriere di altezza pari a 5.00m si è scelto un interasse pari a 4.00m per montanti di corrente e 3.00m per montanti di bordo. I montanti delle barriere integrate sono invece posti a interasse costante pari a 2.25m

Il valore della pressione del vento agente è stata desunta dai valori riportati al paragrafo "10.2 - Calcolo carico da vento (Q1)" della presente relazione mentre la tipologia di profilato metallico impiegato è definito in base a quanto riportato al paragrafo "18.1 - Montanti".

In particolare si sono definiti i seguenti profilati metallici e valori di pressione del vento.

	ELEVAZIONE			INTERVENTI				
	Interasse	Montante	Pressione	1S	2S	3S	4S	5S
H=4,00m - Bordo	4,00	HE 220 A	1,670	X	X	X	X	X
H=4,00m - Corrente	6,00	HE 220 A	1,002	X	X	X	X	X
H=5,00m - Bordo	3,00	IPE 300	1,719	X		X		
H=5,00m - Corrente	4,00	IPE 300	1,031	X	X	X		X
H=4,00m - Corrente - Integrata	2,25	HE 160 A	1,002		X			
H=5,00m - Corrente - Integrata	2,25	HE 160 A	1,031	X				X

Le stratigrafie e i parametri geotecnici impiegati nei calcoli sono desunti dai sondaggi e dalle prove geognostiche effettuate riportate nelle relazioni della serie GEO.

Nelle verifiche ai carichi trasversali si fa riferimento alla condizione di palo con testa libera di ruotare. Le verifiche vengono svolte sia per l'approccio 1 (combinazione 1 e 2) sia per l'approccio 2 (combinazione unica) impiegando i coefficienti parziali di sicurezza seguenti.

COEFFICIENTI			
Coefficienti parziali γ_R			
Coeff. resistenza ai carichi trasversali	(R1)	[-]	1,00
Coeff. resistenza ai carichi trasversali	(R2)	[-]	1,60
Coeff. resistenza ai carichi trasversali	(R3)	[-]	1,30
Coefficienti parziali γ_M			
Tangente dell'angolo d'attrito	$\gamma_{\phi'}$	[-]	1,00
Coesione efficace	γ_c'	[-]	1,00
Coesione non drenata	γ_{cu}	[-]	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_y	[-]	1,00
Fattori di correlazione ξ			
Numeri verticali esplorate	n° vert	[-]	1
Fattore medio	ξ_3	[-]	1,70
Fattore minimo	ξ_4	[-]	1,70

Nelle verifiche di portanza assiale si fa riferimento alla sola portanza laterale considerando inoltre il peso netto del palo (peso del palo a cui viene sottratto il peso del terreno asportato). Le verifiche vengono svolte applicando l'Approccio 2 come previsto nelle NTC2018. Si riportano di seguito i coefficienti parziali di sicurezza impiegati.

SELTE PROGETTUALI			
Approccio 1 - Combinazione 1 (STR)			
Approccio 1 - Combinazione 2 (GEO)	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	
Approccio 2	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	
Coefficienti parziali γ_F			
Permanenti	γ_{G1}	1,30	
Permanenti non strutturali	γ_{G2}	1,50	
Variabili	γ_Q	1,50	
Coefficienti parziali γ_M			
Tangente dell'angolo d'attrito	$\gamma_{\phi'}$	1,00	
Coesione efficace	γ_c'	1,00	
Coesione non drenata	γ_{cu}	1,00	
Peso dell'unità di volume	γ_y	1,00	
Coefficienti parziali γ_R			
Base	γ_b	1,35	
Laterale in compressione	γ_s	1,15	
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	
Fattori di correlazione ξ			
Numeri verticali esplorate	n° vert	1	
Fattore medio	ξ_3	1,70	
Fattore minimo	ξ_4	1,70	

19.1 VERIFICA DEL "PLINTO/CORDOLO SU PALI"

I carichi a testa palo sono ottenuti, aggiungendo ai carichi applicati alla base del montante, il peso proprio del plinto/cordolo allo sforzo normale e aggiungendo il termine di trasporto (dato dal taglio moltiplicato per l'altezza del plinto) al momento flettente.

Le barriere tradizionali saranno fondate su plinti su monopalo mentre le barriere integrate su cordoli continui su pali.

	SOLLECITAZIONI BASE MONTANTE			SOLLECITAZIONI TESTA PALO		
	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]
H=4,00m - Bordo	14,63	40,08	80,17	29,19	40,08	108,23
H=4,00m - Corrente	20,63	36,07	72,15	35,19	36,07	97,40
H=5,00m - Bordo	14,00	38,67	96,68	28,56	38,67	123,75
H=5,00m - Corrente	17,75	30,94	77,34	32,31	30,94	99,00
H=4,00m - Corrente - Integrata	5,71	22,50	33,75	46,66	22,50	49,50
H=5,00m - Corrente - Integrata	6,06	22,50	43,50	47,01	22,50	59,25

Si sceglie un palo di lunghezza L=7.00m armato longitudinalmente con 14Ø16.

Si ricavano le seguenti resistenze di progetto per la portanza verticale (determinata considerando il terreno sopra e sotto falda) e per la resistenza ai carichi trasversali (determinata considerando il terreno sopra e sotto falda e la scarpata con pendenza nulla e massima).

PALI L=7.00m As=14Ø16		Falda	Portanza verticale	Resistenza laterale	
				Pendenza $\alpha = \varphi_{\min}$	Pendenza $\alpha = 0^\circ$
Terreno LA	c _u _{min} =22.3 kPa	-	135.46 kN	69.94 kN	69.94 kN
Terreno Ri	$\varphi_{\min}=31.6^\circ$	Si	74.04 kN	47.72 kN	70.34 kN
		No	145.32 kN	59.75 kN	88.07 kN

Le resistenze indicate sono sempre maggiori delle azioni agenti precedentemente determinate.

19.2 VERIFICA DEL "PLINTO/CORDOLO SU MICROPALI"

I carichi a testa micropalo sono ottenuti, aggiungendo ai carichi applicati alla base del montante, il peso proprio del plinto/cordolo allo sforzo normale e aggiungendo il termine di trasporto (dato dal taglio moltiplicato per l'altezza del plinto) al momento flettente. Quest'ultimo viene ripartito tra i micropali con un modello "tira e spingi".

Le barriere tradizionali saranno fondate su plinti su coppia di micropali mentre le barriere integrate su cordoli continui su micropali.

	SOLLECITAZIONI BASE MONTANTE			SOLLECITAZIONI TESTA MICROPALO	
	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]
H=4,00m - Bordo	14,63	40,08	80,17	125,78	20,04
H=4,00m - Corrente	20,63	36,07	72,15	117,95	18,04
H=5,00m - Bordo	14,00	38,67	96,68	140,99	19,34
H=5,00m - Corrente	17,75	30,94	77,34	118,11	15,47
H=4,00m - Corrente - Integrata	5,71	22,50	33,75	90,75	11,25
H=5,00m - Corrente - Integrata	6,06	22,50	43,50	100,67	11,25

Si sceglie un micropalo di lunghezza L=9.00m armato con una canna As=Ø139.7 sp 8.

Si ricavano le seguenti resistenze di progetto per la portanza verticale (determinata considerando il terreno sopra e sotto falda) e per la resistenza ai carichi trasversali (determinata considerando il terreno sopra e sotto falda e la scarpata con pendenza nulla).

MICROPALI L=9.00m As=Ø139.7 sp 8		Falda	Portanza verticale	Resistenza laterale
Terreno LA	c _u _{min} =22.3 kPa	-	209.42 kN	42.95 kN
Terreno Ri	$\varphi_{min}=31.6^\circ$ N _{spt min} =11.5	Si	199.58 kN	34.19 kN
		No	199.58 kN	42.81 kN

Le resistenze indicate sono sempre maggiori delle azioni agenti precedentemente determinate.