

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E
TANGENZIALE DI BOLOGNA
INTERVENTI DI COMPLETAMENTO DELLA RETE VIARIA DI ADDUZIONE
INTERMEDIA DI PIANURA

PROGETTO DEFINITIVO


OPERE COMPLEMENTARI

ELABORATI STRUTTURALI TIPOLOGICI

RELAZIONE DI CALCOLO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Umberto Mele Ord. Ingg. Milano N. A18641 Responsabile Nuove Opere	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Nadia Zoratto Ord. Ingg. Milano N. A19438 T.A. - Ponti e Viadotti
--	---	--

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE 00
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111443	0000	PD	RQ	OPC	FO000	00000	R	STR	0045	-	SCALA -

	ENGINEER COORDINATOR: Arch. Flavio Camboni Ing. Raffaele Rinaldesi		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
							n.	data
							-	DICEMBRE 2021
	REDATTO:			VERIFICATO:				

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e della mobilità sostenibili DIPARTIMENTO PER LA PROGRAMMAZIONE, LE INFRASTRUTTURE DI TRASPORTO A RETE E I SISTEMI INFORMATIVI
--	---	--

Sommario

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
4	SOFTWARE DI CALCOLO	7
4.1	SAP2000	7
4.2	EXCEL 2019	7
4.3	VCASLU	7
4.4	RC-SEC	7
4.5	PILE GROUP	7
5	MATERIALI	8
5.1	LAMINATI	8
5.1.1	Barriere integrate e armatura (tubi) per micropali	8
5.1.2	Barriere fonoassorbenti	8
5.2	TIRAFONDI	8
5.3	ROSETTE	9
5.4	BULLONI	9
5.5	SALDATURE	9
5.6	ZINCATURA	9
5.7	ACCIAIO IN BARRE PER C.A.	9
5.8	CALCESTRUZZI STRUTTURE DI SUPPORTO	10
6	PARTE GENERALE	11
6.1	ANALISI DEI CARICHI	11
6.1.1	Pesi propri (G_1 e G_2)	11
6.1.2	Vento (G_1 e G_2)	11
6.1.3	Rimozione della neve	11
6.1.4	Pressione dinamica veicolare	12
6.1.5	Urto (A)	12
6.2	SOLLECITAZIONE ALLA BASE DEI MONTANTI	13
6.2.1	Pesi propri (G_1 e G_2)	13
6.2.2	Vento	13
6.2.3	Rimozione neve	14
6.2.4	Pressione dinamica veicolare	14
6.2.5	Urto	15
6.3	SOLLECITAZIONE SISTEMA DI ANCORAGGIO	16
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO	16
6.5	CRITERI DI VERIFICA DELL'ACCIAIO	17
6.5.1	Verifiche SLU – verifiche di resistenza	17
6.5.2	Verifiche SLE – verifiche di deformabilità	18
6.5.3	VERIFICA DEI DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	19
6.6	CRITERI DI VERIFICA DEL C.A.	19
6.6.1	Verifiche per sollecitazioni di presso/tenso-flessione	19
6.6.2	Verifica per sollecitazione tagliante	19
6.6.3	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio	20
6.6.4	Verifiche agli Stati Limite di Fessurazione	20
6.6.5	Valutazione della distanza media tra le fessure	21
6.6.6	Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura	23
6.6.7	Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e di calcolo)	23

6.6.8	Descrizione dell'input e dell'output del programma di calcolo	24
6.6.9	Ampiezza delle fessure	24
7	FOA H6 TIPO1 E TIPO5.....	26
7.1	FOA H6 TIPO 5– ZONA CORRENTE	26
7.1.1	CARICHI	26
7.1.2	SOLLECITAZIONI	31
7.2	FOA H6 TIPO 5 – ZONA DI BORDO.....	32
7.2.1	CARICHI	32
7.2.2	SOLLECITAZIONI	32
7.2.3	VERIFICA DEL MONTANTE.....	33
7.2.4	Verifiche SLU	34
7.2.5	Verifiche SLE.....	35
7.3	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	36
7.3.1	Sollecitazioni sui singoli tirafondi.....	36
1.1.1.1.	Verifiche della piastra di base	38
1.1.1.2.	Verifiche ancoraggio – lato acciaio	39
1.1.1.3.	Verifiche ancoraggio – lato calcestruzzo.....	40
1.1.1.4.	Verifiche della rosetta – lato calcestruzzo	44
8	FOA H4 TIPO 3.....	46
8.1	FOA H4 TIPO 3 – ZONA DI BORDO	46
8.1.1	CARICHI	46
8.1.2	SOLLECITAZIONI	50
8.2	FOA H4 TIPO3– ZONA DI CORRENTE.....	51
8.2.1	CARICHI	51
8.2.2	SOLLECITAZIONI	52
8.2.3	VERIFICA DEL MONTANTE.....	52
8.2.4	Verifiche SLU	52
8.2.5	Verifiche SLE.....	53
8.2.6	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	54
9	FOA H5 TIPO 4.....	55
9.1	CARICHI	55
9.2	SOLLECITAZIONI	59
9.3	VERIFICA DEL MONTANTE	60
9.3.1	Verifiche SLU	60
9.3.2	Verifiche SLE.....	61
9.3.3	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO.....	62
9.3.4	Sollecitazioni sui singoli tirafondi.....	62
1.1.1.5.	Verifiche della piastra di base	64
1.1.1.6.	Verifiche ancoraggio – lato acciaio	65
1.1.1.7.	Verifiche ancoraggio – lato calcestruzzo.....	66
1.1.1.8.	Verifiche della rosetta – lato calcestruzzo	69
10	FOA H3 TIPO 6	70
10.1	CARICHI	70
10.2	SOLLECITAZIONI	74
10.3	VERIFICA DEL MONTANTE	76
10.3.1	Verifiche SLU	76
10.3.2	Verifiche SLE.....	77
10.3.3	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	77
1	FOA H3 TIPO 6.1 SU IMPALCATO DI VIADOTTO ATTRAVERSAMENTO FIUME RENO	78
1.1	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	78

1.1.1	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO – AZIONI DEL VENTO.....	79
1.1.1.1	Verifiche lato acciaio.....	80
1.1.1.2	Verifica a sfilamento dell'ancorante	80
1.1.1.3	Verifica a schiacciamento	80
1.1.1.4	Verifica della rosetta	81
1.1.2	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO – AZIONI URTO.....	82
1.1.2.1	Verifiche lato acciaio.....	82
1.1.2.2	Verifica a sfilamento dell'ancorante	83
1.1.2.3	Verifica a schiacciamento	83
1.1.2.4	Verifica della rosetta	84
2	FOA H4 TIPO7	85
2.1	CARICHI	85
2.2	SOLLECITAZIONI	89
2.3	VERIFICA DEL MONTANTE	90
2.3.1	Verifiche SLU	90
2.3.2	Verifiche SLE.....	92
2.3.3	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	92
3	VERIFICA SISTEMA DI ANCORAGGIO BARRIERE INTEGRATE	94
3.1	SOLLECITAZIONI SUI SINGOLI TIRAFONDI.....	95
3.1.1	Carichi di trazione	95
3.1.2	Carichi di taglio	99
3.2	COMBINAZIONE ECCEZIONALE	100
3.2.1.1	Verifiche della piastra di base	101
3.2.1.2	Verifiche ancoraggio – lato acciaio	102
3.2.1.3	Verifiche ancoraggio – lato calcestruzzo.....	102
3.2.1.1	Verifiche calcestruzzo/rosetta	106
3.3	COMBINAZIONE SLU (RECETTORE-STRADA).....	107
3.3.1.1	Verifiche della piastra di base	107
3.3.1.2	Verifiche ancoraggio – lato acciaio	109
3.3.1.3	Verifiche ancoraggio – lato calcestruzzo.....	109
3.3.1.4	Verifiche calcestruzzo/rosetta	112

1 PREMESSA

Nella presente relazione si riporta il progetto/verifica delle barriere antirumore ed integrate da realizzarsi nell'ambito del progetto delle carreggiate esistenti dell'autostrada A14: Bologna -Bari -Taranto , nel tratto compreso tra Bologna borgo Panigale e Bologna San Lazzaro

Più specificatamente le verifiche eseguite riguardano: la verifica del (i) la verifica strutturale dei montanti e (ii) la verifica del sistema di ancoraggio (iii)

Nella tabella seguente si riportano sinteticamente un riepilogo delle caratteristiche principali delle FOA oggetto della presente relazione.

Nome	TIPOLOGIA	ALTEZZA MAX (m)	PROFILO MONTANTE
Tipo 1	Disaccoppiata su muro redirettivo	6.00	IPE 360
Tipo 2	Disaccoppiata	3.00	HEA 220
Tipo 3	Disaccoppiata	4.00	
Tipo 4	Disaccoppiata	5.00	HEA 240
Tipo 5	Disaccoppiata	6.00	IPE 360
Tipo 6	Integrata	3.00	HEA 160
Tipo 6.1	Integrata su impalcato viadotto	3.00	HEA 160
Tipo 7	Integrata	4.00	HEA 160

Tabella 1.1. Caratteristiche principali delle FOA

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- [1] D. M. del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- [3] CNR DT 207 R1/2018: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
- [4] UNI EN 1794-1 - Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità;
- [5] UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento;
- [6] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici;
- [7] UNI EN 1992-1-4: Progettazione di attacchi da utilizzare nel calcestruzzo;
- [8] UNI EN 1993-1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici;
- [9] UNI EN 1993-1-8 - Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti;

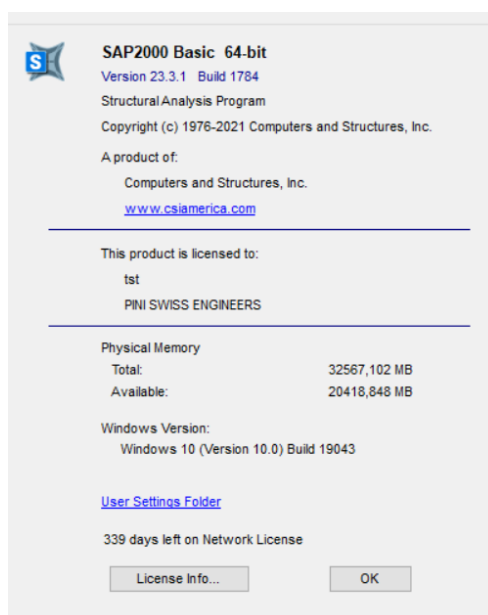
3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Autostrade per l'Italia - Linee Guida per la sostituzione delle barriere integrate in esercizio LG01/2020;
- [2] Autostrade per l'Italia - Linee Guida per la valutazione delle installazioni di barriere integrate in corso di esecuzione LG02/2020;
- [3] Autostrade per l'Italia - Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate LG03/2020;
- [4] MIT – “Procedura per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate – Tomo 1” –
- [5] MIT – “Criteri per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate – Tomo 2”
- [6] MIT_LG - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti
- [7] Fondazioni di Carlo Viaggiani , Hevelius edizioni

4 SOFTWARE DI CALCOLO

4.1 SAP2000

Il software denominato "SAP2000", è stato utilizzato per studiare le azioni sui pali e le sollecitazioni sui muri su cui poggiano le FOA.



4.2 EXCEL 2019

Fogli elettronici, opportunamente implementati in Microsoft ® Office Excel 2019 sono stati utilizzati per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative.

4.3 VCASLU

Il software denominato "VCaSLU", è stato utilizzato per valutare la tensione agente sui tirafondi

4.4 RC-SEC

Il software denominato "RC-SEC", è stato utilizzato per verificare le sezioni in c.a. a SLU e SLE.

4.5 PILE GROUP

Il software denominato "PILE GROUP", è stato utilizzato per verificare i pali di fondazione.

5 MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzate progetto definitivo

5.1 LAMINATI

5.1.1 Barriere integrate e armatura (tubi) per micropali

Acciaio tipo S355JR rispondente alle norme UNI EN 10025-1 ÷ 6.

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE						
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche			S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾
f _t	R _m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]			≥ 340 ⁽²⁾ ≤ 470 ⁽²⁾	≥ 410 ⁽³⁾ ≤ 560 ⁽³⁾
f _y	R _e	Tensione di snervamento [N/mm ²]			≥ 235 ⁽⁵⁾	≥ 275 ⁽⁶⁾
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27
ε _t	A _{min}	Allungamento % a rottura (L ₀ =5.65 √A ₀) per lamiere per barre, profilati, larghi piatti			≥ 24 ⁽⁹⁾ ≤ 26 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾

Tabella 5.1 – Caratteristiche dell'acciaio per profili laminati a sezione aperta

5.1.2 Barriere fonoassorbenti

Acciaio tipo S275JOW rispondente alle norme UNI EN 10025-1 ÷ 6.

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE						
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche			S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾
f _t	R _m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]			≥ 340 ⁽²⁾ ≤ 470 ⁽²⁾	≥ 410 ⁽³⁾ ≤ 560 ⁽³⁾
f _y	R _e	Tensione di snervamento [N/mm ²]			≥ 235 ⁽⁵⁾	≥ 275 ⁽⁶⁾
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27
ε _t	A _{min}	Allungamento % a rottura (L ₀ =5.65 √A ₀) per lamiere per barre, profilati, larghi piatti			≥ 24 ⁽⁹⁾ ≤ 26 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾

Tabella 5.2 – Caratteristiche dell'acciaio per profili laminati a sezione aperta.

5.2 TIRAFONDI

Barre filettate in acciaio di caratteristiche di resistenza classe 8.8 o classe 10.9 secondo UNI EN 898 parte I (riferimento UNI 5712) con dadi secondo UNI EN 20898 parte II (riferimento UNI 5713) in fori conformi a quanto riportato nella UNI EN 1992-4:2018, tabella 6.1 riportata di seguito.

1	external diameter of fastener d^a or d_{nom}^b	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	> 30
2	diameter d_f of clearance hole in the fixture	7	9	12	14	16	18	20	22	24	26	30	33	$d + 3$ or $d_{nom} + 3$
^a If bolt bears against the fixture.														
^b If sleeve bears against the fixture.														

Figura 5.1. Diametro dei fori in funzione del diametro nominale dei tirafondi.

In ogni caso l'installazione del sistema di ancoraggio dovrà essere conforme alle specifiche riportate nelle schede tecniche del fornitore dell'ancorante.

5.3 ROSETTE

Rosette di ancoraggio in acciaio S355JR per le barriere e S275JO per le barriere disaccoppiate.

La geometria delle rosette è predefinita e pari a $120 \times 120 \text{ mm}$ e spessore 20 mm .

5.4 BULLONI

Bulloni ad alta resistenza per le unioni acciaio-acciaio, conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI EN 898-1 riferimento UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI EN 20898-2 riferimento UNI 5713, appartenenti alla classe 8.8 e 10.9 della UNI 3740.

BULLONI E DADI					
		Normali			Ad alta resistenza
VITI	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
DADI	4	5	6	8	10
I bulloni normali (conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5727, UNI 5592 e UNI 5591) e quelli ad alta resistenza (conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI 5713) devono appartenere alle classi indicate in tabella della UNI 3740; le classi delle viti e dei dadi devono essere associate nel modo indicato nel prospetto.					

Tabella 5.3 – Classi di resistenza di viti e dadi.

5.5 SALDATURE

Saldature manuali, effettuate ad arco con elettrodi rivestiti E44 aventi caratteristiche di classe 2, 3, 4 secondo UNI 5132, per spessori inferiori a 30 mm e classe 4B per spessori superiori (per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto).

5.6 ZINCATURA

Zincatura a caldo rispondente alle indicazioni delle norme EN ISO 1461.

5.7 ACCIAIO IN BARRE PER C.A.

Tutte le armature metalliche delle opere in cemento armato saranno realizzate in acciaio ordinario B450C, le cui caratteristiche chimico-meccaniche, nonché tutte le prove di accettazione, devono essere conformi alle pertinenti prescrizioni riportate al §11.3.2 delle NTC18. Di seguito si elencano le principali caratteristiche meccaniche del materiale.

Per le verifiche agli S.L.U.:

- coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1.15$
- tipo di acciaio: B450C
- tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

- tensione di rottura caratteristica: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- tensione di snervamento di progetto: $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico: $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

NOTA. Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{ynom})_k$	$< 1,35$	
	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

Tabella 5.4 – Caratteristiche dell'acciaio per barre da c.a.

5.8 CALCESTRUZZI STRUTTURE DI SUPPORTO

Si riportano le caratteristiche dei calcestruzzi utilizzati:

Le strutture di supporto delle barriere di nuova realizzazione presentano le seguenti caratteristiche

- Classe di resistenza C35/45
- resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
- resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XF4
- Rapporto A/C ≤ 0.45
- Dimensione massima dell'aggregato 30 mm

6 PARTE GENERALE

6.1 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i criteri usati per la definizione delle azioni agenti sulle barriere in esame. I carichi caratteristici da considerare ai fini delle verifiche sono:

- G_1 peso proprio del montante
- G_2 peso proprio dei pannelli
- q_1 pressione del vento
- Q_2 rimozione neve
- q_3 pressione dinamica veicolare
- A urto veicoli in svio

Si precisa che:

- l'azione della neve è stata considerata solo in direzione strada-recettore
- la pressione dinamica veicolare è stata considerata solo in direzione strada-recettore
- l'azione dell'urto è stata considerata solo per le barriere integrate
- l'azione dell'urto, quanto presente, è stata considerata solo in direzione strada-recettore

6.1.1 Pesi propri (G_1 e G_2)

I pesi propri delle barriere e delle strutture di supporto sono stati calcolati considerando i seguenti pesi per unità di volume:

peso per unità di volume di calcestruzzo	25.00 kN/m ³
peso per unità di volume di acciaio	78.50 kN/m ³
peso pannelli opachi	0.15 kN/m ²
peso lastre trasparenti	0.18 kN/m ²
peso pannelli in cls (sp. 12 cm)	3.00 kN/m ²

6.1.2 Vento (G_1 e G_2)

L'azione del vento è stata valutata considerando la morfologia e la quota in corrispondenza dell'ubicazione della barriera in esame assumendo:

periodo di ritorno	50 anni
zona	2
classe di rugosità	D
distanza dal mare	> 30 Km
categoria di esposizione	II

6.1.3 Rimozione della neve

L'azione dinamica orizzontale dovuta alla rimozione della neve, comune operazione di manutenzione ordinaria, è stata valutata in accordo alle disposizioni presenti nella UNI EN 1794-1 §E.

Il carico dinamico causato dalla pulizia dalla neve, definito dalle norme previo la Figura 6.1(a) di seguito riportata, 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. In accordo con la Figura 6.1(b) la forza risultante è localizzata a circa 1.50 m al di sopra del livello stradale.

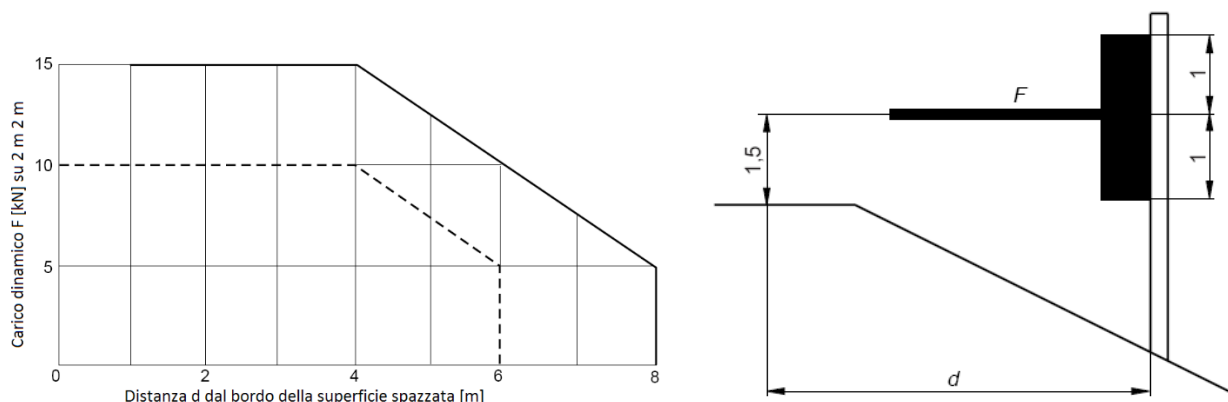


Figura 6.1 - Carico dinamico dovuto alla rimozione della neve: (a) valore dell'azione e (b) modalità di applicazione alla barriera

Data la dimensione dell'area di carico (2.00 m x 2.00 m) e il particolare schema statico delle barriere fonoassorbenti (pannelli "infilati" nei montanti di acciaio), in via cautelativa, si applica una magnitudo del carico dinamico causato dalla rimozione della neve pari a:

$Q_2 = 15 \text{ kN}$ agente su un solo montante per volta alla quota di 1.5 m al di sopra del livello stradale

6.1.4 Pressione dinamica veicolare

A causa del passaggio dei veicoli in adiacenza alle barriere fonoassorbenti, si genera su di esse una pressione dinamica ortogonale al loro piano.

La pressione dinamica dovuta al traffico veicolare è stata definita in accordo con la norma UNI EN 1794-1:2011 paragrafo A.2.2. e in particolare con la tabella di seguito riportata. Tale carico incide, al massimo, per un'altezza di 4.50 m, corrispondente alla sagoma limite di un mezzo pesante.

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

Figura 6.2. Estratto EN 1794-1:2011 – Carico variabile per la pressione dinamica veicolare

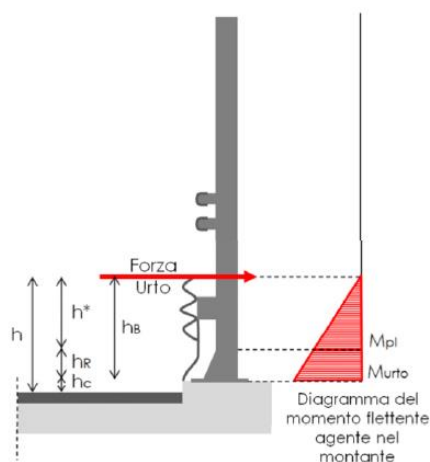
6.1.5 Urto (A)

L'azione flessionale e tagliante agente alla base del montante da considerare per la verifica del supporto può essere calcolata a partire dal momento plastico del montante stesso in accordo al §5.1.3.10 delle NTC18 di seguito richiamato:

[...] il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una

quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$ e $h_2 = 1,00\text{ m}$. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1,50. Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario.

Ipotizzando, cautelativamente, che il suddetto momento plastico si sviluppi in corrispondenza della sezione corrente del montante (al di sopra degli irrigidenti del nodo della piastra di base), con riferimento alla seguente immagine e alle formule di seguito riportate possono essere calcolate le sollecitazioni alla base del montante e in corrispondenza dell'estradosso del cordolo.



h è la quota di applicazione dell'urto così come definito dalle norme, per il caso specifico pari a 1m

h_C è l'altezza del cordolo sulla superficie di rotolamento, in accordo con il manuale di installazione per le barriere è pari al massimo 50mm

h_R è l'altezza dell'irrigidimento del nodo e della piastra di base, pari a circa 190 mm

h_B è l'altezza della forza rispetto all'estradosso del cordolo

Figura 6.3 – Modellazione dell'azione di urto

6.2 SOLLECITAZIONE ALLA BASE DEI MONTANTI

Di seguito si riportano le formulazioni per il calcolo delle sollecitazioni caratteristiche agenti alla base dei montanti associate ai singoli carichi descritti in precedenza.

6.2.1 Pesì propri (G_1 e G_2)

Nella tabella seguente si riportano le formulazioni per la definizione delle sollecitazioni agenti alla base dei montanti delle FOA associate al peso proprio.

PESO PROPRIO	$N_{k,pp}$ (kN)	$V_{k,pp}$ (kN)	$M_{k,pp}$ (kNm)
Tutte le FOA	$G_1 + G_2$	0	0

Tabella 6.1. Pesì propri - sollecitazioni alla base delle FOA

6.2.2 Vento

Nella tabella seguente si riportano le formulazioni per la definizione delle sollecitazioni agenti alla base dei montanti delle FOA associate alla pressione q del vento.

VENTO	$N_{k,vento}$ (kN)	$V_{k,vento}$ (kN)	$M_{k,vento}$ (kNm)
-------	--------------------	--------------------	---------------------

Tutte le FOA	0	$q \cdot i \cdot h$	$\frac{q \cdot i \cdot h^2}{2}$
--------------	---	---------------------	---------------------------------

Tabella 6.2. Vento - sollecitazioni alla base delle FOA

essendo:

i interasse dei montanti della FOA

h altezza della FOA

6.2.3 Rimozione neve

Per la rimozione della neve si possono avere differenti situazioni a seconda della distanza dal ciglio stradale e dalla distanza del piano di appoggio della barriera dal piano stradale (barriera combinata o meno).

Nelle tabelle seguenti si riportano le formule per il calcolo delle sollecitazioni associate all' azione della neve per i casi specifici del seguente progetto.

RIMOZIONE NEVE	$N_{k,neve}$ (kN)	$V_{k,neve}$ (kN)	$M_{k,neve}$ (kNm)
FOA altezza > 2.00	0	Q_2	$b_2 \cdot Q_2$
FOA su muro; $h_{muro} > 2.00$	0	0	0

Tabella 6.3. Rimozione neve - sollecitazioni alla base delle FOA

essendo:

Q_2 la forza associata alla rimozione della neve, pari a 15 kN

b_2 il braccio con cui agisce, pari a 1.50 m (valore definito dalle norme)

Ne consegue che le sollecitazioni nei casi riportati nella tabella seguente possono essere definiti a priori e sono pari a:

RIMOZIONE NEVE	$N_{k,neve}$ (kN)	$V_{k,neve}$ (kN)	$M_{k,neve}$ (kNm)
FOA altezza > 2.00	0	15	22.5
FOA su muro; $h_{muro} > 2.00$	0	0	0

Tabella 6.4. Rimozione neve - sollecitazioni alla base delle FOA – casi predefiniti

6.2.4 Pressione dinamica veicolare

Per la pressione dinamica veicolare si possono avere differenti situazioni a seconda della distanza dal ciglio stradale e dalla distanza del piano di appoggio della barriera dal piano stradale (barriera combinata o meno).

Nelle tabelle seguenti si riportano le formule per il calcolo delle sollecitazioni associate alla pressione dinamica veicolare, q_3 , per i casi specifici del seguente progetto.

PRESSIONE VEICOLARE	$N_{k,veicolo}$ (kN)	$V_{k,veicolo}$ (kN)	$M_{k,veicolo}$ (kNm)
FOA	0	$q_3 \cdot i \cdot h$	$q_3 \cdot i \cdot \frac{h}{2}$

FOA su muro	0	$q_3 \cdot i \cdot (h - h_{muro})$	$q_3 \cdot i \cdot \frac{(h - h_{muro})}{2}$
-------------	---	------------------------------------	--

Tabella 6.5. Rimozione neve - sollecitazioni alla base delle FOA

essendo:

q_3	pressione dinamica veicolare
i	interasse dei montanti della FOA
h	altezza della FOA
h_{max}	sagoma limite di un mezzo pesante
h_{muro}	altezza del muro su cui poggia la FOA

6.2.5 Urto

Essendo la geometria delle barriere integrate compiutamente definita, le sollecitazioni associate all'urto e definite in funzione del momento di plasticizzazione del montante possono essere calcolate in accordo alle seguenti relazioni.

Altezza dell'urto al di sopra dei fazzoletti irrigidenti	$h^* = 1\text{ m} - 0.05\text{ m} - 0.19\text{ m} = 0.76\text{ m}$
Forza dell'urto	$F_{urto} = \frac{M_{pl}}{h^*}$
Momento associato all'urto	$M_{urto} = F_{urto} h_B = M_{pl} \left(1 + \frac{h_R}{h^*}\right)$

Definito il momento plastico associato al profilo del montante, HEA160 in acciaio S355JR, pari a:

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_{yk} = 245147\text{ mm}^3 \cdot 355\text{ N/mm}^2 = 87.03\text{ kNm}$$

si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni agenti alla base dei montanti per la tipologia di carico che si sta investigando. Si precisa che: (1) in via cautelativa, la resistenza plastica del montante è stata valutata senza considerare il coefficiente di sicurezza sul materiale pari a 1.05; (2) le sollecitazioni associate all'urto sono uguali per tutte le FOA in quanto esse vengono valutate con riferimento alle caratteristiche del montante.

URTO VEICOLARE	$N_{k,urto}$ (kN)	$V_{k,urto}$ (kN)	$M_{k,urto}$ (kNm)
	-	114.51	108.78

Tabella 6.6. Sollecitazioni caratteristiche alla base del montante – urto veicolare

Di seguito il calcolo esplicito dei valori riportati in tabella

$$V_{urto} = \frac{M_{pl}}{h - h_R - h_c} = \frac{87.03\text{ kNm}}{1\text{ m} - 0.05\text{ m} - 0.19\text{ m}} = \frac{87.03\text{ kNm}}{0.76\text{ m}} = 114.51\text{ kN}$$

$$M_{urto} = V_{urto} \cdot h_B = 114.51\text{ kN} \cdot (1 - 0.05)\text{ m} = 108.78\text{ kNm}$$

6.3 SOLLECITAZIONE SISTEMA DI ANCORAGGIO

Le sollecitazioni agenti sul sistema di ancoraggio sono definite a partire da quelle agenti alla base del montante e in modo differente per la combinazione S.L.U. e la combinazione ECCEZIONALE (ECC). Più specificatamente le sollecitazioni di progetto del sistema di ancoraggio sono così definite:

sollecitazioni agenti alla base del montante X 1.00 in combinazione S.L.U.

sollecitazioni agenti alla base del montante X 1.50 in combinazione ECC.

L'amplificazione delle sollecitazioni agenti alla base del montante con il fattore 1.50 in combinazione ECC. viene eseguito in ottemperanza alla richiesta cautelativa della committenza e pertanto sarà cura del committente/fornitore verificare che il suddetto fattore di sovra-resistenza non inficia il comportamento globale delle barriere integrate.

Essendo le sollecitazioni di progetto alla base del montante in combinazione ECC compiutamente definite, si riportano nella tabella di seguito le sollecitazioni di progetto del sistema di ancoraggio nella suddetta combinazione.

COMBINAZIONE ECCEZIONALE	N _{d,ECC} (kN)	V _{d,ECC} (kN)	M _{d,ECC} (kNm)
	-	171.76 (=1.5·114.51)	163.17 (=1.5·163.17)

Tabella 6.7. Sollecitazioni sistema di ancoraggio – comb. ECC.

Note le sollecitazioni sul sistema di ancoraggio, le sollecitazioni di taglio e trazione agenti sul singolo tirafondo sono state definite in accordo con quanto contenuto nelle UNI EN 1992-4:2018 considerando la deformabilità del sistema di attacco.

Inoltre vengono considerati dei coefficienti correttivi che considerano la reale deformabilità della piastra di base. Si riportano di seguito, per completezza i coefficienti correttivi per le due direzioni di interesse, strada-recettore (SR) e recettore-strada (RS).

COEFFICIENTI CORRETTIVI	DIREZIONE AZIONE	
	Strada - Recettore	Recettore-Strada
Tirafondi di bordo	0.85	1.37
Tirafondo centrale	1.14	1.37

Tabella 6.8. Coefficienti correttivi componenti assiali

6.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico usate per le verifiche. Si precisa che la combinazione SLE caratteristica è considerata l'unica rappresentativa per le condizioni di esercizio.

S.L.U. - STR / GEO

Si considera, nell'ambito dello S.L.U. (STR) l'involuppo le seguenti combinazioni.

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{q,1} Q_{k,1} + \gamma_{q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{q,3} \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots + \gamma_{q,n} \psi_{0,n} Q_{k,n}$$

S.L.U. - Sismica

Ai fini delle verifiche in fase sismica, si considera la combinazione derivata dalla somma degli effetti della S.L.E. quasi permanente e delle azioni sismiche, ovvero:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + E_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,2} Q_{k,2} + \dots + \psi_{2,n} Q_{k,n}$$

ECC - Combinazione Eccezionale

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni con le azioni eccezionali di progetto (A_d):

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,2} Q_{k,2} + \dots + \psi_{2,n} Q_{k,n}$$

S.L.E. - Caratteristica Rara

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni che governano le sollecitazioni massime per urto su fondazione e muri su cui poggiano le FOA.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k,1} + \psi_{0,2} Q_{k,2} + \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots + \psi_{0,n} Q_{k,n}$$

Le combinazioni sono state elaborate con riferimento ai coefficienti parziali e di combinazione contenuti nelle NTC2018 e di seguito riportati. Si precisa che i coefficienti di combinazione relativi alla pressione dinamica dovuta alla rimozione della neve e al traffico veicolare sono assunti pari a quelli del vento.

		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_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Figura 6.4. Coefficienti parziali per le azioni

Categoria/Azione variabile	ψ_{01}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
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

Figura 6.5. Valori dei coefficienti di combinazione

Per le azioni variabili considerate (vento, pressione dinamica associata alla rimozione della neve e pressione dinamica veicolare) sono state eseguite la permutazione necessarie per la definizione delle sollecitazioni massime utili al dimensionamento degli elementi della barriera, ovvero: (i) montante; (ii) ancoraggi.

Le permutazioni sono state condotte sulla base delle seguenti ipotesi:

- l'azione dimensionante il montante deve escludere quella eccezionale dell'urto in quanto la barriera viene sottoposta a prove di crash test dal vero;
- la pressione del vento e la pressione dinamica veicolare non sono concomitanti;
- la pressione del vento e la pressione dinamica causata dalla rimozione della neve non sono concomitanti;
- la pressione dinamica causata dalla rimozione della neve e l'urto non sono concomitanti

6.5 CRITERI DI VERIFICA DELL'ACCIAIO

6.5.1 Verifiche SLU – verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza del montante in accordo con le linee guida vengono condotte con riferimento alle sole combinazioni S.L.U., essendo il montante delle barriere integrate verificato a crash test.

Tagli resistente

Il taglio resistente è valutato in accordo con le NTC2018 (§4.2.4.1.2.4 -eq.4.2.17)

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{MO}}$$

Momento resistente

Verificato che il taglio di progetto è inferiore alla metà della resistenza a taglio, il momento resistente è valutato trascurando la forza assiale tramite la relazione:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}}$$

Verifiche ad instabilità flessione-torsionale

La verifica ad instabilità flessione-torsionale, in ottemperanza a quanto richiesto al §8.1.1 delle Linee Guida (documento [4]) viene condotta in accordo con le NTC2018 (§4.2.4.1.3.2).

Verifiche di instabilità per taglio

In accordo con le NTC2018 (§4.2.4.1.2.4 -eq.4.2.27), la verifica di instabilità a taglio di sezioni prive di irrigidimento deve essere effettuata quando è soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

6.5.2 Verifiche SLE – verifiche di deformabilità

La verifica di deformabilità viene condotta con riferimento al §A.3 dell'allegato A della UNI EN 1794-1:2019 e in particolare si fa riferimento allo spostamento orizzontale limite indotta dal vento.

Per le valutazioni in merito agli spostamenti delle barriere fonoassorbenti, sebbene costituite da pannelli dotati di una sufficiente deformabilità (i pannelli sono composti da moduli in acciaio corten e in vetro stratificato per la parte sommitale o PMMA), si sceglie di assumere, in via cautelativa, un limite deformativo contenuto, ovvero associato ad elementi strutturali di tipo d₂.

prospetto A.1 Limiti di deformazione per elementi strutturali

Deformazione d _{max}	Tipo
≤ L ₁ / 200	d1
≤ L ₁ / 150	d2
≤ L ₁ / 100	d3
≤ L ₁ / 75	d4

fragilità



duttilità

La deformazione del montante soggetto all'azione del vento viene valutata sulla base delle seguenti ipotesi:

- Lo schema statico assunto per il montante è quello di mensola incastrata soggetto ad un carico uniformemente distribuito;
- Il carico uniformemente distribuito è l'azione del vento, cautelativamente assunto con il suo valore caratteristico in testa montante;
- Il calcolo della freccia viene effettuato ignorando la presenza sul nodo dei piatti di irrigidimento
- L'area di competenza è quella compresa tra due montanti successivi

Lo spostamento orizzontale limite ammesso è pari a:

1/150 dell'altezza della barriera per le barriere disaccoppiate (limite da norme europee)

1/75 dell'altezza della barriera per le barriere integrate (limite da linee guida)

6.5.3 VERIFICA DEI DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio costituito da N. tirafondi pre-installati e dotati di rosetta è stato verificato in accordo con la UNI EN 1992-4:2018, norma a cui si rimanda per maggiori dettagli, e con riferimento ai meccanismi di rottura riportati nella seguente tabella.

VERIFICHE ANCORANTE LATO ACCIAIO	<ul style="list-style-type: none"> • Rottura a trazione del tirafondo • Rottura a taglio, senza braccio di leva, del tirafondo • Rottura combinata taglio-trazione del tirafondo
-------------------------------------	---

Le verifiche del sistema di ancoraggio vengono effettuate con riferimento alla combinazione S.L.U. ed ECC. quanto presente.

6.6 CRITERI DI VERIFICA DEL C.A.

6.6.1 Verifiche per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

Come previsto dal DM 14.01.2018 al § 4.1.2.1.2.4 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

6.6.2 Verifica per sollecitazione tagliente

Per la verifica a sollecitazione tagliente si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.1.3.1. Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ altezza utile della sezione espressa in mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{con } b_w \text{ larghezza minima della sezione espressa in mm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M..

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

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

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

ϑ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5$
α	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutive
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c	coefficiente maggiorativi pari a:
	1 per membrature non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
	1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
	$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

6.6.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14.01.2018).

- Calcestruzzo compresso:
 - Combinazione rara $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$ per cls $R_{ck} 40 \rightarrow \sigma_c < 19.92 \text{ N/mm}^2$
 - Combinazione quasi permanente $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$ per cls $R_{ck} 40 \rightarrow \sigma_c < 14.94 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio teso:
 - Combinazione rara $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$ per acciaio B450 $\rightarrow \sigma_s < 360.0 \text{ N/mm}^2$

6.6.4 Verifiche agli Stati Limite di Fessurazione

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 14/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (§ 4.1.2.2.4).

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi:

- **Combinazioni di azioni:**
 - Frequente (indicata con FR);
 - Quasi Permanente (indicata con QP).
- **Condizioni ambientali:**
 - Ordinarie;
 - Aggressive;
 - Molto Aggressive.
- **Sensibilità delle armature alla corrosione:**
 - Sensibili (acciai da precompresso);
 - Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

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	$\leq w_1$

Si considerano i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

$$\begin{aligned} w_1 &= 0.2 \text{ mm;} \\ w_2 &= 0.3 \text{ mm;} \\ w_3 &= 0.4 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Con l'ausilio del programma di calcolo "STS Stati Limite", si procede al calcolo del valore caratteristico dell'ampiezza della fessura w_d , confrontandolo con i valori limite precedentemente definiti.

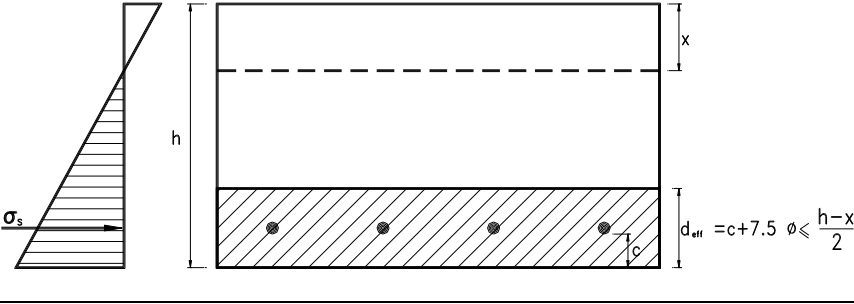
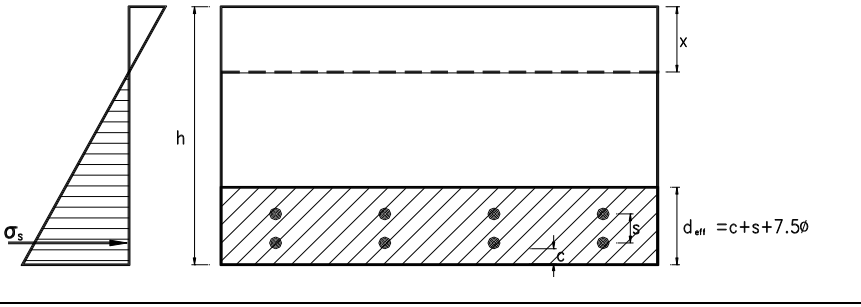
Il calcolo è condotto attraverso i seguenti passaggi:

- Valutazione della distanza media tra le fessure (Δ_{sm});
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura (ϵ_{sm});
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).

Per il calcolo di Δ_{sm} e ϵ_{sm} si utilizzano criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica: in particolare si fa riferimento alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n°252 del 15/10/1996 ("Istruzioni relative alle Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 09.01.1996").

6.6.5 Valutazione della distanza media tra le fessure

Si definisce l'area efficace A_{ceff} come l'area di calcestruzzo entro la quale la barra di acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura. In base alle indicazioni riportate nella Circ. Min. LL.PP. n°252, si definisce l'altezza efficace con riferimento agli schemi di seguito riportati.

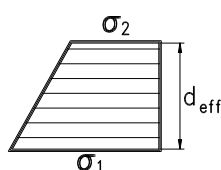
<p>Caso 1: Lembo teso con un solo ordine di tondini d'armatura.</p>	
<p>Caso 2: Lembo teso con più livelli di tondini d'armatura.</p>	

La distanza media tra le fessure, per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace, è data da:

$$\Delta_{sm} = 2 \cdot \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

dove:

- c = ricoprimento dell'armatura (copriferro netto);
- s = distanza tra le barre d'armatura; se $s > 14 \cdot \phi$ si adotterà $s = 14 \cdot \phi$;
- ϕ = diametro della barra;
- k_2 = coefficiente che caratterizza l'aderenza del cls alla barra, a cui si assegnano i seguenti valori:
 - 0.4 per barre ad aderenza migliorata;
 - 0.8 per barre lisce.
- k_3 = coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione, in base al seguente prospetto:
 - 0.125 (caso di diagramma triangolare di flessione e pressoflessione);
 - 0.250 (caso di trazione pura);
 - $0.25 \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2 \cdot \sigma_1}$ (caso di trazione eccentrica o in cui si consideri una sola parte della sezione):



- σ_1, σ_2 = trazione nel cls teso;
- $\rho_r = A_s / A_{ceff}$ = rapporto geometrico d'armatura (con A_s = area della sezione di acciaio posta nell'area A_{ceff}).

6.6.6 Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura

La deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} è valutata secondo la seguente espressione che tiene conto del contributo del calcestruzzo teso che la circonda:

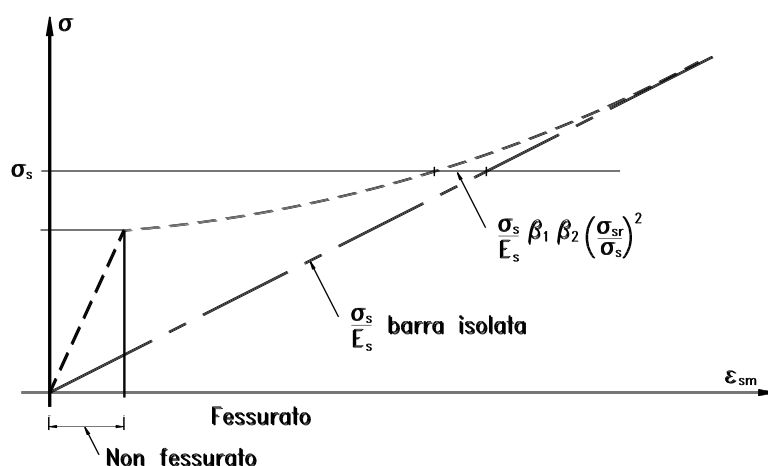
$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

- σ_s = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;
- σ_{sr} = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza media a trazione f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, compresa nell'area efficace.
- β_1 = coefficiente rappresentativo dell'aderenza acciaio-cls, che assume i valori:
- 1.0 (caso di barre ad aderenza migliorata);
 - 0.5 (caso di barre lisce).
- β_2 = coefficiente che tiene conto delle condizioni di sollecitazione:
- 1.0 (caso della prima applicazione di una forza di breve durata);
 - 0.5 (caso di azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute).
- E_s = modulo elastico dell'acciaio delle barre di armatura.

In pratica si tratta di trovare i valori dell'azione assiale N e del momento flettente M (che stiano nello stesso rapporto delle sollecitazioni della combinazione di carico considerata) che portano il calcestruzzo teso della sezione completamente reagente a lavorare al suo limite. Una volta valutati, si opera la verifica della sezione parzializzata e si ricava il valore dello sforzo nell'acciaio teso.

Nella figura seguente si propone il diagramma della deformazione ε_{sm} in funzione della tensione σ_s .



6.6.7 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali w_1 , w_2 e w_3 riportati precedentemente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

6.6.8 Descrizione dell'input e dell'output del programma di calcolo

Si descrive di seguito, in sintesi, come si presentano i tabulati di input ed output del programma di calcolo utilizzato. Nell'ordine il tabulato fornisce le seguenti informazioni:

- Indicazione sul tipo di barre utilizzate, utile per la determinazione di k_2 e β_1 ;
- Valore del copriferro minimo ed effettivo (c);
- Valore dell'interferro (s);
- Valore del diametro massimo dei tondi d'armatura (\emptyset);
- Rapporto tra sforzo normale e momento flettente (indispensabile per la valutazione di k_3);
- Resistenza a trazione del calcestruzzo (f_{ctm});
- Momento di prima fessurazione, corrispondente allo stato limite di formazione delle fessure: tale valore è associato a una tensione di trazione nella fibra più sollecitata pari a $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$;
- Momento di fessurazione: tale valore è associato a una tensione di trazione nella fibra più sollecitata pari a $\sigma_t = f_{ctm}$.

Per lo stadio non fessurato:

- Coefficiente di omogeneizzazione acciaio-cla;
- Distanza dell'asse neutro dal lembo teso in fase non fessurata (sezione completamente reagente);
- Altezza del tirante ideale (d_{eff});
- Densità d'armatura del tirante ideale (ρ_t).

Per lo stadio fessurato:

- Coefficiente di omogeneizzazione acciaio-cla;
- Distanza media fra due fessure attigue (Δ_{sm});
- Trazione nell'acciaio al raggiungimento della tensione limite f_{ctm} nel cla;
- Valore del coefficiente k_3 ;
- Trazione nell'acciaio per il calcolo della fessura (sollecitazione σ_s effettiva);
- Ampiezza della fessura (w_d).

Si possono ottenere i seguenti casi:

- 1. Momento sollecitante inferiore al momento di prima fessurazione:**
 In tal caso la verifica a fessurazione perde di significato, in quanto non viene raggiunto lo stato limite di apertura delle fessure;
- 2. Momento sollecitante uguale o superiore al momento di prima fessurazione:**
 In tal caso occorre effettuare un confronto tra il valore dell'ampiezza massima della fessura calcolato dal programma con il valore limite da normativa.

6.6.9 Ampiezza delle fessure

In base alla tabella 4.1.III del D.M. 17.01.2018, le classi di esposizione individuate per le opere in esame riconducono a condizioni ambientali "Molto Aggressive". Pertanto, secondo la tabella 4.1.IV:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
			Stato Limite	w_d

c	Molto aggressive (XF4)	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.2 \text{ mm}$
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

7 FOA H6 TIPO1 E TIPO5

Quanto riportato in seguito vale anche per la FOA H6 Tipo 5. Di fatto l'azione agente sul montante è la medesima nei due casi.

Il passo tra i montanti è di 4.00 m in corrispondenza della zona corrente e di 3.00 m in corrispondenza della zona di bordo mentre l'altezza massima in corrispondenza di entrambe le zone è di 6.00 m

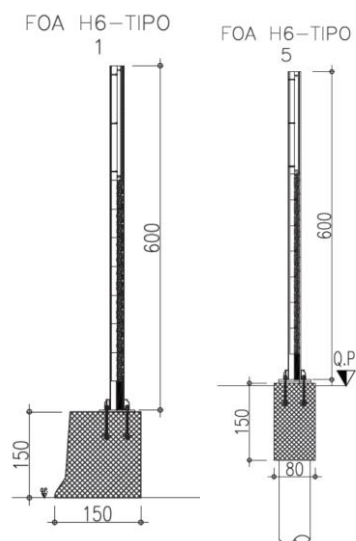


Figura 7.1. FOA H6 TIPO1-Tipo5, barriera antifonica

Non potendo definire a priori la condizione più gravosa tra la zona di bordo e quella corrente, data la variabilità dell'interasse e il diverso valore del coefficiente di pressione tra le due zone, le sollecitazioni sono state definite per entrambe le zone mentre le verifiche del montante e del sistema di ancoraggio sono state eseguite con riferimento alle sollecitazioni massime, sollecitazioni relative alla zona di bordo.

7.1 FOA H6 TIPO 5– ZONA CORRENTE

7.1.1 CARICHI

Si riporta di seguito, sinteticamente, i calcoli per la definizione dei carichi agenti sulla barriera antifonica in esame non compiutamente definiti nella parte generale della presente relazione (peso proprio, vento).

PESO PROPRIO

FOA H6 TIPO1 Disaccoppiata – zona corrente	h (m)	A (m ²)	i (m)	p (kN/m ²)	P (kN/m ³)	G _i (kN)
Montante (IPE 360)	6.00	7.27E-03	-	-	78.5	3.43
Pannello opaco	1.00	-	4	0.15	-	0.60
Pannello trasparente	5.00	-	4	0.18	-	3.60
TOT.						7.63

Tabella 7.1. FOA H6 TIPO1 – Peso proprio

VENTO

L'azione del vento è convenzionalmente ricondotta a un'azione statica equivalente determinata in ossequio alla Normativa Italiana (D.M. 17.01.2018 e relativa Circolare Ministeriale contenente le istruzioni di applicazione). La pressione cinetica di picco (in N/mm²) del vento è data dall'espressione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z) \quad q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove: q_p è la pressione cinetica di picco;
 ρ è la densità media dell'aria, pari a 1.25kg/m³;
 v_r è la velocità di riferimento di progetto in m/s;
 c_e è il coefficiente di esposizione.

• Velocità base di riferimento

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità di base di riferimento viene definita dalla seguente espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

dove: $v_{b,0}$ è la velocità di base di riferimento a livello del mare;
 c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

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

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

in cui: a_0 , k_a sono parametri assegnati in funzione della zona geografica;
 a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito in esame.

• Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto

In mancanza di spcifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità è fornita dalla relazione:

$$V_r = V_b \cdot C_r$$

dove: v_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;
 c_r è il coefficiente di ritorno fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]} \quad \text{per } T_r \geq 50 \text{ anni}$$

In accordo all'Appendice A del documento tecnico CNR DT 207:2018, il periodo di ritorno di riferimento è definito come il valore maggiore fra il periodo di ritorno $T_{R,0}^*$ riportato nella sottostante tabella e la vita nominale della costruzione VN definita nel paragrafo 2.4.1 delle NTC.

Proprietà della costruzione	$T_{R,0}^*$ (anni)
Costruzione provvisoria, in fase di realizzazione o di demolizione, purché il periodo in cui sussiste tale stato sia minore di 1 anno. Per le costruzioni provvisorie, è necessario che sia minore di 1 anno l'insieme di tutti i successivi periodi nei quali la costruzione è riutilizzata	10
Costruzione ordinaria	50
Costruzione di rilevante importanza	100
Costruzione di importanza strategica	200

- Coefficiente di topografia**

In mancanza di più approfondite valutazioni, il coefficiente di topografia c_t è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

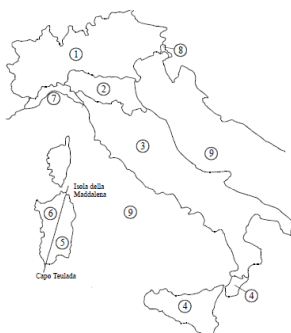
- Coefficiente di esposizione**

Per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200\text{m}$, il coefficiente di esposizione è fornito dalle seguenti relazioni:

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

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

dove i parametri fattore di terreno k_r , lunghezza di rugosità z_0 e altezza minima z_{\min} sono definiti in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione a sua volta assegnata in base alla posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno (si vedano gli schemi estratti dalle normative e di seguito riportati).



Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegn (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegn (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegn) e mare aperto	31	500	0,020

Dati di progetto e pressione cinetica di picco del vento

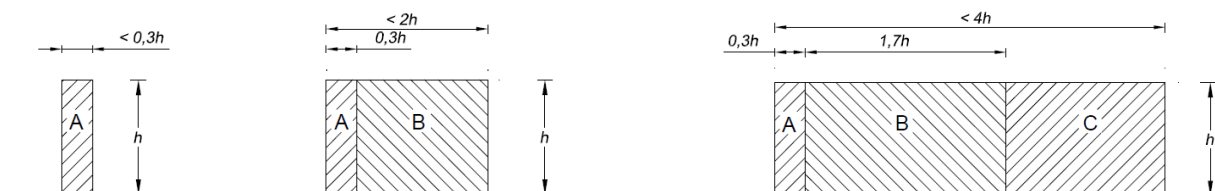
A favore di sicurezza, per tutti i casi analizzati, si considera la pressione cinetica ricavata nella condizione più sfavorevole: si assume pertanto una quota di riferimento pari a circa 35 m.s.l.m ed un'altezza di riferimento pari a 7.5 m. Si ottiene quindi:

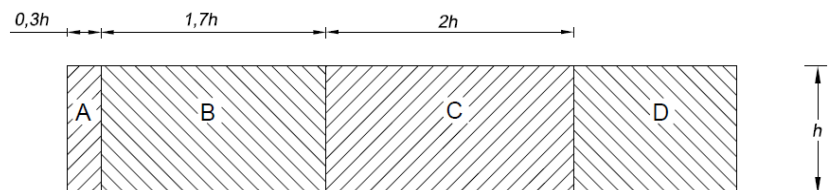
Proprietà della costruzione	Ordinaria	
zona di riferimento	Zona 2	
classe di rugosità	Classe D	
Categoria di esposizione	Cat II	
Altitudine del sito	as	35
Coefficiente topografico	cf	1
Coefficiente dinamico	cd	1
Altezza di riferimento	z	7.5
Vita nominale della costruzione	Vn	50
Periodo di ritorno	Tr	50
Velocità di base a livello del mare	Vb,o	25
Parametri (funzione della zona geografica)	ao	750
	Ks	0.45
Coefficiente di altitudine	ca	1
Velocità di riferimento	Vb,o	25
Coefficiente di ritorno	Cr	1
Velocità di riferimento di progetto	Vf	25
Fattore di terreno	Kr	0.19
altezza minima	Zmin	4
densità media di massa dell'aria	p	1.25
Coefficiente di esposizione	ce	2.2
Pressione cinetica di picco del vento	qp	0.85

• Coefficienti di pressione complessiva

In accordo con le indicazioni contenute nella CNR-DT 207/2018 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" (appendice G5) è stato condotto uno studio sugli effetti provocati dall'azione del vento nelle zone d'estremità delle barriere acustiche.

In ossequio a tali istruzioni i coefficienti di pressione complessiva verranno differenziati in relazione alla distanza del punto considerato dall'estremità dell'elemento, quest'ultimo viene suddiviso in fasce di lunghezza dipendente dalla lunghezza e dall'altezza dell'elemento studiato.





I coefficienti di pressione complessiva per ciascuna fascia dell'elemento, sia in presenza che in assenza di chiusure laterali, sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

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			

dove: ϕ = densità dell'elemento

l = lunghezza dell'elemento

A favore di sicurezza, si massimizzano i coefficienti di pressione considerando il caso in cui il rapporto l/h è superiore a 10 e approssimando la pressione cinetica di picco $q_p = 0.9 = 1 \text{ kN/m}^2$. Si ottiene pertanto:

ELEMENTI CON POROSITA' NULLA (densità: $\phi = 1.00$)		
Coefficiente di pressione complessiva (A)	c_{pn-A}	3.40 -
Coefficiente di pressione complessiva (B)	c_{pn-B}	2.10 -
Coefficiente di pressione complessiva (C)	c_{pn-C}	1.70 -
Coefficiente di pressione complessiva (D)	c_{pn-D}	1.20 -
Pressione complessiva (A)	p_{n-A}	3.40 kN/m^2
Pressione complessiva (B)	p_{n-B}	2.10 kN/m^2
Pressione complessiva (C)	p_{n-C}	1.70 kN/m^2
Pressione complessiva (D)	p_{n-D}	1.20 kN/m^2

Figura 7.2. FOA H6 TIPO1 – pressione del vento

PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE

Si determina il valore del carico in oggetto in base alle disposizioni presenti nella UNI EN 1794-1 § A.2.2. (v. § 1.2 - [17]). A causa del passaggio dei veicoli in adiacenza alle barriere fonoassorbenti, si genera su di esse una pressione dinamica ortogonale al loro piano.

La tipologia di traffico relativa è la seguente: "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".

Per la tipologia di traffico riportata, la pressione dinamica di riferimento è pari a 0.80 kN/m^2 .

Poiché il carico del vento e la pressione dinamica dovuta ai veicoli agiscono in alternativa, tale carico viene omesso nell'analisi in quanto inferiore al carico da vento.

PRESSIONE DINAMICA DA SPAZZAMENTO NEVE

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 per il rumore dal margine della strada.

Il carico dinamico causato dalla pulizia dalla neve è un carico orizzontale transitorio perpendicolare alla barriera, deve essere assunto in modo da essere distribuito uniformemente su un'area di 2.00x2.00 m e la forza risultante deve essere localizzata circa 1.50 m al disopra del livello stradale.

Data la dimensione dell'area di carico e il particolare schema statico delle barriere fonoassorbenti, 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.

Si assume che il carico dinamico causato dalla rimozione della neve non agisca simultaneamente al carico del vento.

7.1.2 SOLLECITAZIONI

Si riporta di seguito il calcolo esplicito delle sollecitazioni caratteristiche agenti alla base dei montanti della 8.1 FOA H6 TIPO 5 in corrispondenza della zona corrente.

ENTRAMBE LE DIREZIONI	PESO PROPRIO	$N_{k,PP}$	=	7.6 kN
		$V_{k,PP}$	=	0.00 kN
		$M_{k,PP}$	=	0.00 kNm
	VENTO	$N_{k,vento}$	=	0.00 kN
		$V_{k,vento} = q \cdot i \cdot h = 1.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 4 m \cdot 6 m$	=	29.6 kN
		$M_{k,vento} = \frac{q \cdot i \cdot h^2}{2} = V_{k,vento} \cdot \frac{h}{2} = 29.6 kN \cdot \frac{6 m}{2}$	=	89 kNm
DIREZIONE: STRADA- RECETTORE	PRESSIONE VEICOLI	$N_{k,veicoli}$	=	0.00 kN
		$V_{k,veicoli} = q_3 \cdot i \cdot h = 0.8 \frac{kN}{m^2} \cdot 4 m \cdot 4.5 m$	=	15 kN
		$M_{k,veicoli} = V_{k,veicoli} \cdot \frac{h}{2} = 14.40 kN \cdot \frac{4.5 m}{2}$	=	32 kNm

Tabella 7.2. FOA H6 TIPO1 - Valori caratteristici delle sollecitazioni alla base dei montanti

Le sollecitazioni di progetto, per le verifiche, sono state definite permutando i valori caratteristici riportati nella tabella sopra nel rispetto delle norme tecniche in vigore.

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni di progetto allo SLU e allo SLE della FOA H6 TIPO1 in zona corrente.

MONTANTE: ENTRAMBE LE DIREZIONI	ANCORAGGIO: ENTRAMBE LE DIREZIONI	SLU STR (1)	$N_d =$	1.0	·	7.63 kN	+	1.5	·	0.00 kN	=	7.6 kN
			$V_d =$	1.0	·	0.00 kN	+	1.5	·	29.6 kN	=	44.4 kN
			$M_d =$	1.0	·	0.00 kNm	+	1.5	·	88.9 kNm	=	133.3 kNm
		SLE STR (2)	$N_d =$	1.3	·	7.63 kN	+	1.5	·	0.00 kN	=	9.9 kN
			$V_d =$	1.3	·	0.00 kN	+	1.5	·	29.6 kN	=	44.4 kN
			$M_d =$	1.3	·	0.00 kNm	+	1.5	·	88.9 kNm	=	133.3 kNm

		SLU GEO	$M_d = 1.3 \cdot 0.00 \text{ kNm} + 1.5 \cdot 88.9 \text{ kNm} = 133.3 \text{ kNm}$
			$N_d = 1.0 \cdot 7.63 \text{ kN} + 1.3 \cdot 0.00 \text{ kN} = 7.6 \text{ kN}$
			$V_d = 1.0 \cdot 0.00 \text{ kN} + 1.3 \cdot 29.6 \text{ kN} = 38.5 \text{ kN}$
			$M_d = 1.0 \cdot 0.00 \text{ kNm} + 1.3 \cdot 88.9 \text{ kNm} = 115.5 \text{ kNm}$
		SLE RARA	$N_d = 1.0 \cdot 7.63 \text{ kN} + 1.0 \cdot 0.00 \text{ kN} = 7.6 \text{ kN}$
			$V_d = 1.0 \cdot 0.00 \text{ kN} + 1.0 \cdot 29.6 \text{ kN} = 29.6 \text{ kN}$
			$M_d = 1.0 \cdot 0.00 \text{ kNm} + 1.0 \cdot 88.9 \text{ kNm} = 88.9 \text{ kNm}$

Tabella 7.3. Sollecitazioni di progetto

7.2 FOA H6 TIPO 5 – ZONA DI BORDO

7.2.1 CARICHI

Si riporta di seguito, sinteticamente, i calcoli per la definizione dei carichi agenti sulla barriera antifonica in esame non compiutamente definiti nella parte generale della presente relazione (peso proprio, vento).

PESO PROPRIO

FOA H6 TIPO1 Disaccoppiata – zona di bordo	h (m)	A (m ²)	i (m)	p (kN/m ²)	P (kN/m ³)	G _i (kN)
Montante (IPE 360)	6.00	7.27E-03	-	-	78.5	3.43
Pannello opaco	1.00	-	3	0.15	-	0.45
Pannello trasparente	5.00	-	3	0.18	-	2.70
TOT.						6.58

Tabella 7.4. FOA H6 TIPO1 – Peso proprio

7.2.2 SOLLECITAZIONI

Si riporta di seguito il calcolo esplicito delle sollecitazioni caratteristiche agenti alla base dei montanti della FOA H6 TIPO1 in corrispondenza della zona di bordo.

ENTRAMBE LE DIREZIONI	PESO PROPRIO	$N_{k,PP}$	=	6.58 kN
		$V_{k,PP}$	=	0.00 kN
		$M_{k,PP}$	=	0.00 kNm
	VENTO	$N_{k,vento}$	=	0.00 kN
		$V_{k,vento} = q \cdot i \cdot h = 2.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \cdot 6 \text{ m}$	=	37.89 kN
		$M_{k,vento} = \frac{q \cdot i \cdot h^2}{2} = V_{k,vento} \cdot \frac{h}{2} = 37.89 \text{ kN} \cdot \frac{6 \text{ m}}{2}$	=	113.67 kNm
STRADA RECTT	PRESSIO NE	$N_{k,veicoli}$	=	0.00 kN
		$V_{k,veicoli} = q_3 \cdot i \cdot h = 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \cdot 4.5 \text{ m}$	=	10.80 kN

$$M_{k,veicoli} = V_{k,veicoli} \cdot \frac{h}{2} = 10.80 \text{ kN} \cdot \frac{4.5 \text{ m}}{2} = 24.30 \text{ kNm}$$

Tabella 7.5. FOA H6 TIPO1 -Valori caratteristici delle sollecitazioni alla base dei montanti

Le sollecitazioni di progetto, per le verifiche, sono state definite permutando i valori caratteristici riportati nella tabella sopra nel rispetto delle concomitanze delle azioni descritte al §6.4. Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni di progetto allo SLU e allo SLE della FOA in zona corrente.

MONTANTE: ENTRAMBE LE DIREZIONI	ANCORAGGI: ENTRAMBE LE DIREZIONI	SLU STR (1)	N _d =	1.0	·	6.58	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	6.6	kN
			V _d =	1.0	·	0.00	kN	+	1.5	·	37.89	kN	=	56.8	kN
			M _d =	1.0	·	0.00	kNm	+	1.5	·	113.67	kNm	=	170.51	kNm
		SLU STR (2)	N _d =	1.3	·	6.58	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	8.55	kN
			V _d =	1.3	·	0.00	kN	+	1.5	·	37.89	kN	=	56.84	kN
			M _d =	1.3	·	0.00	kNm	+	1.5	·	113.67	kNm	=	170.51	kNm
		SLU GEO	N _d =	1.0	·	6.58	kN	+	1.3	·	0.00	kN	=	6.58	kN
			V _d =	1.0	·	0.00	kN	+	1.3	·	37.89	kN	=	49.26	kN
			M _d =	1.0	·	0.00	kNm	+	1.3	·	113.67	kNm	=	147.77	kNm
		SLE RARA	N _d =	1.0	·	6.58	kN	+	1.0	·	0.00	kN	=	6.58	kN
			V _d =	1.0	·	0.00	kN	+	1.0	·	37.89	kN	=	37.89	kN
			M _d =	1.0	·	0.00	kNm	+	1.0	·	113.67	kNm	=	113.67	kNm

Tabella 7.6. FOA H6 TIPO1 - Sollecitazioni di progetto

7.2.3 VERIFICA DEL MONTANTE

Si riportano di seguito le caratteristiche del montante delle IPE360.

☒ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL
☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB
☐ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per: ☒ W_y ☐ I_y ☐ g

Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275 f_u 430

Lunghezze di libera inflessione [m]:
 I_{0y} 0 I_{0z} 0

N_{Sd} [kN] 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r ₁ (mm)
IPE 240	30,7	240	120	6,20	9,80	15,00
IPE 270	36,1	270	135	6,60	10,20	15,00
IPE 300	42,2	300	150	7,10	10,70	15,00
IPE 330	49,1	330	160	7,50	11,50	18,00
IPE 360	57,1	360	170	8,00	12,70	18,00
IPE 400	66,3	400	180	8,60	13,50	21,00
IPE 450	77,0	450	190	9,40	14,50	24,00

Plotta

Classe Sezione:
 Compressione 3
 Flessione My 1
 Flessione Mz 1
 Presso-Flessione 1

Verifiche:
☒ Presso Flessione
☒ Svergolamento

IPE 360

N_{by,Rd} [kN] 1.905
 N_{bz,Rd} [kN] 1.905
 V_{py,Rd} [kN] 531.3

M_{cy,Rd} [kNm] 266.9
 M_{cz,Rd} [kNm] 50.05
 V_{plz,Rd} [kN] 652.9

g (Kg/m): 57,1
 h (mm): 360
 b (mm): 170
 t_w (mm): 8
 t_f (mm): 12,7
 r₁ (mm): 18

i₂ (mm): 0
 A (cm²): 72,73
 I_y (cm⁴): 16.270
 W_y (cm³): 903,8
 W_{pl,y} (cm³): 1.019

i_y (cm): 14,95
 I_z (cm⁴): 1.043
 W_z (cm³): 122,8
 W_{pl,z} (cm³): 191,1

i_z (cm): 3,79
 I_t (cm⁴): 37,32
 I_w (cm⁶): 313.600

Le verifiche del montante sono state condotte con riferimento alle sollecitazioni massime corrispondenti alla zona di bordo.

7.2.4 Verifiche SLU

VERIFICA A TAGLIO

Il taglio resistente valutato della sezione in esame:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{MO}} = \frac{3513 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 531.20 \text{ kN}$$

Dove $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd}}{V_{sd}} = \frac{531.20 \text{ kN}}{56.84 \text{ kN}} = 9.34$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A FLESSIONE

Verificato che il taglio di progetto è inferiore alla metà della resistenza a taglio, il momento resistente valutato trascurando la forza assiale per la sezione in esame è:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{1\,019\,100 \text{ mm}^3 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 266.90 \text{ kNm}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{M_{Rd}}{M_{sd}} = \frac{266.90 \text{ kNm}}{170.51 \text{ kNm}} = 1.56$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità valutato con i seguenti parametri

- Curva di instabilità (altre sezioni trasversali)	d
- Fattore di imperfezione	$\alpha_{LT} = 0.21$
- Lunghezza critica (assunzione cautelativa)	6 m
- Momento critico	804 kNm
- Coefficiente di snellezza adimensionale	$\lambda_{LT} = 0.588$
- Fattore ϕ_{LT}	$\phi_{LT} = 0.714$
- Fattore χ_{LT}	$\chi_{LT} = 0.894$

è pari a:

$$M_{b,Rd} = 238.50 \text{ kNm}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a

$$C.S. = \frac{M_{b,Rd}}{M_{sd}} = \frac{238.50 \text{ kNm}}{170.51 \text{ kNm}} = 1.40$$

. Il valore è stato calcolato utilizzando LT Beam per il quale si riportano le schermate seguenti:

* Il calcolo del momento critico per instabilità flessione-torsionale è stato condotto applicando la sollecitazione in corrispondenza della piattabanda. In ragione del dettaglio di fissaggio del pannello ai montanti, il carico è stato applicato in corrispondenza della piattabanda compressa fornendo un contributo stabilizzante nei confronti della torsione.

Si vuole precisare che, nel caso in cui l'applicazione del carico venga posta coincidente con il centro di taglio, otterremmo un momento critico di 554 kNm, a cui corrisponde un $M_{b,Rd} = 225 \text{ kNm}$ e quindi un $FS=1.32$.

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI INSTABILITA' A TAGLIO DELL'ANIMA

La disuguaglianza il cui soddisfacimento richiede la verifica per instabilità a taglio come si evince dal calcolo esplicito riportato di seguito, non è soddisfatta pertanto la verifica di instabilità a taglio dell'anima non si rende necessaria per il profilato della FOA in esame.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{298}{12.7} = 23.46 \quad \left(< \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 72 \sqrt{\frac{235}{275}} = 66.55 \right)$$

VERIFICA NON RICHIESTA

7.2.5 Verifiche SLE

VERIFICA DI DEFORMAZIONE

La deformazione limite in testa montante ammessa dalle norme, per le FOA oggetto di verifica è:

$$\delta_{lim} = \frac{h}{150} = \frac{6000 \text{ mm}}{150} = 40 \text{ mm}$$

La deformazione del montante soggetto all'azione del vento, valutato sulla base di quanto contenuto al §6.5.2 è pari a:

$$\delta_d = \frac{1}{8} \frac{q l^4}{E I} = \frac{1}{8} \frac{\left(2105 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m}\right) \cdot (6 \text{ m})^4}{210 \text{ E}^9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 1.63 \text{ E} - 4 \text{ m}^4} = 0.030 \text{ m} = 30 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

7.3 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio della FOA H6 TIPO1 è costituito da: piastra di base 400 × 550 mm spessore 45 mm e da n.6 tirafondi pre-installati (M27, classe 8.8, altezza efficace 500 mm) dotati di rosetta 120 × 120 mm spessore 25 mm. La piastra di base è irrigidita tramite 8 irrigidenti di spessore 12 mm. Il getto di grouting di livellamento dovrà essere al massimo pari a 30 mm

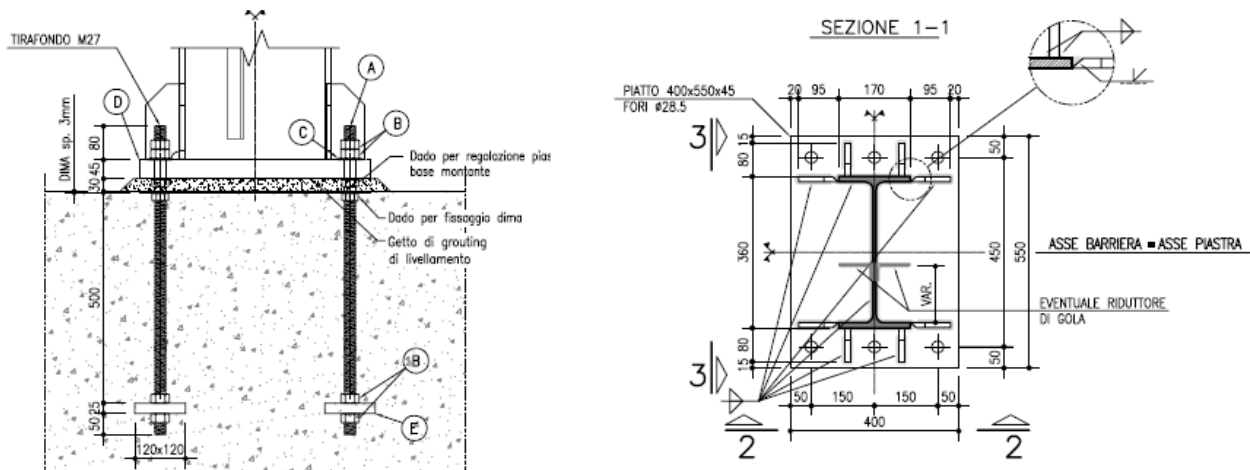


Figura 7.3. Sistema di ancoraggio della FOA H6 TIPO1

7.3.1 Sollecitazioni sui singoli tirafondi

Note le sollecitazioni di progetto del sistema di ancoraggio, di seguito riportate per completezza:

$$N_{sd} = 6.58 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 56.84 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 170.51 \text{ kNm}$$

SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

Le sollecitazioni di taglio associate ai vari meccanismi di rottura sono state definite in accordo con la UNI EN 1992-4:2018 e sono pari a:

$$\text{verifica tirafondi lato acciaio} \quad V_{sd,i} = 56.8 \text{ kN} / 6 = 9.5 \text{ kN}$$

$$\text{verifica rottura per pry-out} \quad V_{sd,i} = 56.8 \text{ kN} / 6 = 9.5 \text{ kN}$$

$$\text{verifica rottura di bordo} \quad V_{sd,i} = 56.8 \text{ kN} / 3 = 19 \text{ kN}$$

SOLLECITAZIONI DI TRAZIONE

Tramite il software VCaSLU viene calcolata la tensione agente sul tirafondo dovuto alle sollecitazioni agenti sul montante.

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	55
3	40	55
4	40	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4,59	5	5
2	4,59	20	5
3	4,59	35	5

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} 6,58 kN
 M_{Ed} 170,51 kNm
 M_{yEd} 0

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

Metodo di calcolo
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Materiali
 C35/45
 E_{cu} % E_{c2} %
 f_{yd} N/mm² E_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd}
 E_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

☐ Precompresso

Le sollecitazioni assiali dei tirafondi associati al momento sollecitante di progetto M_{Sd} sono quindi $N_{Sd,i} = A \cdot \sigma_s = \frac{459 \cdot 279,6}{1000} = 128,4$ KN

INPUT SOFTWARE ANCHOR

Si riportano di seguito i dati di input del software ANCHOR utilizzato per effettuare le verifiche del sistema di ancoraggio in accordo con la UNI EN 1992-4:2018.

Ancorante
 Acciaio
 f_{yk} [MPa]
 f_{tk} [MPa]

Rosetta
 Acciaio
 f_{yk} [MPa]
 f_{tk} [MPa]

Classe di resistenza
 f_{ck} [MPa]
 f_{ctm} [MPa] = 0,3·35·0,0^(2/3)
 f_{ctk} [MPa] = 0,7·3·2,21
 f_{ctd} [MPa]
 f_{bd} [MPa]
 η₁
 η₂

Condizioni di aderenza
☒ Buona aderenza
☐ Altrimenti

Acciaio am. suppl.
 f_{yk} [MPa]
 f_{tk} [MPa]

Figura 7.4. Materiali

Geometria

Cordolo
 B [mm] 800
 L [mm] 3000
 H [mm] 1500
 copriferro [mm] 45
 es [mm] 52
 d [mm] 1455
 z [mm] 297,50 0.85 min(1455; 2.500; 2.175)

Staffe
 passo [mm] 200
 N. bracci 2

Geometria rosetta
 dh [mm] 120
 t [mm] 25

Piastre e grouting
 tgrout [mm] 30,00 Carico di taglio CON braccio di leva
 tpiastre [mm] 45
 as [mm] 0

Ancoraggi

M27
 da [mm] 27
 Ares [mm²] 459
☐ Ancorante vicino a 3 o più bordi
 hef [mm] 500
 h'ef [mm] 0
 Pre-Calcolo
 hef min [mm] 108
 hef max [mm] 540
 N. ancoraggi 6

Distanze ⊥ al bordo
 cminN [mm] 175
 cint medio [mm] 450
 cmaxN [mm] 625
 cminV [mm] 175

Distanze // al bordo
 smin [mm] 500
 sint(N>0) [mm] 150
 smax [mm] 500

Sollecitazioni di gruppo
 NEd,g [kN] 385,2
 VEd,g [kN] 56,82
 lex [mm] 0
 ley [mm] 0
 lev [mm] 0

	X [mm]	Y [mm]	NEd,h [kN]	VEd,h [kN]	VEd,h,bo [kN]	cmin [mm]	cmax [mm]	smin [mm]	smax [mm]
1	1350	175	128,4	9,47	0	175	625	1350	1650
2	1500	175	128,4	9,47	0	175	625	1500	1500
3	1650	175	128,4	9,47	0	175	625	1350	1650
4	1350	625	0	9,47	18,95	175	625	1350	1650
5	1500	625	0	9,47	18,95	175	625	1500	1500

Figura 7.5. Geometria e carichi agenti

1.1.1.1. Verifiche della piastra di base

VERIFICA A PUNZONAMENTO

La resistenza a punzonamento della piastra di base è pari a:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_n \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 27 \text{ mm} \cdot 45 \text{ mm} \cdot 430 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 787.84 \text{ kN}$$

a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{N_{Rd,i}}{N_{Sd,i}} = \frac{787.84 \text{ kN}}{134.14 \text{ kN}} > 5$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A RIFOLLAMENTO

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = \frac{0.57 \cdot 2.50 \cdot 430 \text{ N/mm}^2 \cdot 27 \text{ mm} \cdot 45 \text{ mm}}{1.25} = 595.59 \text{ kN}$$

a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd,i}}{V_{Sd,i}} = \frac{595.59 \text{ kN}}{9.47 \text{ kN}} > 5$$

VERIFICA SODDISFATTA

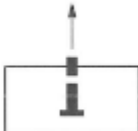
Si riporta di seguito, per completezza, il calcolo dei coefficienti α e k usati per il calcolo della resistenza a rifollamento della piastra.

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tbk}}{f_{tk}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{50 \text{ mm}}{3 \cdot 29}; \frac{800 \text{ N/mm}^2}{430 \text{ N/mm}^2}; 1 \right\} = \min \{0.57; 1.86; 1\} = 0.57$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot 50 \text{ mm}}{29} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{3.12; 2.5\} = 2.50$$

1.1.1.2. Verifiche ancoraggio – lato acciaio

Si riportano di seguito le verifiche a rottura lato acciaio secondo la UNI EN 1992-4:2018.

TRAZIONE	Rottura acciaio ancorante più caricato (EN 1992-4 §7.2.1.3)			
	NRk,s [kN]	<input type="text" value="367.20"/>	= 800MPa·459mm²	

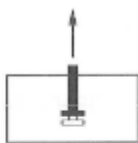
ROTTURA COMBINATA LATO ACCIAIO

Verifica non richiesta in quanto la verifica a taglio è stata condotta con braccio di leva

VERIFICHE SODDISFATTE

1.1.1.3. Verifiche ancoraggio – lato calcestruzzo

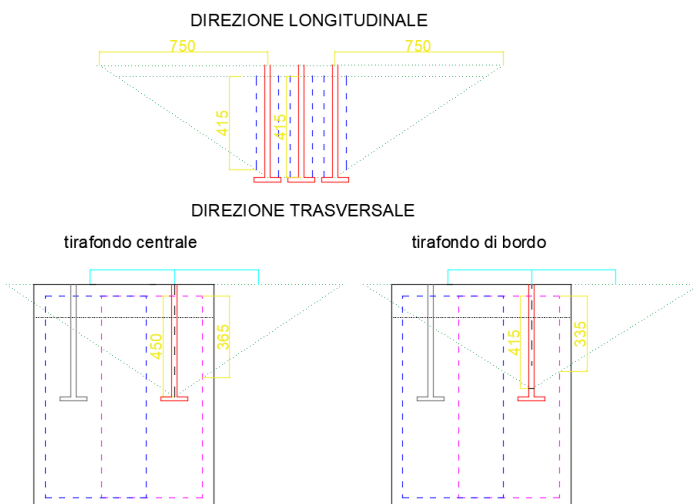
Si riportano di seguito le verifiche a rottura lato acciaio secondo la UNI EN 1992-4:2018.

TRAZIONE	Rottura per sfilamento dell'ancorante (EN 1992-4 §7.2.1.5)							
	N.B. Solo per ancoranti meccanici e a piolo post-inseriti							
	Ah [mm²]	10 737	=	$n/4(120^2 - 27^2)$				
	k _s	10.50	Cl _s NON fessurato					
	NR _{k,p} [kN]	3 945.91	=	$11 \cdot 10\,737 \text{ mm}^2 \cdot 35 \text{ MPa}$				
					γ _M	NR _d [kN]	NE _d [kN]	BN [%]
Sfilamento					1.50	2.630,61	128,4	4.88%

Rottura cono di calcestruzzo (EN 1992-4 §7.2.1.4)

SI CONSIDERA L' ARMATURA SUPPLEMENTARE

Si riporta di seguito la geometria del cono, le armature e le lunghezze da considerare. Si precisa che armature supplementari per la verifica della rottura conica sono i bracci verticali delle staffe $\phi 16$ vedi APE0019) .



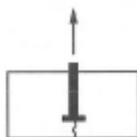
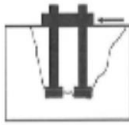
Rottura dell'armatura supplementare (EN 1992-4 §7.2.1.9.1)

nre	4,00	N. barre efficaci per ancorante
ϕ [mm]	16,00	≤ 16
$A_{s, re, i}$ [mm ²]	201	$= n \phi^2 / 4$
$\Sigma A_{s, re}$ [mm ²]	804	$= 4 \cdot 201 \text{ mm}^2$
$NR_{k, re}$ [kN]	361,91	$= 804 \text{ mm}^2 \cdot 450 \text{ MPa}$

Rottura dell'ancoraggio dell'armatura supplementare (EN 1992-4 §7.2.1.9.2)

l_a [mm]	210,00	?
l_{cr} [mm]	228	$= 0,70 \cdot 0,70 \cdot 201 \text{ mm}^2 \cdot 450 \text{ MPa} / 1,15 / (n \cdot 16 \text{ mm} \cdot 3 \text{ MPa})$
α_1	0,70	?
α_2	0,70	
$N^{\circ} R_{d, a}$ [kN]	72,61	$= \min \{ 210 \text{ mm} \cdot n \cdot 16 \text{ mm} \cdot 3 \text{ MPa} / (0,70 \cdot 0,70); 201 \text{ mm}^2 \cdot 450 \text{ MPa} \}$
$NR_{d, a}$ [kN]	290,43	$= 4 \cdot 73 \text{ kN}$

	v_M	NR_d [kN]	N_{Ed} [kN]	β_N [%]
Rottura am. suppl.	1.15	314,71	128,4	40,80%
Ancoraggio am. suppl.		290,43	128,4	44,21%

TRAZIONE	Rottura per splitting (EN 1992-4 §7.2.1.7) 					
	scr.sp [mm]	1.000,00	3·560			
	ccr.sp [mm]	500,00	= 500mm			
	hmin [mm]	560,00	?			
	k _s	0,50	?			
	ΣAs,re [mm ²]	492	= 0,50·385kN·1.15/450MPa			
	Verifica richiesta se b1 e b2 non sono soddisfatte					
	Ac,N [mm ²]	877.500	Ac,N/A ^c c,N = 0,88			
	A ^c c,N [mm ²]	1.000.000	= 1.000 ²			
	ψ _{h,sp}	1,23	= min{(1.500/560) ² ; max{1; [(500+1.5·175)/560] ² };			
ψ _{s,N}	0,81	= min{1; 0.7+0.3·175/500}				
ψ _{re,N}	1,00	= min{1; 0.5+560/200}				
ψ _{ec,N}	1,00	= min{1; 1/[(1+2·0/1.000)·(1+2·0/1.000)]}				
N°Rk,sp [kN]	727,58	= min{N°Rkc=728; N°Rkp=3.946}				
NRk,sp [kN]	631,38	= 728kN·877.500mm ² /1.000.000mm ² ·0,81·1,00·1,00·1,00				
		<div> <div>vM</div> <div>NRd [kN]</div> <div>NEd [kN]</div> <div>βN [%]</div> </div>				
	Splitting	1,50	420,92	385,2	91,51%	
TAGLIO	Rottura per pry-out (EN 1992-4 §7.2.2.4) 					
	k _s	2,00	V. Specifica Tecnica Europea			
	Ac,N [mm ²]	1.440.000,0	Per il gruppo di ancoranti sollecitati a taglio			
	Ap,N [mm ²]	1.000.000,0	Per il gruppo di ancoranti sollecitati a taglio			
	NRk,c [kN]	358,55	= 728kN·1.440.000mm ² /2.250.000mm ² ·0,77·1,00·1,00·1,00			
	NRk,p [kN]	970,04	= 718kN·1.000.000mm ² /621.575mm ² ·1,01·0,83·1,00·1,00			
	VRk,cp	537,83	= 0.75·2,00·359kN			
			<div> <div>vM</div> <div>NRd [kN]</div> <div>NEd [kN]</div> <div>βN [%]</div> </div>			
		Rottura pry-out	1,50	358,55	56,82	15,85%

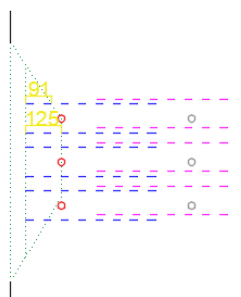
TAGLIO

Rottura del bordo di calcestruzzo (EN 1992-4 §7.2.2.5)

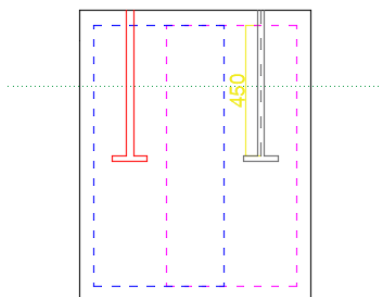
E' RICHIESTA ARMATURA SUPPLEMENTARE

Si riporta di seguito la geometria del cono, le armature e le lunghezze da considerare. Si precisa che armature supplementari per la verifica della rottura di bordo sono i bracci orizzontali delle staffe $\phi 16$ (vedi APE0019)

DIREZIONE LONGITUDINALE



DIREZIONE TRASVERSALE



Rottura dell'armatura supplementare (EN 1992-4 §7.2.2.6.2)

nre N. barre efficaci per 1 ancorante
 ϕ [mm] ≤ 16
 $k_{s,e}$
 $\Sigma A_{s,re}$ [mm²] $= 2 \cdot n / 4 \cdot (16 \text{ mm})^2$
 $NR_{k,re}$ [kN] $= 1 \cdot 402 \text{ mm}^2 \cdot 450 \text{ MPa}$

Rottura dell'ancoraggio (EN 1992-4 §7.2.2.6.3)

l_a [mm]
 f_{bd} [MPa] $= 2,25 \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$
 α_1
 α_2
 $N^*R_{d,a}$ [kN] $= \min\{160 \text{ mm} \cdot \pi \cdot 16 \text{ mm} \cdot 3 \text{ MPa} / (0,70 - 0,70); 201 \text{ mm}^2 \cdot 450 \text{ MPa}\}$
 $NR_{d,a}$ [kN] $= 2 \cdot 55 \text{ kN}$

	γ_M	NR_d [kN]	NE_d [kN]	β_N [%]
Rottura am. suppl.	<input type="text" value="1,15"/>	<input type="text" value="157,35"/>	<input type="text" value="22,26"/>	<input type="text" value="14,15%"/>
Ancoraggio am. suppl.		<input type="text" value="110,64"/>	<input type="text" value="22,26"/>	<input type="text" value="20,12%"/>

ROTTURA COMBINATA LATO CALCESTRUZZO

Verifiche per ancoranti muniti di testa e post-inseriti SENZA/CON armatura supplementare soggetti a taglio E trazione (EN 1992-4 §7.2.3.1)

Rottura acciaio ancorante

$$\beta = (N_{Ed}/N_{Rd,s})^2 + (V_{Ed}/V_{Rd,s})^2 \leq 1 \quad 55,43\% = (52,45\%)^2 + (52,84\%)^2$$

N.B. Verifica non richiesta in caso di taglio con braccio di leva

Altre modalità di rottura

$$\beta = \sqrt{(N_{Ed}/N_{Rd,i})^{3/2} + (V_{Ed}/V_{Rd,i})^{3/2}} \leq 1 \quad 38,42\% = (44,21\%)^{1.5} + (20,12\%)^{1.5}$$

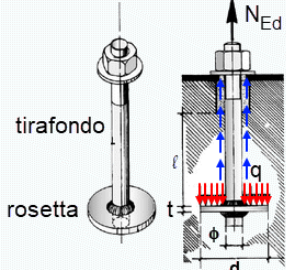
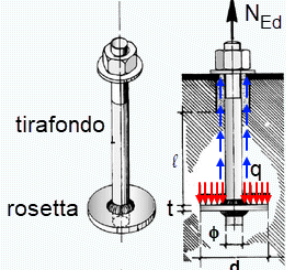
$$\beta = (N_{Ed}/N_{Rd,i}) + (V_{Ed}/V_{Rd,i}) \leq 1.2 \quad 64,33\% = 44,21\% + 20,12\%$$

Verifiche per ancoranti CON armatura supplementare soggetti a taglio O trazione (EN 1992-4 §7.2.3.2)

$$\beta = (N_{Ed}/N_{Rd,i})^{2/3} + (V_{Ed}/V_{Rd,i})^{2/3} \leq 1 \quad 92,37\% = (44,21\%)^{2/3} + (20,12\%)^{2/3}$$

VERIFICHE SODDISFATTE

1.1.1.4. Verifiche della rosetta – lato calcestruzzo

	<p>Rottura per schiacciamento del calcestruzzo</p> <p>N.B. Solo per ancoranti con rosetta</p> <p>NRk [kN] 319,43 = 10.737mm²·35MPa·0,85</p> <p>NRd [kN] 212,95 = 319,43kN/1,5</p> <p>NEd [kN] 128,4</p> <p>β [%] 60,29%</p>
	<p>Rottura per flessione della rosetta</p> <p>N.B. Solo per ancoranti con rosetta</p> <p>W [mm³] 2.812,50 = 27mm·(25mm)²/6</p> <p>I [mm] 46,50 = (120mm-27mm)/2</p> <p><input type="checkbox"/> Calcolo qros considerando aderenza gambo</p> <p>qros [MPa] 11,96 = max{0; (128,4kN)/10.737mm²}</p> <p>γMp 1,05</p> <p>MRk [kNm] 0,77 = 2.813mm³·275MPa</p> <p>MRd [kNm] 0,74 = 1kNm/1,05</p> <p>MEd [kNm] 0,35 = 11,96MPa·27mm·(46,50mm)²/2</p> <p>β [%] 47,39%</p>

VERIFICHE SODDISFATTE

8 FOA H4 TIPO 3

Il calcolo che segue vale anche per la FOA H3 Tipo 2 che presenta altezza 3m e quindi sollecitazioni minori rispetto alla FOA Tipo 3.

La FOA H4 Tipo 3 assolve la **sola funzione di barriera antifonica**. Il passo dei montanti è di 3.00 m in zona di bordo e 4.00 m in zona corrente mentre l'altezza dei pannelli è pari a 4.00 m

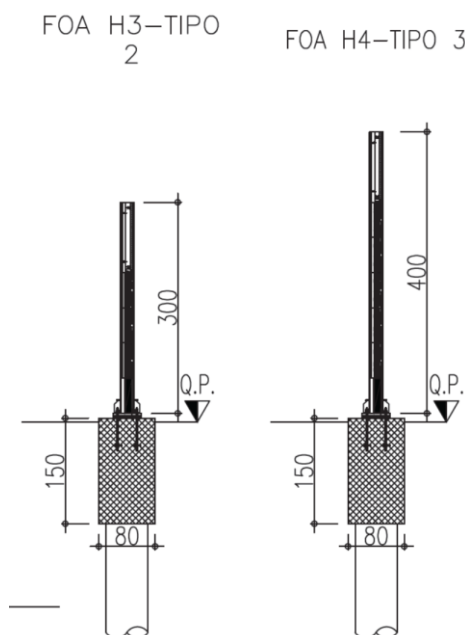


Figura 8.1. FOA H4 TIPO 3, barriera antifonica

Non potendo definire a priori la condizione più gravosa tra la zona di bordo e quella corrente, data la variabilità dell'interasse e il diverso valore del coefficiente di pressione tra le due zone, le sollecitazioni sono state definite per entrambe le zone mentre le verifiche del montante e del sistema di ancoraggio sono state eseguite con riferimento alle sollecitazioni massime, sollecitazioni relative alla zona di bordo.

8.1 FOA H4 TIPO 3 – ZONA DI BORDO

8.1.1 CARICHI

Si riporta di seguito, sinteticamente, i calcoli per la definizione dei carichi agenti sulla barriera antifonica in esame non compiutamente definiti nella parte generale della presente relazione (peso proprio, vento).

PESO PROPRIO

FOA H4 TIPO 3 Disaccoppiata – zona di bordo	h (m)	A (m ²)	i (m)	p (kN/m ²)	P (kN/m ³)	G _i (kN)
Montante (HEA 220)	4.00	6.43E-03	-	-	78.5	2.02
Pannello opaco	1.00	-	3	0.15	-	0.45
Pannello trasparente	3.00	-	3	0.18	-	1.62

TOT.						4.09
------	--	--	--	--	--	------

Tabella 8.1. FOA H4 TIPO 3 – Peso proprio

VENTO

L'azione del vento è convenzionalmente ricondotta a un'azione statica equivalente determinata in ossequio alla Normativa Italiana (D.M. 17.01.2018 e relativa Circolare Ministeriale contenente le istruzioni di applicazione). La pressione cinetica di picco (in N/mm²) del vento è data dall'espressione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z) \quad q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove:

- q_p è la pressione cinetica di picco;
- ρ è la densità media dell'aria, pari a 1.25kg/m³;
- v_r è la velocità di riferimento di progetto in m/s;
- c_e è il coefficiente di esposizione.

• Velocità base di riferimento

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità di base di riferimento viene definita dalla seguente espressione:

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

dove:

- $v_{b,0}$ è la velocità di base di riferimento a livello del mare;
- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

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

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

in cui:

- a_0 , k_a sono parametri assegnati in funzione della zona geografica;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito in esame.

• Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto

In mancanza di spcifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità è fornita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove:

- v_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;
- c_r è il coefficiente di ritorno fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2x \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]} \quad \text{per } TR \geq 50 \text{ anni}$$

In accordo all'Appendice A del documento tecnico CNR DT 207:2018, il periodo di ritorno di riferimento è definito come il valore maggiore fra il periodo di ritorno $T_{R,0}^*$ riportato nella sottostante tabella e la vita nominale della costruzione VN definita nel paragrafo 2.4.1 delle NTC.

Proprietà della costruzione	$T_{R,0}^*$ (anni)
Costruzione provvisoria, in fase di realizzazione o di demolizione, purché il periodo in cui sussiste tale stato sia minore di 1 anno. Per le costruzioni provvisorie, è necessario che sia minore di 1 anno l'insieme di tutti i successivi periodi nei quali la costruzione è riutilizzata	10
Costruzione ordinaria	50
Costruzione di rilevante importanza	100
Costruzione di importanza strategica	200

- Coefficiente di topografia**

In mancanza di più approfondite valutazioni, il coefficiente di topografia c_t è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

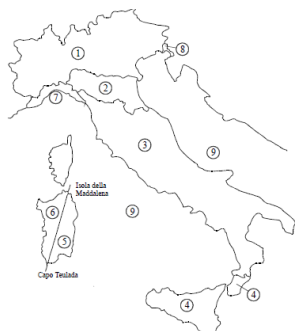
- Coefficiente di esposizione**

Per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200\text{m}$, il coefficiente di esposizione è fornito dalle seguenti relazioni:

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

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

dove i parametri fattore di terreno k_r , lunghezza di rugosità z_0 e altezza minima z_{\min} sono definiti in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione a sua volta assegnata in base alla posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno (si vedano gli schemi estratti dalle normative e di seguito riportati).



Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

- Dati di progetto e pressione cinetica di picco del vento**

A favore di sicurezza, per tutti i casi analizzati, si considera la pressione cinetica ricavata nella condizione più sfavorevole: si assume pertanto una quota di riferimento pari a circa 35 m.s.l.m ed un'altezza di riferimento pari a 7.5 m. Si ottiene quindi:

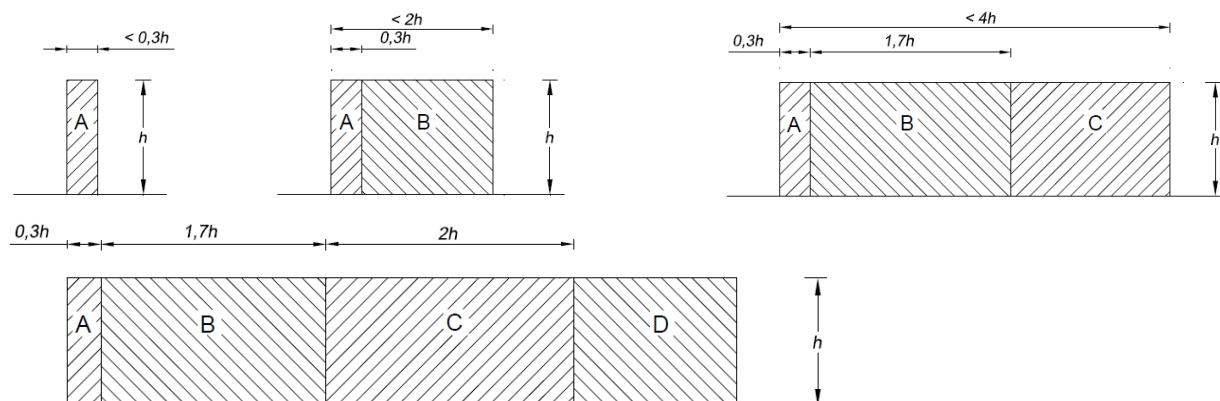
Proprietà della costruzione	Ordinaria	
zona di riferimento	Zona 2	
classe di rugosità	Classe D	
Categoria di esposizione	Cat II	
Altitudine del sito	as	35
Coefficiente topografico	cf	1
Coefficiente dinamico	cd	1
Altezza di riferimento	z	4
Vita nominale della costruzione	Vn	50
Periodo di ritorno	Tr	50
Velocità di base a livello del mare	Vb,o	25
Parametri (funzione della zona geografica)	ao	750
	Ks	0.45
Coefficiente di altitudine	ca	1
Velocità di riferimento	Vb,o	25
Coefficiente di ritorno	Cr	1
Velocità di riferimento di progetto	Vf	25
Fattore di terreno	Kr	0.19
altezza minima	Zmin	4
densità media di massa dell'aria	ρ	1.25
Coefficiente di esposizione	ce	1.8
Pressione cinetica di picco del vento	qp	0.7

Figura 8.2. FOA H4 TIPO3– pressione del vento

- Coefficienti di pressione complessiva**

In accordo con le indicazioni contenute nella CNR-DT 207/2018 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni” (appendice G5) è stato condotto uno studio sugli effetti provocati dall'azione del vento nelle zone d'estremità delle barriere acustiche.

In ossequio a tali istruzioni i coefficienti di pressione complessiva verranno differenziati in relazione alla distanza del punto considerato dall'estremità dell'elemento, quest'ultimo viene suddiviso in fasce di lunghezza dipendente dalla lunghezza e dall'altezza dell'elemento studiato.



I coefficienti di pressione complessiva per ciascuna fascia dell'elemento, sia in presenza che in assenza di chiusure laterali, sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

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			

dove: ϕ = densità dell'elemento

l = lunghezza dell'elemento

A favore di sicurezza, si considera il coefficiente A per tutto lo sviluppo ottenendo una pressione $q=2.4 \text{ KN/m}^2$

8.1.2 SOLLECITAZIONI

Si riporta di seguito il calcolo esplicito delle sollecitazioni caratteristiche agenti alla base dei montanti della FOA H4 TIPO3 in corrispondenza della zona di bordo.

ENTRAMBE LE DIREZIONI	PESO PROPRIO	$N_{k,PP}$	=	4.09 kN
		$V_{k,PP}$	=	0.00 kN
		$M_{k,PP}$	=	0.00 kNm
VEN TO		$N_{k,vento}$	=	0.00 kN

		$V_{k,vento} = q \cdot i \cdot h = 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot 3 m \cdot 4 m = 28.8 kN$	
		$M_{k,vento} = \frac{q \cdot i \cdot h^2}{2} = V_{k,vento} \cdot \frac{h}{2} = 28.8 kN \cdot \frac{4 m}{2} = 57.6 kNm$	

Tabella 8.2. FOA H4 TIPO3– - Valori caratteristici delle sollecitazioni alla base dei montanti

Le sollecitazioni di progetto, per le verifiche, sono state definite permutando i valori caratteristici riportati nella tabella sopra nel rispetto delle norme in vigore

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni di progetto allo SLU e allo SLE della FOA H4 TIPO3– in zona di bordo.

MONTANTE: ENTRAMBE LE DIREZIONI	ANCORAGGIO: ENTRAMBE LE DIREZIONI	SLU STR (1)	N _d =	1.0	·	4.09	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	4.09	kN
			V _d =	1.0	·	0.00	kN	+	1.5	·	28.8	kN	=	43.2	kN
			M _d =	1.0	·	0.00	kNm	+	1.5	·	57.6	kNm	=	86.4	kNm
		SLU STR (2)	N _d =	1.3	·	4.09	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	5.32	kN
			V _d =	1.3	·	0.00	kN	+	1.5	·	28.8	kN	=	43.2	kN
			M _d =	1.3	·	0.00	kNm	+	1.5	·	57.6	kNm	=	86.4	kNm
		SLU GEO	N _d =	1.0	·	4.09	kN	+	1.3	·	0.00	kN	=	4.09	kN
			V _d =	1.0	·	0.00	kN	+	1.3	·	28.8	kN	=	37.44	kN
			M _d =	1.0	·	0.00	kNm	+	1.3	·	57.6	kNm	=	74.9	kNm
		SLE RARA	N _d =	1.0	·	4.09	kN	+	1.0	·	0.00	kN	=	4.09	kN
			V _d =	1.0	·	0.00	kN	+	1.0	·	28.8	kN	=	28.8	kN
			M _d =	1.0	·	0.00	kNm	+	1.0	·	57.6	kNm	=	57.6	kNm

Tabella 8.3. FOA H4 TIPO3- Sollecitazioni di progetto

8.2 FOA H4 TIPO3– ZONA DI CORRENTE

8.2.1 CARICHI

Si riporta di seguito, sinteticamente, i calcoli per la definizione dei carichi agenti sulla barriera antifonica in esame non compiutamente definiti nella parte generale della presente relazione (peso proprio, vento).

PESO PROPRIO

FOA H4 TIPO3– Disaccoppiata – zona di bordo	h (m)	A (m ²)	i (m)	p (kN/m ²)	P (kN/m ³)	G _i (kN)
Montante (HEA 220)	4.00	6.43E-03	-	-	78.5	2.02
Pannello opaco	1.00	-	4	0.15	-	0.60
Pannello trasparente	3.00	-	4	0.18	-	2.16
TOT.						4.78

Tabella 8.4. FOA H4 TIPO3 – Peso proprio

VENTO

Vale quanto riportato al capitolo precedente. In questo caso si è adottato il coefficiente di pressione B ottenendo un $q = 1.47 \text{ kN/m}^2$

8.2.2 SOLLECITAZIONI

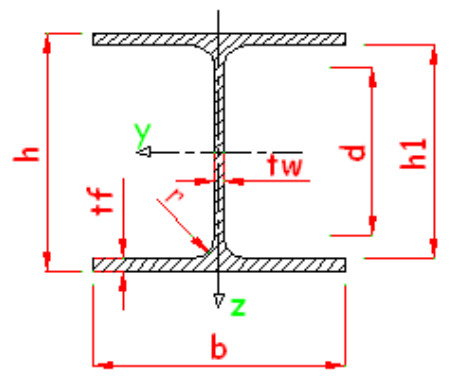
Si riporta di seguito il calcolo esplicito delle sollecitazioni caratteristiche agenti alla base dei montanti della . FOA H4 TIPO3 in corrispondenza della zona corrente.

ENTRAMBE LE DIREZIONI	PESO PROPRIO	$N_{k,PP}$	=	4.78	kN
		$V_{k,PP}$	=	0.00	kN
		$M_{k,PP}$	=	0.00	kNm
	VENTO	$N_{k,vento}$	=	0.00	kN
		$V_{k,vento} = q \cdot i \cdot h = 1.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 4 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}$	=	23.52	kN
		$M_{k,vento} = \frac{q \cdot i \cdot h^2}{2} = V_{k,vento} \cdot \frac{h}{2} = 23.52 \text{ kN} \cdot \frac{4 \text{ m}}{2}$	=	47.04	kNm

Tabella 8.5. . FOA H4 TIPO3 - Valori caratteristici delle sollecitazioni alla base dei montanti

8.2.3 VERIFICA DEL MONTANTE

Si riportano di seguito le caratteristiche del montante delle HEA220.



HE	dimensioni principali						peso	area
	h	b	t _w	t _f	r	-	G	A
Designazione	mm	mm	mm	mm	mm	-	kg/m	cm ²
HE 220 A	210	220	7	11	18	-	50.5079	64.341
classe EC3						caratteristiche statiche		
flessione			compressione			asse forte y-y		
S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460	I _y	W _y	W _{pl,y}
cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
1	3	3	1	3	3	5409.694505	515.2090005	568.4574
							9.1694	20.6712

Le verifiche del montante sono state condotte con riferimento alle sollecitazioni massime corrispondenti alla zona di bordo.

8.2.4 Verifiche SLU

VERIFICA A TAGLIO

Il taglio resistente valutato della sezione in esame:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{2067 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 312.57 \text{ kN}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd}}{V_{sd}} = \frac{312.57 \text{ kN}}{40.65 \text{ kN}} = 7.68$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A FLESSIONE

Verificato che il taglio di progetto è inferiore alla metà della resistenza a taglio, il momento resistente valutato trascurando la forza assiale per la sezione in esame è:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{568 \, 457 \text{ mm}^3 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 148.88 \text{ kNm}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{M_{Rd}}{M_{sd}} = \frac{148.88 \text{ kNm}}{81.28 \text{ kNm}} = 1.83$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità valutato con i seguenti parametri

- Curva di instabilità (altre sezioni trasversali)	d
- Fattore di imperfezione	$\alpha_{LT} = 0.21$
- Lunghezza critica (assunzione cautelativa)	4 m
- Momento critico	$1 \, 870 \text{ kNm}$
- Coefficiente di snellezza adimensionale	$\lambda_{LT} = 0.289$
- Fattore ϕ_{LT}	$\phi_{LT} = 0.551$
- Fattore χ_{LT}	$\chi_{LT} = 0.980$

è pari a:

$$M_{b,Rd} = 145.90 \text{ kNm}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a

$$C.S. = \frac{M_{b,Rd}}{M_{sd}} = \frac{145.90 \text{ kNm}}{81.28 \text{ kNm}} = 1.79$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI INSTABILITA' A TAGLIO

La disuguaglianza il cui soddisfacimento richiede la verifica per instabilità a taglio come si evince dal calcolo esplicito riportato di seguito, non è soddisfatta pertanto la verifica di instabilità a taglio dell'anima non si rende necessaria per il profilato della FOA in esame.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{152}{7} = 21.71 \quad \left(< \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 72 \sqrt{\frac{235}{275}} = 66.55 \right)$$

VERIFICA NON RICHIESTA

8.2.5 Verifiche SLE

VERIFICA DI DEFORMAZIONE

La deformazione limite in testa montante ammessa dalle norme, per la barriera oggetto di verifica è:

$$\delta_{lim} = \frac{h}{150} = \frac{4000 \text{ mm}}{150} = 27 \text{ mm}$$

La deformazione del montante soggetto all'azione del vento, valutato sulla base di quanto contenuto al §6.5.2 è pari a:

$$\delta_d = \frac{1}{8} \frac{q l^4}{E I} = \frac{1}{8} \frac{\left(2 \cdot 258 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \right) \cdot (4 \text{ m})^4}{210 \text{E}9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 5.41 \text{E} - 5 \text{ m}^4} = 0.019 \text{ m} = 19 \text{ mm} < 27 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

8.2.6 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il calcolo è rimandato al cap 9 dove viene trattato il medesimo sistema di ancoraggi ma con sollecitazioni agenti maggiori.

9 FOA H5 TIPO 4

La FOA H5 TIPO 4, assolve la **sola funzione di barriera antifonica**. Il passo dei montanti è di 3-4m. L'altezza dei pannelli è pari a 5.00 m

FOA H5-TIPO 4

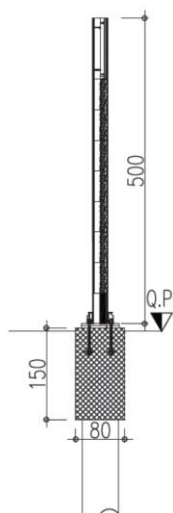


Figura 9.1. FOA H5 TIPO 4, barriera antifonica

Il progetto della barriera fonoassorbente viene condotta, cautelativamente, con riferimento alla sola zona di bordo.

9.1 CARICHI

Si riporta di seguito, sinteticamente, i calcoli per la definizione dei carichi agenti sulla barriera antifonica in esame non compiutamente definiti nella parte generale della presente relazione (peso proprio, vento).

PESO PROPRIO

FOA H5 TIPO 4 Disaccoppiata – zona di bordo	h (m)	A (m ²)	i (m)	p (kN/m ²)	P (kN/m ³)	G _i (kN)
Montante (HEA 240)	5.00	7.88E-03	-	-	78.5	3.09
Pannello opaco	1.00	-	3	0.15	-	0.45
Pannello trasparente	4.00	-	3	0.18	-	2.16
TOT.						5.70

Tabella 9.1. FOA H5 TIPO 4 – Peso proprio

VENTO

L'azione del vento è convenzionalmente ricondotta a un'azione statica equivalente determinata in ossequio alla Normativa Italiana (D.M. 17.01.2018 e relativa Circolare Ministeriale contenente le istruzioni di applicazione).

La pressione cinetica di picco (in N/mm²) del vento è data dall'espressione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z) \quad q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove: qp è la pressione cinetica di picco;
 ρ è la densità media dell'aria, pari a 1.25kg/m³;
 vr è la velocità di riferimento di progetto in m/s;
 ce è il coefficiente di esposizione.

• Velocità base di riferimento

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità di base di riferimento viene definita dalla seguente espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

dove: vb,0 è la velocità di base di riferimento a livello del mare;
 ca è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

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

$$C_a = 1 + k_a \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_s > a_0$$

in cui: a0, ka sono parametri assegnati in funzione della zona geografica;
 as è l'altitudine sul livello del mare del sito in esame.

• Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità è fornita dalla relazione:

$$V_r = V_b \cdot C_r$$

dove: vb è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;
 ca è il coefficiente di ritorno fornito dalla relazione:

$$C_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]} \quad \text{per } T_r \geq 50 \text{ anni}$$

In accordo all'Appendice A del documento tecnico CNR DT 207:2018, il periodo di ritorno di riferimento è definito come il valore maggiore fra il periodo di ritorno $T_{R,0}^*$ riportato nella sottostante tabella e la vita nominale della costruzione VN definita nel paragrafo 2.4.1 delle NTC.

Proprietà della costruzione	$T_{R,D}^*$ (anni)
Costruzione provvisoria, in fase di realizzazione o di demolizione, purché il periodo in cui sussiste tale stato sia minore di 1 anno. Per le costruzioni provvisorie, è necessario che sia minore di 1 anno l'insieme di tutti i successivi periodi nei quali la costruzione è riutilizzata	10
Costruzione ordinaria	50
Costruzione di rilevante importanza	100
Costruzione di importanza strategica	200

- Coefficiente di topografia**

In mancanza di più approfondite valutazioni, il coefficiente di topografia c_t è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

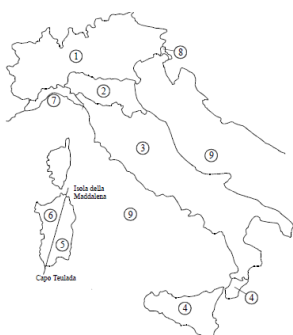
- Coefficiente di esposizione**

Per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200\text{m}$, il coefficiente di esposizione è fornito dalle seguenti relazioni:

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

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

dove i parametri fattore di terreno k_r , lunghezza di rugosità z_0 e altezza minima z_{\min} sono definiti in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione a sua volta assegnata in base alla posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno (si vedano gli schemi estratti dalle normative e di seguito riportati).



Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

- Dati di progetto e pressione cinetica di picco del vento**

A favore di sicurezza, per tutti i casi analizzati, si considera la pressione cinetica ricavata nella condizione più sfavorevole: si assume pertanto una quota di riferimento pari a circa 35 m.s.l.m ed un'altezza di riferimento pari a 7.5 m. Si ottiene quindi:

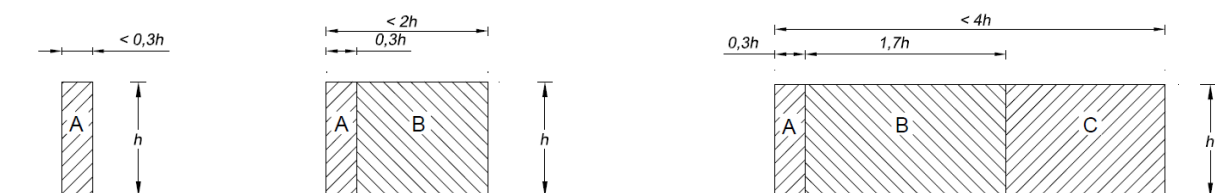
Proprietà della costruzione	Ordinaria	
zona di riferimento	Zona 2	
classe di rugosità	Classe D	
Categoria di esposizione	Cat II	
Altitudine del sito	as	35
Coefficiente topografico	cf	1
Coefficiente dinamico	cd	1
Altezza di riferimento	z	5
Vita nominale della costruzione	Vn	50
Periodo di ritorno	Tr	50
Velocità di base a livello del mare	Vb,o	25
Parametri (funzione della zona geografica)	ao	750
	Ks	0.45
Coefficiente di altitudine	ca	1
Velocità di riferimento	Vb,o	25
Coefficiente di ritorno	Cr	1
Velocità di riferimento di progetto	Vf	25
Fattore di terreno	Kr	0.19
altezza minima	Zmin	4
densità media di massa dell'aria	p	1.25
Coefficiente di esposizione	ce	1.9
Pressione cinetica di picco del vento	qp	0.8

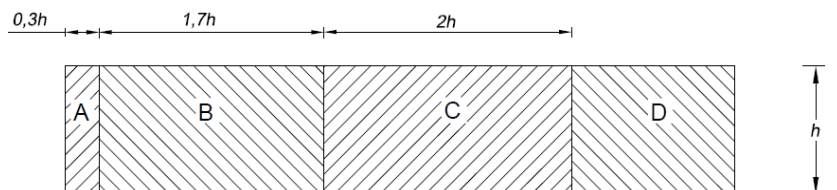
Figura 9.2. FOA H5 TIPO 4 pressione del vento

• Coefficienti di pressione complessiva

In accordo con le indicazioni contenute nella CNR-DT 207/2018 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" (appendice G5) è stato condotto uno studio sugli effetti provocati dall'azione del vento nelle zone d'estremità delle barriere acustiche.

In ossequio a tali istruzioni i coefficienti di pressione complessiva verranno differenziati in relazione alla distanza del punto considerato dall'estremità dell'elemento, quest'ultimo viene suddiviso in fasce di lunghezza dipendente dalla lunghezza e dall'altezza dell'elemento studiato.





I coefficienti di pressione compressiva per ciascuna fascia dell'elemento, sia in presenza che in assenza di chiusure laterali, sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella G.X – Coefficienti di pressione compressiva per muri e parapetti.

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			

dove: ϕ = densità dell'elemento

l = lunghezza dell'elemento

A favore di sicurezza, si considera il coefficiente B per tutto lo sviluppo ottenendo una pressione $q=1.68$ KN/m²

9.2 SOLLECITAZIONI

Si riporta di seguito il calcolo esplicito delle sollecitazioni caratteristiche agenti alla base dei montanti della FOA H5 TIPO 4 in corrispondenza della zona di bordo, zona rispetto a cui viene effettuato il progetto/verifica.

ENTRAMBE LE DIREZIONI	PESO PROPRIO	$N_{k,PP}$	=	5.70	kN
		$V_{k,PP}$	=	0.00	kN
		$M_{k,PP}$	=	0.00	kNm
	VENTO	$N_{k,vento}$	=	0.00	kN
		$V_{k,vento} = q \cdot i \cdot h = 1.68 \frac{kN}{m^2} \cdot 3 m \cdot 5 m$	=	25.20	kN
		$M_{k,vento} = \frac{q \cdot i \cdot h^2}{2} = V_{k,vento} \cdot \frac{h}{2} = 25.2 kN \cdot \frac{5 m}{2}$	=	63.0	kNm

Tabella 9.2. . FOA H5 TIPO 4 - Valori caratteristici delle sollecitazioni alla base dei montanti

Le sollecitazioni di progetto, per le verifiche, sono state definite permutando i valori caratteristici riportati nella tabella sopra nel rispetto delle norme in vigore.

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni di progetto allo SLU e allo SLE della . FOA H5 TIPO 4. Le suddette sollecitazioni sono state usate per il progetto/verifica dei montanti e del sistema di ancoraggio.

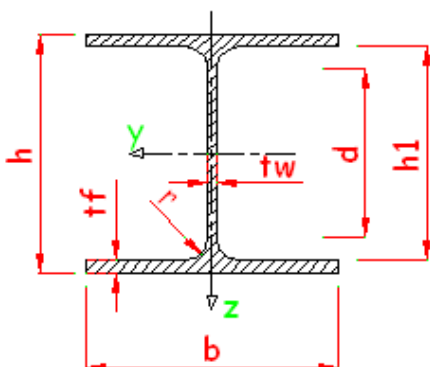
MONTE ANTICULORE	$N_d =$	1.0	·	5.70	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	5.70	kN
------------------	---------	-----	---	------	----	---	-----	---	------	----	---	------	----

			$V_d = 1.0 \cdot 0.00 \text{ kN} + 1.5 \cdot 25.2 \text{ kN} = 37.8 \text{ kN}$
			$M_d = 1.0 \cdot 0.00 \text{ kNm} + 1.5 \cdot 63.0 \text{ kNm} = 94.5 \text{ kNm}$
		SLU STR (2)	$N_d = 1.3 \cdot 5.70 \text{ kN} + 1.5 \cdot 0.00 \text{ kN} = 7.41 \text{ kN}$
			$V_d = 1.3 \cdot 0.00 \text{ kN} + 1.5 \cdot 25.2 \text{ kN} = 37.8 \text{ kN}$
			$M_d = 1.3 \cdot 0.00 \text{ kNm} + 1.5 \cdot 63.0 \text{ kNm} = 94.5 \text{ kNm}$
		SLU GEO	$N_d = 1.0 \cdot 5.70 \text{ kN} + 1.3 \cdot 0.00 \text{ kN} = 5.70 \text{ kN}$
			$V_d = 1.0 \cdot 0.00 \text{ kN} + 1.3 \cdot 25.2 \text{ kN} = 33.15 \text{ kN}$
			$M_d = 1.0 \cdot 0.00 \text{ kNm} + 1.3 \cdot 63.0 \text{ kNm} = 81.9 \text{ kNm}$
		SLE RARA	$N_d = 1.0 \cdot 5.70 \text{ kN} + 1.0 \cdot 0.00 \text{ kN} = 5.70 \text{ kN}$
			$V_d = 1.0 \cdot 0.00 \text{ kN} + 1.0 \cdot 25.2 \text{ kN} = 25.2 \text{ kN}$
			$M_d = 1.0 \cdot 0.00 \text{ kNm} + 1.0 \cdot 63.0 \text{ kNm} = 63.0 \text{ kNm}$

Tabella 9.3. . FOA H5 TIPO 4 - Sollecitazioni di progetto

9.3 VERIFICA DEL MONTANTE

Si riportano di seguito le caratteristiche del montante delle HEA240.



HE	dimensioni principali						peso	area
	h	b	t _w	t _f	r	-	G	A
Designazione	mm	mm	mm	mm	mm	-	kg/m	cm ²
HE 240 A	230	240	7.5	12	21	-	60.316	76.84
classe EC3						caratteristiche statiche		
flessione			compressione			asse forte y-y		
S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460	I _y	W _y	W _{pl,y}
						cm ⁴	cm ³	cm ³
								i _y
								cm
								A _{vz}
								cm ²
1	3	3	1	3	3	7763.172	675.058	744.623
								10.052
								25.176

9.3.1 Verifiche SLU

VERIFICA A TAGLIO

Il taglio resistente valutato della sezione in esame:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{2517 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 380.59 \text{ kN}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd}}{V_{sd}} = \frac{380.59 \text{ kN}}{37.8 \text{ kN}} > 10$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A FLESSIONE

Verificato che il taglio di progetto è inferiore alla metà della resistenza a taglio, il momento resistente valutato trascurando la forza assiale per la sezione in esame è:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{744\,623\,mm^3 \cdot 275\,N/mm^2}{1.05} = 195.02\,kNm$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{M_{Rd}}{M_{sd}} = \frac{195.02\,kNm}{94.5\,kNm} = 2.06$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità valutato con i seguenti parametri

- Curva di instabilità (altre sezioni trasversali)	d
- Fattore di imperfezione	$\alpha_{LT} = 0.21$
- Lunghezza critica (assunzione cautelativa)	$5\,m$
- Momento critico	$1\,900\,kNm$
- Coefficiente di snellezza adimensionale	$\lambda_{LT} = 0.328$
- Fattore ϕ_{LT}	$\phi_{LT} = 0.567$
- Fattore χ_{LT}	$\chi_{LT} = 0.971$

è pari a:

$$M_{b,Rd} = 189\,kNm$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a

$$C.S. = \frac{M_{b,Rd}}{M_{sd}} = \frac{189.30\,kNm}{94.5\,kNm} = 2.00$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI INSTABILITA' A TAGLIO

La disequaglianza il cui soddisfacimento richiede la verifica per instabilità a taglio come si evince dal calcolo esplicito riportato di seguito, non è soddisfatta pertanto la verifica di instabilità a taglio dell'anima non si rende necessaria per il profilato della FOA in esame.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{164}{7.5} = 21.87 \quad \left(< \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 72 \sqrt{\frac{235}{275}} = 66.55 \right)$$

VERIFICA NON RICHIESTA

9.3.2 Verifiche SLE

VERIFICA DI DEFORMAZIONE

La deformazione limite in testa montante ammessa dalle norme, per le FOA oggetto di verifica è:

$$\delta_{lim} = \frac{h}{150} = \frac{5000\,mm}{150} = 33\,mm$$

La deformazione del montante soggetto all'azione del vento, valutato sulla base di quanto contenuto al §6.5.2

è pari a:

$$\delta_d = \frac{1}{8} \frac{q l^4}{E I} = \frac{1}{8} \frac{\left(1633 \frac{N}{m^2} \cdot 3 m\right) \cdot (5 m)^4}{210 E 9 \frac{N}{m^2} \cdot 7.76 E - 5 m^4} = 0.023 m = 23 mm < 33 mm$$

VERIFICA SODDISFATTA

9.3.3 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio della . FOA H5 TIPO 4 è costituito da: piastra di base 460 × 460 mm spessore 35 mm e da n.6 tirafondi pre-installati (M22, classe 8.8, altezza efficace 400 mm) dotati di rosetta 120 × 120 mm spessore 25 mm. La piastra di base è irrigidita tramite 8 irrigidimenti di spessore 12 mm. Il getto di grouting di livellamento dovrà essere al massimo pari a 30 mm

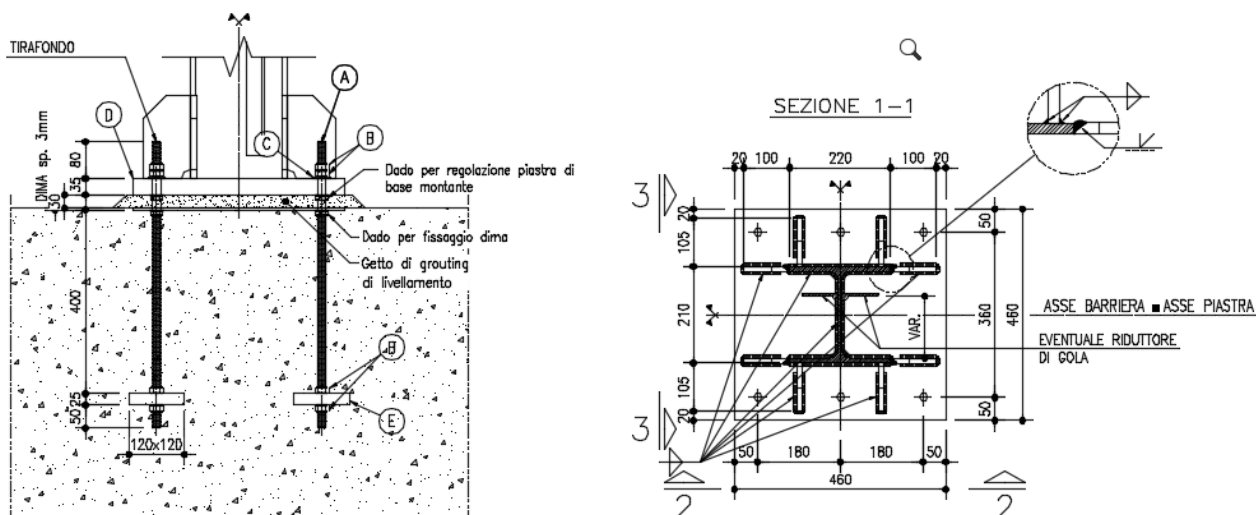


Figura 9.3. Sistema di ancoraggio della . FOA H5 TIPO 4

La struttura di fondazione è costituita da un cordolo di dimensioni 1.5 × 0.80 m

9.3.4 Sollecitazioni sui singoli tirafondi

Note le sollecitazioni di progetto del sistema di ancoraggio, di seguito riportate per completezza:

$$N_{sd} = 5.70 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 37.8 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 94.5 \text{ kNm}$$

SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

Le sollecitazioni di taglio associate ai vari meccanismi di rottura sono state definite in accordo con la UNI EN 1992-4:2018 e sono pari a:

$$\text{verifica tirafondi lato acciaio} \quad V_{sd,i} = 37.8 \text{ kN}/6 = 6.3 \text{ kN}$$

$$\text{verifica rottura per pry-out} \quad V_{sd,i} = 37.8 \text{ kN}/6 = 6.3 \text{ kN}$$

$$\text{verifica rottura di bordo} \quad V_{sd,i} = 37.8 \text{ kN}/3 = 12.6 \text{ kN}$$

SOLLECITAZIONI DI TRAZIONE

Tramite il software VCaSLU viene calcolata la tensione agente sul tirafondo dovuto alle sollecitazioni agenti sul montante.

Le sollecitazioni assiali dei tirafondi associati al momento sollecitante di progetto M_{sd} sono quindi $N_{sd,i} = A \cdot \sigma_s = \frac{303 \cdot 281}{1000} = 85 \text{ KN}$

INPUT SOFTWARE ANCHOR

Si riportano di seguito i dati di input del software ANCHOR utilizzato per effettuare le verifiche del sistema di ancoraggio in accordo con la UNI EN 1992-4:2018.

Figura 9.4. Materiali

Cordolo

B [mm]

L [mm]

H [mm]

copriferro [mm]

es [mm]

d [mm]

z [mm] 0.85 min{1455; 2-500; 2-175}

Staffe

passo [mm]

N. bracci

Geometria rosetta

dh [mm]

t [mm]

Piastra e grouting

tgrout [mm] Carico di taglio CON braccio di leva

tpiastra [mm] ?

a_s [mm]

M22

da [mm]

Ares [mm²]

☐ Ancorante vicino a 3 o più bordi

hef [mm]

h'ef [mm]

Pre-Calcolo

hef min [mm] ?

hef max [mm]

N. ancoraggi

Distanze ⊥ al bordo

cminN [mm]

cint medio [mm]

cmaxN [mm]

cminV [mm]

Distanze // al bordo

smin [mm]

sint(N>0) [mm] ≥ 4·22=8

smax [mm]

Sollecitazioni di gruppo

NEd,g [kN]

VEEd,g [kN]

lex [mm]

ley [mm]

lev [mm]

	X [mm]	Y [mm]	NEd,h [kN]	VEEd,h [kN]	VEEd,h,bo [kN]	cmin [mm]	cmax [mm]	smin [mm]	smax [mm]
1	1350	220	85	6,3	0	220	580	1350	1650
2	1500	220	85	6,3	0	220	580	1500	1500
3	1650	220	85	6,3	0	220	580	1350	1650
4	1350	580	0	6,3	12,6	220	580	1350	1650
5	1500	580	0	6,3	12,6	220	580	1500	1500

Figura 9.5. Geometria e carichi agenti

1.1.1.5. Verifiche della piastra di base

VERIFICA A PUNZONAMENTO

La resistenza a punzonamento della piastra di base è pari a:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_n \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 22 \text{ mm} \cdot 35 \text{ mm} \cdot 430 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 499.29 \text{ kN}$$

a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{N_{Rd,i}}{N_{Sd,i}} = \frac{499.29 \text{ kN}}{85 \text{ kN}} > 5$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A RIFOLLAMENTO

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = \frac{0.72 \cdot 2.50 \cdot 430 \text{ N/mm}^2 \cdot 22 \text{ mm} \cdot 35 \text{ mm}}{1.25} = 476.78 \text{ kN}$$

a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd,i}}{V_{Sd,i}} = \frac{476.78 \text{ kN}}{6.3 \text{ kN}} > 5$$

VERIFICA SODDISFATTA

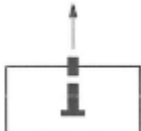

Si riporta di seguito, per completezza, il calcolo dei coefficienti α e k usati per il calcolo della resistenza a rifollamento della piastra.

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tbk}}{f_{tk}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{50 \text{ mm}}{3 \cdot 22}; \frac{1000 \text{ N/mm}^2}{430 \text{ N/mm}^2}; 1 \right\} = \min \{0.72; 2.32; 1\} = 0.72$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot 50 \text{ mm}}{22} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{4.3; 2.5\} = 2.50$$

1.1.1.6. Verifiche ancoraggio – lato acciaio

Si riportano di seguito le verifiche a rottura lato acciaio secondo la UNI EN 1992-4:2018.

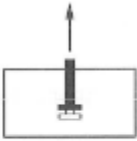

TRAZIONE	<p>Rottura acciaio ancorante più caricato (EN 1992-4 §7.2.1.3)</p> <p>NRk,s [kN] <input type="text" value="242.40"/> = 800MPa·303mm²</p>  <table><tr><th></th><th>γM</th><th>NRd [kN]</th><th>NEd [kN]</th><th>βN [%]</th></tr><tr><td>Rottura acciaio</td><td><input type="text" value="1.50"/></td><td><input type="text" value="161.60"/></td><td><input type="text" value="85"/></td><td><input type="text" value="52.60%"/></td></tr></table>		γM	NRd [kN]	NEd [kN]	βN [%]	Rottura acciaio	<input type="text" value="1.50"/>	<input type="text" value="161.60"/>	<input type="text" value="85"/>	<input type="text" value="52.60%"/>
	γM	NRd [kN]	NEd [kN]	βN [%]							
Rottura acciaio	<input type="text" value="1.50"/>	<input type="text" value="161.60"/>	<input type="text" value="85"/>	<input type="text" value="52.60%"/>							
TAGLIO	<p>Carico a taglio Con Braccio di Leva (EN 1992-4 §7.2.3.2)</p> <p>αM <input type="text" value="2.00"/> ?</p> <p>la [mm] <input type="text" value="52.50"/> = 0mm+30mm+0.5·45mm</p> <p>M°Rk,s [kNm] <input type="text" value="0.67"/> = 640MPa·n(22mm)³/32</p> <p>γMs <input type="text" value="1.50"/> V. Specifica Tecnica Europea</p> <p>NRk,s [kN] <input type="text" value="242.40"/></p> <p>NRd,s [kN] <input type="text" value="161.60"/> = 242/1.50</p> <p>MRk,s [kNm] <input type="text" value="0.32"/> = 1kNm·(1-85kN/162kN)</p> <p>VRk,s,M [kN] <input type="text" value="12.08"/> = 2,00·0kNm/53mm</p>  <table><tr><th></th><th>γM</th><th>NRd [kN]</th><th>NEd [kN]</th><th>βN [%]</th></tr><tr><td>Rottura acciaio CBL</td><td><input type="text" value="1.25"/></td><td><input type="text" value="9.66"/></td><td><input type="text" value="6.30"/></td><td><input type="text" value="65.18%"/></td></tr></table>		γM	NRd [kN]	NEd [kN]	βN [%]	Rottura acciaio CBL	<input type="text" value="1.25"/>	<input type="text" value="9.66"/>	<input type="text" value="6.30"/>	<input type="text" value="65.18%"/>
	γM	NRd [kN]	NEd [kN]	βN [%]							
Rottura acciaio CBL	<input type="text" value="1.25"/>	<input type="text" value="9.66"/>	<input type="text" value="6.30"/>	<input type="text" value="65.18%"/>							

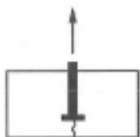
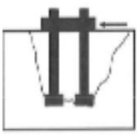
ROTTURA COMBINATA LATO ACCIAIO

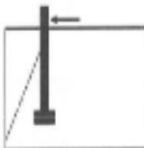
Verifica non richiesta in quanto la verifica a taglio è stata condotta con braccio di leva

VERIFICHE SODDISFATTE

1.1.1.7. Verifiche ancoraggio – lato calcestruzzo

TRAZIONE	Rottura per sfilamento dell'ancorante (EN 1992-4 §7.2.1.5) N.B. Solo per ancoranti meccanici e a piolo post-inseriti 	
	A_h [mm ²] <input type="text" value="10 930"/> = $n/4(120^2 - 22^2)$ k_s <input type="text" value="10.50"/> Cls NON fessurato $NR_{k,p}$ [kN] <input type="text" value="4 016.63"/> = $11 \cdot 10\,930 \text{ mm}^2 \cdot 35 \text{ MPa}$	
	<div> v_M <input type="text" value="1.50"/> </div> <div> NR_d [kN] <input type="text" value="2.677,75"/> </div> <div> NE_d [kN] <input type="text" value="85"/> </div> <div> β_N [%] <input type="text" value="3,17%"/> </div>	
	Sfilamento	
TRAZIONE	Rottura cono di calcestruzzo (EN 1992-4 §7.2.1.4) N.B.: Verifica da condurre in assenza di armatura supplementare 	
	$A_{c,N}$ [mm ²] <input type="text" value="1.341.600"/> $A_{c,N}/A^{c,c}_N = 0,93$ $A^{c,c}_N$ [mm ²] <input type="text" value="1.440.000"/> = 1.200^2 scr_N [mm] <input type="text" value="1.200,00"/> = $3 \cdot 400$ ccr_N [mm] <input type="text" value="600,00"/> = $1.200/2$ k_s <input type="text" value="11,00"/> Cls NON fessurato $\psi_{s,N}$ <input type="text" value="0,81"/> = $\min\{1; 0.7 + 0.3 \cdot 220/600\}$ $\psi_{re,N}$ <input type="text" value="1,00"/> = $\min\{1; 0.5 + 400/200\}$ $\psi_{ec,N}$ <input type="text" value="1,00"/> = $\min\{1; 1/[(1+2 \cdot 0/1.200) \cdot (1+2 \cdot 0/1.200)]\}$ $\psi_{M,N}$ <input type="text" value="1,00"/> $N^o R_{k,c}$ [kN] <input type="text" value="520,62"/> = $11,00 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}} \cdot 400 \text{ mm}^{1.5}$ $NR_{k,c}$ [kN] <input type="text" value="392,88"/> = $521 \text{ kN} \cdot 1.341.600 \text{ mm}^2 / 1.440.000 \text{ mm}^2 \cdot 0,81 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00$	
	<div> v_M <input type="text" value="1.50"/> </div> <div> NR_d [kN] <input type="text" value="261.92"/> </div> <div> NE_d [kN] <input type="text" value="255"/> </div> <div> β_N [%] <input type="text" value="97,36%"/> </div>	
	Cono	

TRAZIONE	Rottura per splitting (EN 1992-4 §7.2.1.7)				
	scr,sp [mm]	800,00	3·452		
	ccr,sp [mm]	400,00	= 400mm		
	hmin [mm]	452,00	?		
	k _s	0,50	?		
	ΣAs,se [mm²]	326	= 0,50·255kN·1,15/450MPa		
	Verifica richiesta se b1 e b2 non sono soddisfatte				
	Ac,N [mm²]	719,200	Ac,N/A ^c c,N = 1,12		
	A ^c c,N [mm²]	640,000	= 800²		
	ψ _{h,sp}	1,38	= min{(1.500/452) ^{2/3} ; max{1; [(400+1.5·220)/452] ^{2/3} };		
ψ _{s,N}	0,87	= min{1; 0.7+0.3·220/400}			
ψ _{re,N}	1,00	= min{1; 0.5+460/200}			
ψ _{ec,N}	1,00	= min{1; 1/[(1+2·0/800)·(1+2·0/800)]}			
N ^o Rk,sp [kN]	520,62	= min{N ^o Rkc=521, N ^o Rkp=4.017}			
NRk,sp [kN]	696,61	= 521kN·719.200mm²/640.000mm²·0,87·1,00·1,00·1,38			
		γM	NRd [kN]	NEd [kN]	βN [%]
	Splitting	1,50	464,41	255	54,91%
TAGLIO	Rottura per pry-out (EN 1992-4 §7.2.2.4)				
	k _s	2,00	V. Specifica Tecnica Europea		
	Ac,N [mm²]	1.248.000,0	Per il gruppo di ancoranti sollecitati a taglio		
	Ap,N [mm²]	1.000.000,0	Per il gruppo di ancoranti sollecitati a taglio		
	NRk,c [kN]	365,47	= 521kN·1.248.000mm²/1.440.000mm²·0,81·1,00·1,00·1,00		
	NRk,p [kN]	1.078,81	= 468kN·1.000.000mm²/412.678mm²·1,05·0,91·1,00·1,00		
	VRk,cp	730,94	= 2,00·365kN		
			γM	NRd [kN]	NEd [kN]
	Rottura pry-out	1,50	487,30	37,80	7,76%

TAGLIO	Rottura del bordo di calcestruzzo (EN 1992-4 §7.2.2.5)				
	Ac,V [mm²]	336.600	Ac,V/A ^c c,V = 1,55	N.B. Verifica necessaria in assenza di armature supplementari	
	A ^c c,V [mm²]	217.800	4.5·220²		
	k _s	2,40	Cls NON fessurato		
	ψ _{s,V}	1,00	= min{1; 0.7+0.3·1.350/(1.5·220)}		
	ψ _{h,V}	1,00	= max{1; √(1.5·220/1.500)}		
	ψ _{ec,V}	1,00	= min{1; 1/[1+2·0/(3·220)]}		
	c', [mm]	220,00	c'1V = 220		
	Calcolo ψ _{re,V}				
	<input checked="" type="radio"/> Attacco nel cls non fessurato o fessurato senza armatura o staffe di bordo <input type="radio"/> Attacco nel cls fessurato con armatura e staffe con passo a ≤ 100mm e a ≤ 2c'				
	ψ _{re,V}	1,00			
	α _v [°]	0,00			
	ψ _{α,V}	1,00	= max{1; [(cos 0)² + (0.5 sin 0)²] ^{-1/2} }		
	l _f [mm]	264,00	= min{400; 12·22}		
	α	0,11	= 0.1·√(264/220)		
β	0,06	= 0.1·(22/220) ^{0.2}			
V ^o R _{k,c} [kN]	92,41	= 2,4·22mm ^{0.11} ·264mm ^{0.06} ·√35MPa·220mm ^{1.5}			
VR _{k,c} [kN]	142,82	= 92kN·336.600mm²/217.800mm²·1,00·1,00·1,00·1,00·1,00			
		v _M	NRd [kN]	NEd [kN]	β _N [%]
Rottura bordo		1,50	95,21	37,80	39,70%

ROTTURA COMBINATA LATO CALCESTRUZZO

**Verifiche per ancoranti muniti di testa e post-inseriti SENZA/CON armatura supplementare soggetti a taglio E trazione
(EN 1992-4 §7.2.3.1)**

Rottura acciaio ancorante

β = (NEd/NRd,s)² + (VED/VRd,s)² ≤ 1 **70,16%** = (52,60%)² + (65,18%)²

N.B. Verifica non richiesta in caso di taglio con braccio di leva

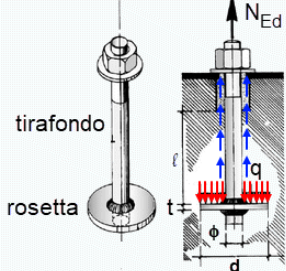
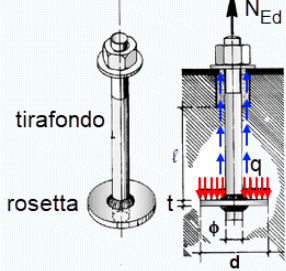
Altre modalità di rottura

β = √[(NEd/NRd,i)^(3/2) + (VED/VRd,i)^(3/2)] ≤ 1 **98,22%** = (97,36%)^(1.5) + (7,76%)^(1.5)

β = (NEd/NRd,i) + (VED/VRd,i) ≤ 1.2 **105,11%** = 97,36% + 7,76%

VERIFICHE SODDISFATTE

1.1.1.8. Verifiche della rosetta – lato calcestruzzo

 <p>tirafondo</p> <p>rosetta</p>	<p>Rottura per schiacciamento del calcestruzzo</p> <p>N.B. Solo per ancoranti con rosetta</p> <p>NRk [kN] <input type="text" value="325,16"/> = $10.930\text{mm}^2 \cdot 35\text{MPa} \cdot 0,85$</p> <p>NRd [kN] <input type="text" value="216,77"/> = $325,16\text{kN} / 1,5$</p> <p>NEd [kN] <input type="text" value="85"/></p> <p>β [%] <input type="text" value="39,21%"/></p>
 <p>tirafondo</p> <p>rosetta</p>	<p>Rottura per flessione della rosetta</p> <p>N.B. Solo per ancoranti con rosetta</p> <p>W [mm³] <input type="text" value="2.291,67"/> = $22\text{mm} \cdot (25\text{mm})^2 / 6$</p> <p>I [mm] <input type="text" value="49,00"/> = $(120\text{mm} - 22\text{mm}) / 2$</p> <p><input type="checkbox"/> Calcolo qros considerando aderenza gambo</p> <p>qros [MPa] <input type="text" value="7,78"/> = $\max\{0; (85\text{kN}) / 10.930\text{mm}^2\}$</p> <p>$\gamma_{Mp}$ <input type="text" value="1,05"/></p> <p>MRk [kNm] <input type="text" value="0,63"/> = $2.292\text{mm}^3 \cdot 275\text{MPa}$</p> <p>MRd [kNm] <input type="text" value="0,60"/> = $1\text{kNm} / 1,05$</p> <p>MEd [kNm] <input type="text" value="0,21"/></p> <p>β [%] <input type="text" value="34,22%"/></p>

VERIFICHE SODDISFATTE

10 FOA H3 TIPO 6

La FOA H3 TIPO 6 assolve contemporaneamente la **funzione di barriera antifonica e barriera di sicurezza**.

POLIFUNZIONALE FOA H3 – TIPO 6

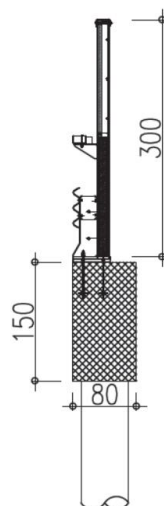


Figura 10.1. FOA H3 TIPO 6, barriera antifonica

Il progetto della barriera integrata viene condotta, cautelativamente, considerando la sola zona di bordo.

10.1 CARICHI

Si riporta di seguito, sinteticamente, i calcoli per la definizione dei carichi agenti sulla barriera antifonica in esame non compiutamente definiti nella parte generale della presente relazione (peso proprio, vento).

PESO PROPRIO

FOA H3 TIPO 6 Integrata – zona di bordo	h (m)	A (m ²)	i (m)	p (kN/m ²)	P (kN/m ³)	G _i (kN)
Montante (HEA 160)	3.00	3.88E-03	-	-	78.5	0.91
Pannello opaco	1.50	-	2.25	0.15	-	0.51
Pannello trasparente	1.50	-	2.25	0.18	-	0.61
TOT.						2.03

Tabella 10.1. FOA H3 TIPO 6 – Peso proprio

VENTO

L'azione del vento è convenzionalmente ricondotta a un'azione statica equivalente determinata in ossequio alla Normativa Italiana (D.M. 17.01.2018 e relativa Circolare Ministeriale contenente le istruzioni di applicazione).

La pressione cinetica di picco (in N/mm²) del vento è data dall'espressione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z) \quad q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove: q_p è la pressione cinetica di picco;

ρ è la densità media dell'aria, pari a 1.25kg/m³;
 v_r è la velocità di riferimento di progetto in m/s;
 c_e è il coefficiente di esposizione.

• Velocità base di riferimento

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità di base di riferimento viene definita dalla seguente espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

dove: $v_{b,0}$ è la velocità di base di riferimento a livello del mare;

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

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

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

in cui: a_0 , k_a sono parametri assegnati in funzione della zona geografica;

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito in esame.

• Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità è fornita dalla relazione:

$$V_r = V_b \cdot C_r$$

dove: v_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;

c_a è il coefficiente di ritorno fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2x \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]} \quad \text{per } T_r \geq 50 \text{ anni}$$

In accordo all'Appendice A del documento tecnico CNR DT 207:2018, il periodo di ritorno di riferimento è definito come il valore maggiore fra il periodo di ritorno $T_{R,0}^*$ riportato nella sottostante tabella e la vita nominale della costruzione VN definita nel paragrafo 2.4.1 delle NTC.

Proprietà della costruzione	$T_{R,0}^*$ (anni)
Costruzione provvisoria, in fase di realizzazione o di demolizione, purché il periodo in cui sussiste tale stato sia minore di 1 anno. Per le costruzioni provvisorie, è necessario che sia minore di 1 anno l'insieme di tutti i successivi periodi nei quali la costruzione è riutilizzata	10
Costruzione ordinaria	50
Costruzione di rilevante importanza	100
Costruzione di importanza strategica	200

- Coefficiente di topografia**

In mancanza di più approfondite valutazioni, il coefficiente di topografia c_t è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

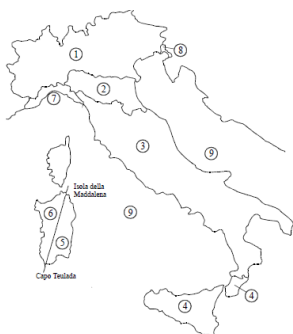
- Coefficiente di esposizione**

Per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200\text{m}$, il coefficiente di esposizione è fornito dalle seguenti relazioni:

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

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

dove i parametri fattore di terreno k_r , lunghezza di rugosità z_0 e altezza minima z_{\min} sono definiti in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione a sua volta assegnata in base alla posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno (si vedano gli schemi estratti dalle normative e di seguito riportati).



Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

- Dati di progetto e pressione cinetica di picco del vento**

A favore di sicurezza, per tutti i casi analizzati, si considera la pressione cinetica ricavata nella condizione più sfavorevole: si assume pertanto una quota di riferimento pari a circa 35 m.s.l.m ed un'altezza di riferimento pari a 7.5 m. Si ottiene quindi:

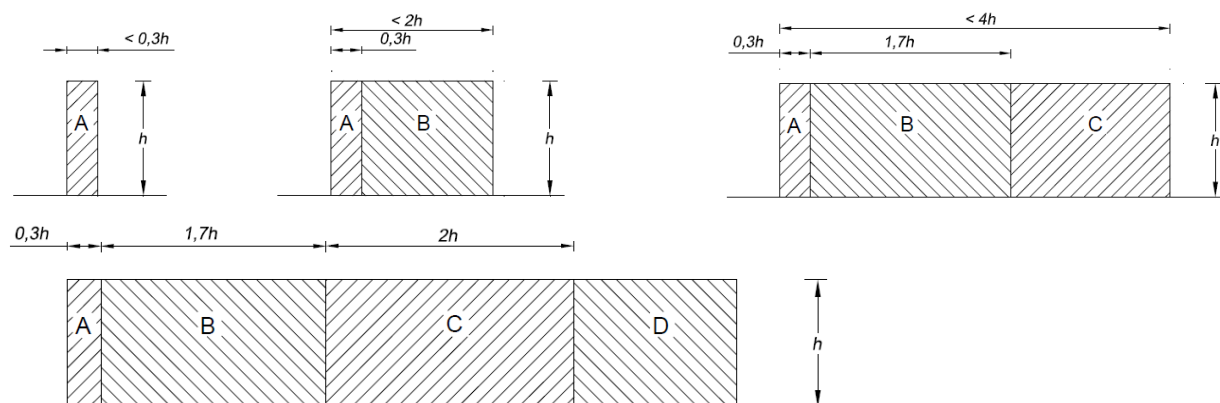
Proprietà della costruzione	Ordinaria	
zona di riferimento	Zona 2	
classe di rugosità	Classe D	
Categoria di esposizione	Cat II	
Altitudine del sito	as	35
Coefficiente topografico	cf	1
Coefficiente dinamico	cd	1
Altezza di riferimento	z	3
Vita nominale della costruzione	Vn	50
Periodo di ritorno	Tr	50
Velocità di base a livello del mare	Vb,o	25
Parametri (funzione della zona geografica)	ao	750
	Ks	0.45
Coefficiente di altitudine	ca	1
Velocità di riferimento	Vb,o	25
Coefficiente di ritorno	Cr	1
Velocità di riferimento di progetto	Vf	25
Fattore di terreno	Kr	0.19
altezza minima	Zmin	4
densità media di massa dell'aria	p	1.25
Coefficiente di esposizione	ce	1.6
Pressione cinetica di picco del vento	qp	0.64

Figura 10.2. FOA H3 TIPO 6 pressione del vento

• Coefficienti di pressione complessiva

In accordo con le indicazioni contenute nella CNR-DT 207/2018 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" (appendice G5) è stato condotto uno studio sugli effetti provocati dall'azione del vento nelle zone d'estremità delle barriere acustiche.

In ossequio a tali istruzioni i coefficienti di pressione complessiva verranno differenziati in relazione alla distanza del punto considerato dall'estremità dell'elemento, quest'ultimo viene suddiviso in fasce di lunghezza dipendente dalla lunghezza e dall'altezza dell'elemento studiato.



I coefficienti di pressione complessiva per ciascuna fascia dell'elemento, sia in presenza che in assenza di chiusure laterali, sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

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			

dove: ϕ = densità dell'elemento

l = lunghezza dell'elemento

A favore di sicurezza, si considera il coefficiente A per tutto lo sviluppo ottenendo una pressione $q=2.21$ KN/m²

10.2 SOLLECITAZIONI

Si riporta di seguito il calcolo esplicito delle sollecitazioni caratteristiche agenti alla base dei montanti della FOA in corrispondenza della zona di bordo

ENTRAMBE LE DIREZIONI	PESO PROPRIO	$N_{k,PP}$	=	2.03 kN
		$V_{k,PP}$	=	0.00 kN
		$M_{k,PP}$	=	0.00 kNm
	VENTO	$N_{k,vento}$	=	0.00 kN
		$V_{k,vento} = q \cdot i \cdot h = 2.21 \frac{kN}{m^2} \cdot 2.25 m \cdot 3 m$	=	15.0 kN
		$M_{k,vento} = \frac{q \cdot i \cdot h^2}{2} = V_{k,vento} \cdot \frac{h}{2} = 15 kN \cdot \frac{3 m}{2}$	=	22.5 kNm
DIREZIONE: STRADA-RECETTORE	PRESSIONE VEICOLI	$N_{k,veicoli}$	=	0.00 kN
		$V_{k,veicoli} = q_3 \cdot i \cdot h = 0.8 \frac{kN}{m^2} \cdot 2.25 m \cdot 3 m$	=	5.40 kN
		$M_{k,veicoli} = V_{k,veicoli} \cdot \frac{h}{2} = 5.40 kN \cdot \frac{3 m}{2}$	=	8.10 kNm
	RIMOZIONE NEVE	$N_{k,neve}$	=	0.00 kN
		$V_{k,neve}$	=	15.00 kN
		$M_{k,neve}$	=	22.50 kN
	URTO	$N_{k,urto}$	=	0.00 kN
		$V_{k,urto}$	=	114.51 kN
		$M_{k,urto}$	=	108.78 kNm

Tabella 10.2 FOA H3 TIPO 6- Valori caratteristici delle sollecitazioni alla base dei montanti

Le sollecitazioni di progetto, per le verifiche, sono state definite permutando i valori caratteristici riportati nella tabella sopra nel rispetto delle norme attualmente in vigore.

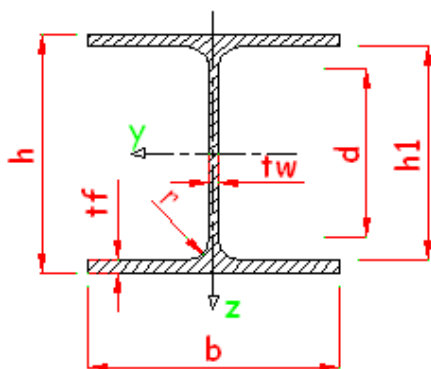
Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni di progetto allo SLU e allo SLE della FOA H3 TIPO 6 in zona di bordo.

MONTANTE: ENTRAMBE LE DIREZIONI	ANCORAGGI: RECETTORE-STRADA	SLU STR (1)	$N_d =$	1.0	·	2.03	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	2.03	kN
			$V_d =$	1.0	·	0.00	kN	+	1.5	·	15	kN	=	22.5	kN
			$M_d =$	1.0	·	0.00	kNm	+	1.5	·	22.5	kNm	=	33.75	kNm
		SLU STR (2)	$N_d =$	1.3	·	2.03	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	2.64	kN
			$V_d =$	1.3	·	0.00	kN	+	1.5	·	15	kN	=	22.5	kN
			$M_d =$	1.3	·	0.00	kNm	+	1.5	·	22.5	kNm	=	29.3	kNm
		SLE RARA	$N_d =$	1.0	·	2.03	kN	+	1.0	·	0.00	kN	=	2.03	kN
			$V_d =$	1.0	·	0.00	kN	+	1.0	·	15	kN	=	15	kN
			$M_d =$	1.0	·	0.00	kNm	+	1.0	·	22.5	kNm	=	22.5	kNm
ANCORAGGI: STRADA - RECETTORE	ECC-URTO		$N_d =$	1.0	·	2.03	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	2.03	kN
			$V_d =$	1.0	·	0.00	kN	+	1.5	·	114.51	kN	=	171.76	kN
			$M_d =$	1.0	·	0.00	kNm	+	1.5	·	108.78	kNm	=	163.17	kNm

Tabella 10.3. FOA H3 TIPO 6- Sollecitazioni di progetto

10.3 VERIFICA DEL MONTANTE

Si riportano di seguito le caratteristiche del montante delle HEA160.



HE	dimensioni principali						peso	area
	h	b	t _w	t _f	r	-	G	A
Designazione	mm	mm	mm	mm	mm	-	kg/m	cm ²
HE 160 A	152	160	6	9	15	-	30.4356	38.77
classe EC3						caratteristiche statiche		
flessione			compressione			asse forte y-y		
S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460	I _y	W _y	W _{pl,y}
cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
1	2	3	1	2	3	1672.9739	220.128	245.147
								6.569
								13.211

10.3.1 Verifiche SLU

VERIFICA A TAGLIO

Il taglio resistente valutato della sezione in esame:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{Mo}} = \frac{1321 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 257.88 \text{ kN}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd}}{V_{sd}} = \frac{257.88 \text{ kN}}{22.5 \text{ kN}} = 11.5$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A FLESSIONE

Verificato che il taglio di progetto è inferiore alla metà della resistenza a taglio, il momento resistente valutato trascurando la forza assiale per la sezione in esame è:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{245 \text{ 147 mm}^3 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 82.88 \text{ kNm}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{M_{Rd}}{M_{sd}} = \frac{82.88 \text{ kNm}}{33.8 \text{ kNm}} = 2.45$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità valutato con i seguenti parametri

- Curva di instabilità (altre sezioni trasversali) d
- Fattore di imperfezione $\alpha_{LT} = 0.21$
- Lunghezza critica (assunzione cautelativa) 3 m
- Momento critico 779 kNm
- Coefficiente di snellezza adimensionale $\lambda_{LT} = 0.34$
- Fattore ϕ_{LT} $\phi_{LT} = 0.58$

- Fattore χ_{LT}

$$\chi_{LT} = 0.97$$

è pari a:

$$M_{b,Rd} = 80.0 \text{ kNm}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a

$$C.S. = \frac{M_{b,Rd}}{M_{sd}} = \frac{80.0 \text{ kNm}}{33.8 \text{ kNm}} = 2.4$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI INSTABILITA' A TAGLIO

La disequaglianza il cui soddisfacimento richiede la verifica per instabilità a taglio come si evince dal calcolo esplicito riportato di seguito, non è soddisfatta pertanto la verifica di instabilità a taglio dell'anima non si rende necessaria per il profilato della FOA in esame.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{104}{6} = 17.3 \quad \left(< \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 72 \sqrt{\frac{235}{355}} = 58.58 \right)$$

VERIFICA NON RICHIESTA

10.3.2 Verifiche SLE

VERIFICA DI DEFORMAZIONE

La deformazione limite in testa montante ammessa dalle norme, per le FOA oggetto di verifica è:

$$\delta_{lim} = \frac{h}{75} = \frac{3000 \text{ mm}}{75} = 40 \text{ mm}$$

La deformazione del montante soggetto all'azione del vento, valutato sulla base di quanto contenuto al §6.5.2 è pari a:

$$\delta_d = \frac{1}{8} \frac{q l^4}{E I} = \frac{1}{8} \frac{\left(2 \cdot 210 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 2.25 \text{ m} \right) \cdot (3 \text{ m})^4}{210 \cdot 10^9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 1.67 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4} = 0.0144 \text{ m} = 15 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

10.3.3 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Viene rimandato al cap.3

1 FOA H3 TIPO 6.1 SU IMPALCATO DI VIADOTTO ATTRAVERSAMENTO FIUME RENO

Vale quanto riportato per la FOA H3 Tipo 6, cambia il sistema di ancoraggio

1.1 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Nelle due immagini che seguono si riporta la geometria della piastra di base e della sezione del cordolo

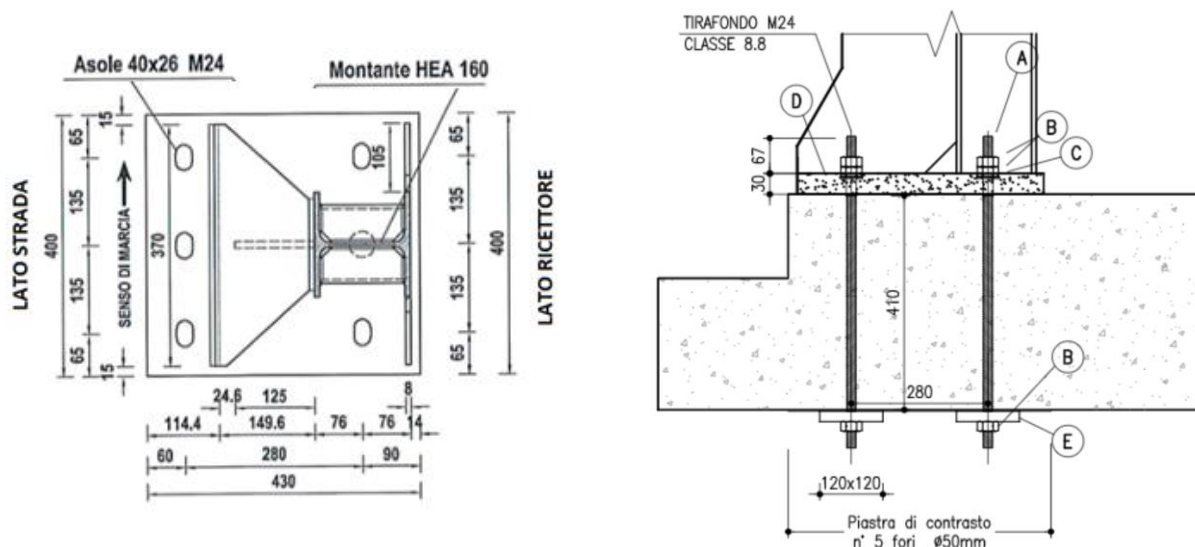


Figura 1.1 Sistema di ancoraggio FOA H3 Tipo 6.1

Il sistema di ancoraggio della FOA tipo 6.1 vede la presenza di una piastra di base superiore e di una di contrasto inferiore collegate a mezzo di barre passanti. Il sistema di ancoraggio così progettato (piastra superiore, piastra inferiore e tirafondi passanti) cuce il getto di calcestruzzo di supporto ai montanti realizzando di fatto un "elemento rigido" ed impedendo la rottura conica.

Premesso quanto sopra le verifiche del sistema di ancoraggio sono state condotte con riferimento ai soli meccanismi fisicamente possibili nella configurazione 'tirafondi passanti' ovvero: (i) verifiche lato acciaio; (ii) verifica a sfilamento dell'ancorante – rottura cilindrica; (iii) verifica a schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza delle piastre e (iv) verifiche a taglio e flessione della rosetta.

Nel seguito si riportano le azioni di progetto da considerare alla base dei montanti per il calcolo del sistema di ancoraggio. Le prime evidenziate sono riferite al carico da vento dominante le seconde alla combinazione eccezionale.

MONTANTE: ENTRAMBE LE DIREZIONI	ANCORAGGI: RECETTORE-STRADA	SLE SLU STR (1)	$N_d =$	1.0	·	2.03	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	2.03	kN
			$V_d =$	1.0	·	0.00	kN	+	1.5	·	15	kN	=	22.5	kN
			$M_d =$	1.0	·	0.00	kNm	+	1.5	·	22.5	kNm	=	33.75	kNm
		SLE SLU STR (2)	$N_d =$	1.3	·	2.03	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	2.64	kN
			$V_d =$	1.3	·	0.00	kN	+	1.5	·	15	kN	=	22.5	kN
			$M_d =$	1.3	·	0.00	kNm	+	1.5	·	22.5	kNm	=	29.3	kNm
		SLE RA	$N_d =$	1.0	·	2.03	kN	+	1.0	·	0.00	kN	=	2.03	kN

			$V_d =$	1.0	·	0.00	kN	+	1.0	·	15	kN	=	15	kN
			$M_d =$	1.0	·	0.00	kNm	+	1.0	·	22.5	kNm	=	22.5	kNm
ANCORAGGI: STRADA - RECETTORE	ECC-URTO		$N_d =$	1.0	·	2.03	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	2.03	kN
			$V_d =$	1.0	·	0.00	kN	+	1.5	·	114.51	kN	=	171.76	kN
			$M_d =$	1.0	·	0.00	kNm	+	1.5	·	108.78	kNm	=	163.17	kNm

1.1.1 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO – AZIONI DEL VENTO

Si effettua la verifica per vento da recettore verso strada che risulta dimensionante per le barre di ancoraggio sia per la presenza di solo 2 barre tese in luogo delle 3 con vento da strada verso recettore, sia per l'incremento di trazione sulle barre dovuto alla deformabilità della piastra di base. L'incremento di azione assiale rispetto al calcolo con conservazione delle sezioni piane dovuto alla deformabilità della piastra di base per la barriera vale 1.37. Si applica quindi tale incremento alla trazione calcolata con l'ipotesi di piastra infinitamente rigida.

The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes input fields for reinforcement bars (N°, b [cm], h [cm], N°, As [cm²], d [cm]) and material properties (CL 8.8, C35/45). The interface also displays calculation results for stress and strain, and a diagram of a reinforcement bar cross-section.

Figura 1.2. Tensione nei tirafondi passanti – comb. SLU

Nella tabella seguente si riporta il calcolo della forza agente sui singoli tirafondi e la forza di sfilamento del gruppo di ancoranti.

Combinazione: SLU STR (vento dominante)					
	coef.	σ_s (N/mm²)	A (mm²)	N_{Ed} (kN)	N_{Ed}^g (kN)
Tirafondi di bordo	1.37	160.2	353	77.5	-
Sfilamento del gruppo ($N_{Ed,bordo} + N_{Ed,bordo}$)					155

L'azione di taglio invece è stata semplicemente definita dividendo l'azione di taglio agente sul sistema di ancoraggio tra i tirafondi che lo costituiscono. Operando in questo modo discende che il taglio agente sul singolo tirafondo è pari a:

$$V_{Ed} = 23 \text{ kN} / 5 = 4.6 \text{ kN}$$

1.1.1.1 Verifiche lato acciaio

RESISTENZA A TRAZIONE

La resistenza a trazione per i bulloni M24-classe 8.8 è pari a:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot 353 \text{ mm}^2}{1.25} = 203.33 \text{ kN}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{N_{Rd,i}}{N_{Sd,i}} = \frac{203.33 \text{ kN}}{77.5 \text{ kN}} = 2.6$$

VERIFICA SODDISFATTA

RESISTENZA A TAGLIO DELLA CONNESSIONE

La resistenza a taglio per i bulloni M24-classe 8.8 è pari a:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot 353 \text{ mm}^2}{1.25} = 135.55 \text{ kN}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd,i}}{V_{Sd,i}} = \frac{135.55 \text{ kN}}{4.6 \text{ kN}} > 5$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA COMBINATA

La verifica combinata di taglio- trazione dell'unione è data da:

$$\frac{V_{Sd,i}}{F_{v,Rd}} + \frac{N_{Sd,i}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{4.6 \text{ kN}}{135.6 \text{ kN}} + \frac{77.5 \text{ kN}}{1.4 \cdot 203.3 \text{ kN}} = 0.31 \leq 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

1.1.1.2 Verifica a sfilamento dell'ancorante

La verifica a sfilamento dell'ancorante è stata condotta con riferimento a quanto contenuto al §7.2.1.5 delle UNI EN 1992-4:2018 considerando la trazione agente sul tirafondo più sollecitato (77.5 kN) e l'area portante associata alla rosetta del singolo tirafondo avente dimensione 110 X110 X 20 mm; cautelativamente è stato trascurato l'effetto della piastra di contrasto.

Si riporta di seguito il calcolo esplicito della suddetta verifica

$$N_{Rd,p} = \frac{k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck}}{1.20} = \frac{k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck}}{1.20} = \frac{10.5 \cdot (110 \cdot 110 - 353) \text{ mm}^2 \cdot 18.27 \text{ N/mm}^2}{1.20} = 1877 \text{ kN}$$

$$C.S. = \frac{N_{Rd}}{N_{Sd}} = \frac{1877 \text{ kN}}{77.5 \text{ kN}} > 5$$

Si precisa che il valore di f_{ck} è stato definito, cautelativamente, con riferimento al calcestruzzo della soletta esistente la cui resistenza valutata con le linee guida del MIT risulta essere pari a $R_{cd} = 22.01 \text{ N/mm}^2$ ($f_{ck} = f_{cd} = 0.83 \cdot 22.01 \text{ N/mm}^2 = 18.27 \text{ N/mm}^2$)

VERIFICA SODDISFATTA

1.1.1.3 Verifica a schiacciamento

Si riporta di seguito, con riferimento alle medesime ipotesi usate per la verifica a sfilamento dell'ancorante, la tensione massima di compressione in corrispondenza della rosetta 110 X110 X 20 mm del tirafondo centrale, tirafondo maggiormente sollecitato. Si precisa che, cautelativamente, la verifica è stata condotta trascurando le

tensioni di aderenza che si sviluppano all'interfaccia acciaio-calcestruzzo. Le tensioni ad interfaccia cordolo-rosetta valutate in accordo a quanto sopra sono pari a:

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A_h} = \frac{77.5 \text{ kN}}{(110 \cdot 110 - 353) \text{ mm}^2} = 6.60 \text{ N/mm}^2$$

Da cui discende un fattore di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{f_{cd}}{\sigma_{sd}} = \frac{18.27 \text{ N/mm}^2}{6.60 \text{ N/mm}^2} = 2.77$$

VERIFICA SODDISFATTA

1.1.1.4 Verifica della rosetta

VERIFICA A FLESSIONE

Si riporta di seguito la verifica a flessione della piastra di ancoraggio del tirafondo maggiormente sollecitato. Si precisa che in via semplificativa, e a favore di sicurezza, la suddetta verifica è stata condotta trascurando la presenza della contropiastra e le tensioni di aderenza che si sviluppano all'interfaccia acciaio-calcestruzzo.

Il momento flettente sollecitante, valutato con riferimento ad una striscia di larghezza pari al diametro del tirafondo M24 ed assumendo uno schema di mensola incastrata, è pari a:

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{(\Phi \cdot \sigma_{sd}) \cdot l^2}{2} = \frac{(24 \text{ mm} \cdot 6.60 \text{ N/mm}^2) \cdot \left(\frac{110 - 24}{2} \text{ mm}\right)^2}{2} = 0.15 \text{ kNm}$$

La resistenza a flessione della piastra/rosetta 110X110X20mm è pari a:

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yd} = \frac{\Phi \cdot s^2}{6} \cdot f_{yd} = \frac{24 \text{ mm} \cdot (20 \text{ mm})^2}{6} \cdot 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.54 \text{ kNm}$$

a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{M_{Rd}}{M_{sd}} = \frac{0.54 \text{ kNm}}{0.15 \text{ kNm}} = 3.6$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A TAGLIO

La resistenza a taglio della rosetta, valutata in accordo con le NTC è pari a:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yd}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(20 \cdot 24) \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 93 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante valutato con riferimento ad una striscia di larghezza pari al diametro del tirafondo M24 è pari a:

$$V_{sd} = (\Phi \cdot \sigma_{sd}) \cdot l = (24 \text{ mm} \cdot 6.60 \text{ N/mm}^2) \cdot \frac{(110 - 24)}{2} \text{ mm} = 6.81 \text{ kN}$$

a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd}}{V_{sd}} = \frac{93 \text{ kN}}{6.81 \text{ kN}} > 5$$

VERIFICA SODDISFATTA

1.1.2 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO – AZIONI URTO

Nel presente capitolo si ripercorrono le verifiche del sistema di ancoraggio relativamente alle sollecitazioni agenti associate all'azione dell'urto, pari a:

$$M_{Ed} = 163.2 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 171.8 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni di trazione di progetto agenti sui tirafondi di bordo e su quello centrale sono riportate nella tabella seguente.

Combinazione: ECC					
	coef.	σ_s (N/mm ²)	A (mm ²)	N _{Ed} (kN)	N ^g _{Ed} (kN)
Tirafondi di bordo	0.85	481.3	353	144.41	-
Tirafondo centrale	1.14	481.3	353	193.68	-
Sfilamento del gruppo (N _{Ed,bordo} + N _{Ed,centrale} + N _{Ed,bordo})					482.50

Tabella 1.1. Forza di trazione sul singolo ancorante e forza di sfilamento sul gruppo di ancoranti

Figura 1.3 Tensione nei tirafondi passanti – comb. ECC

L'azione di taglio invece è stata semplicemente definita dividendo l'azione di taglio agente sul sistema di ancoraggio tra i tirafondi che lo costituiscono. Operando in questo modo discende che il taglio agente sul singolo tirafondo è pari a:

$$V_{Ed} = 171.8 \text{ kN} / 5 = 34.36 \text{ kN}$$

1.1.2.1 Verifiche lato acciaio

RESISTENZA A TRAZIONE

La resistenza a trazione per i bulloni M24-classe 8.8 è pari a:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot 353 \text{ mm}^2}{1.25} = 203.33 \text{ kN}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{N_{Rd,i}}{N_{Sd,i}} = \frac{203.33 \text{ kN}}{193.68 \text{ kN}} = 1.05$$

VERIFICA SODDISFATTA

RESISTENZA A TAGLIO DELLA CONNESSIONE

La resistenza a taglio per i bulloni M24-classe 8.8 è pari a:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot 353 \text{ mm}^2}{1.25} = 135.55 \text{ kN}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd,i}}{V_{Sd,i}} = \frac{135.55 \text{ kN}}{34.36 \text{ kN}} = 3.94$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA COMBINATA

La verifica combinata di taglio- trazione dell'unione è data da:

$$\frac{V_{Sd,i}}{F_{v,Rd}} + \frac{N_{Sd,i}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{34.36 \text{ kN}}{135.55 \text{ kN}} + \frac{193.68 \text{ kN}}{1.4 \cdot 203.33 \text{ kN}} = 0.93 \leq 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

1.1.2.2 Verifica a sfilamento dell'ancorante

La verifica a sfilamento dell'ancorante è stata condotta con riferimento a quanto contenuto al §7.2.1.5 delle UNI EN 1992-4:2018 considerando la trazione agente sul tirafondo più sollecitato (193.68 kN) e l'area portante associata alla rosetta del singolo tirafondo avente dimensione 110 X110 X 20 mm; cautelativamente è stato trascurato l'effetto della piastra di contrasto.

Si riporta di seguito il calcolo esplicito della suddetta verifica

$$N_{Rd,p} = \frac{k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck}}{1.20} = \frac{k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck}}{1.20} = \frac{10.5 \cdot (110 \cdot 110 - 353) \text{ mm}^2 \cdot 18.27 \text{ N/mm}^2}{1.20} = 1877 \text{ kN}$$

$$C.S. = \frac{N_{Rd}}{N_{Sd}} = \frac{1877 \text{ kN}}{193.68 \text{ kN}} > 5$$

Si precisa che il valore di f_{ck} è stato definito, cautelativamente, con riferimento al calcestruzzo della soletta esistente la cui resistenza valutata con le linee guida del MIT risulta essere pari a $R_{cd} = 22.01 \text{ N/mm}^2$ ($f_{ck} = f_{cd} = 0.83 \cdot 22.01 \text{ N/mm}^2 = 18.27 \text{ N/mm}^2$)

VERIFICA SODDISFATTA

1.1.2.3 Verifica a schiacciamento

Si riporta di seguito, con riferimento alle medesime ipotesi usate per la verifica a sfilamento dell'ancorante, la tensione massima di compressione in corrispondenza della rosetta 110 X110 X 20 mm del tirafondo centrale, tirafondo maggiormente sollecitato. Si precisa che, cautelativamente, la verifica è stata condotta trascurando le tensioni di aderenza che si sviluppano all'interfaccia acciaio-calcestruzzo. Le tensioni ad interfaccia cordolo-rosetta valutata in accordo a quanto sopra sono pari a:

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A_h} = \frac{193.68 \text{ kN}}{(110 \cdot 110 - 353) \text{ mm}^2} = 16.48 \text{ N/mm}^2$$

Da cui discende un fattore di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{f_{cd}}{\sigma_{sd}} = \frac{18.27 \text{ N/mm}^2}{16.48 \text{ N/mm}^2} = 1.10$$

VERIFICA SODDISFATTA

1.1.2.4 Verifica della rosetta

VERIFICA A FLESSIONE

Si riporta di seguito la verifica a flessione della piastra di ancoraggio del tirafondo maggiormente sollecitato. Si precisa che in via semplificativa e a favore di sicurezza la suddetta verifica è stata condotta trascurando la presenza della contropiastra e le tensioni di aderenza che si sviluppano all'interfaccia acciaio-calcestruzzo.

Il momento flettente sollecitante, valutato con riferimento ad una striscia di larghezza pari a quella del tirafondo (24mm) ed assumendo uno schema di mensola incastrata è pari a:

$$M_{Sd} = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{(24mm \cdot 16.48 \text{ N/mm}^2) \cdot \left(\frac{110 - 24}{2} mm\right)^2}{2} = 0.37 \text{ kNm}$$

La resistenza a flessione della piastra/rosetta 110X110X20mm è pari a:

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yd} = \frac{\phi \cdot s^2}{6} \cdot f_{yd} = \frac{24mm \cdot (20 \text{ mm})^2}{6} \cdot 338 \frac{N}{mm^2} = 0.54 \text{ kNm}$$

a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} = \frac{0.54 \text{ kNm}}{0.37 \text{ kNm}} = 1.48$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A TAGLIO

La resistenza a taglio della rosetta, valutata in accordo con le NTC è pari a:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yd}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(20 \cdot 24) mm^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 93 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante valutato con riferimento ad una striscia di larghezza pari al diametro del tirafondo M24 è pari a:

$$V_{Sd} = (\phi \cdot \sigma_{sd}) \cdot l = (24mm \cdot 16.48 \text{ N/mm}^2) \cdot \frac{(110 - 24)}{2} mm = 17 \text{ kN}$$

a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd}}{V_{Sd}} = \frac{93 \text{ kN}}{17 \text{ kN}} > 5$$

VERIFICA SODDISFATTA

2 FOA H4 TIPO7

La FOA H4 TIPO7 assolve contemporaneamente la **funzione di barriera antifonica e di barriera di sicurezza**. Il passo dei montanti è costante lungo tutto lo sviluppo ed è pari a 2.25 mentre l'altezza delle FOA è di 4.00 m.

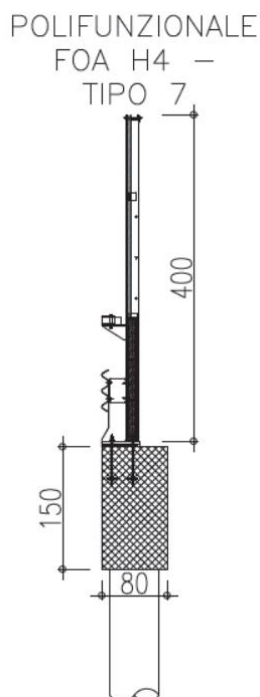


Figura 2.1.FOA H4 TIPO7, barriera integrata

Il progetto della barriera integrata viene condotta, cautelativamente, considerando la sola zona di bordo.

2.1 CARICHI

Si riporta di seguito, sinteticamente, i calcoli per la definizione dei carichi agenti sulla barriera antifonica in esame non compiutamente definiti nella parte generale della presente relazione (peso proprio, vento).

PESO PROPRIO

FOA H4 TIPO7 Integrata – zona di bordo	h (m)	A (m ²)	i (m)	p (kN/m ²)	P (kN/m ³)	G _i (kN)
Montante (HEA 160)	4.00	3.88E-03	-	-	78.5	1.22
Pannello opaco	1.50	-	2.25	0.15	-	0.51
Pannello trasparente	2.50	-	2.25	0.18	-	1.01
TOT.						2.74

Tabella 2.1. FOA H4 TIPO7– Peso proprio

VENTO

L'azione del vento è convenzionalmente ricondotta a un'azione statica equivalente determinata in ossequio alla Normativa Italiana (D.M. 17.01.2018 e relativa Circolare Ministeriale contenente le istruzioni di applicazione). La pressione cinetica di picco (in N/mm²) del vento è data dall'espressione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z) \quad q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove: q_p è la pressione cinetica di picco;
 ρ è la densità media dell'aria, pari a 1.25kg/m³;
 v_r è la velocità di riferimento di progetto in m/s;
 c_e è il coefficiente di esposizione.

• Velocità base di riferimento

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità di base di riferimento viene definita dalla seguente espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

dove: $v_{b,0}$ è la velocità di base di riferimento a livello del mare;
 c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

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

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

in cui: a_0 , k_a sono parametri assegnati in funzione della zona geografica;
 a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito in esame.

• Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto

In mancanza di spcifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità è fornita dalla relazione:

$$V_r = V_b \cdot C_r$$

dove: v_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;
 c_r è il coefficiente di ritorno fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]} \quad \text{per } T_r \geq 50 \text{ anni}$$

In accordo all'Appendice A del documento tecnico CNR DT 207:2018, il periodo di ritorno di riferimento è definito come il valore maggiore fra il periodo di ritorno $T_{R,0}^*$ riportato nella sottostante tabella e la vita nominale della costruzione VN definita nel paragrafo 2.4.1 delle NTC.

Proprietà della costruzione	$T_{R,D}^*$ (anni)
Costruzione provvisoria, in fase di realizzazione o di demolizione, purché il periodo in cui sussiste tale stato sia minore di 1 anno. Per le costruzioni provvisorie, è necessario che sia minore di 1 anno l'insieme di tutti i successivi periodi nei quali la costruzione è riutilizzata	10
Costruzione ordinaria	50
Costruzione di rilevante importanza	100
Costruzione di importanza strategica	200

- Coefficiente di topografia**

In mancanza di più approfondite valutazioni, il coefficiente di topografia c_t è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

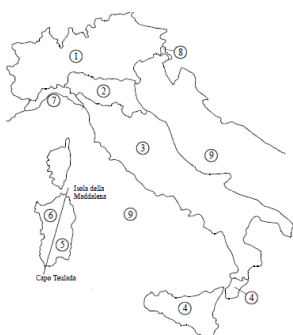
- Coefficiente di esposizione**

Per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, il coefficiente di esposizione è fornito dalle seguenti relazioni:

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

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

dove i parametri fattore di terreno k_r , lunghezza di rugosità z_0 e altezza minima z_{\min} sono definiti in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione a sua volta assegnata in base alla posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno (si vedano gli schemi estratti dalle normative e di seguito riportati).



Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

- Dati di progetto e pressione cinetica di picco del vento**

A favore di sicurezza, per tutti i casi analizzati, si considera la pressione cinetica ricavata nella condizione più sfavorevole: si assume pertanto una quota di riferimento pari a circa 35 m.s.l.m ed un'altezza di riferimento pari a 7.5 m. Si ottiene quindi:

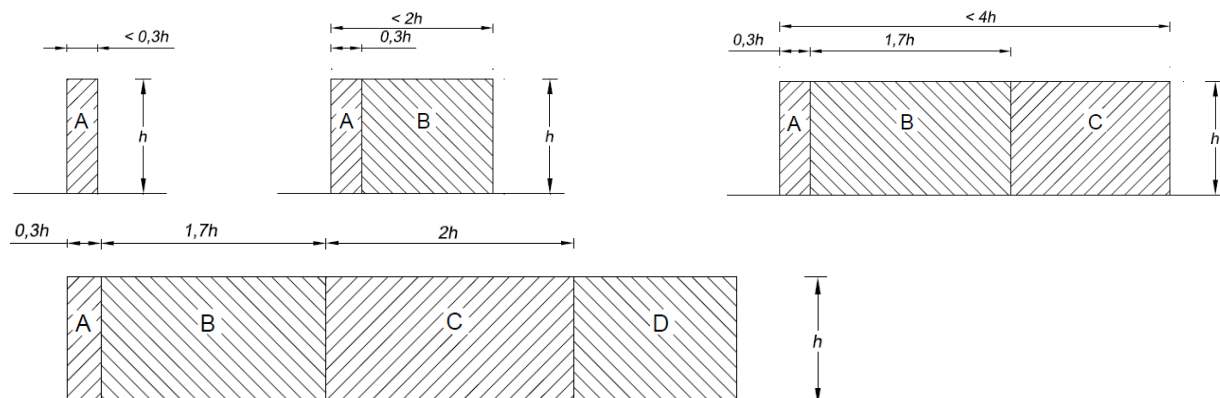
Proprietà della costruzione	Ordinaria	
zona di riferimento	Zona 2	
classe di rugosità	Classe D	
Categoria di esposizione	Cat II	
Altitudine del sito	as	35
Coefficiente topografico	cf	1
Coefficiente dinamico	cd	1
Altezza di riferimento	z	4
Vita nominale della costruzione	Vn	50
Periodo di ritorno	Tr	50
Velocità di base a livello del mare	Vb,o	25
Parametri (funzione della zona geografica)	ao	750
	Ks	0.45
Coefficiente di altitudine	ca	1
Velocità di riferimento	Vb,o	25
Coefficiente di ritorno	Cr	1
Velocità di riferimento di progetto	Vf	25
Fattore di terreno	Kr	0.19
altezza minima	Zmin	4
densità media di massa dell'aria	p	1.25
Coefficiente di esposizione	ce	1.8
Pressione cinetica di picco del vento	qp	0.7

Figura 2.2. FOA H4 TIPO7– pressione del vento

• Coefficienti di pressione complessiva

In accordo con le indicazioni contenute nella CNR-DT 207/2018 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni” (appendice G5) è stato condotto uno studio sugli effetti provocati dall'azione del vento nelle zone d'estremità delle barriere acustiche.

In ossequio a tali istruzioni i coefficienti di pressione complessiva verranno differenziati in relazione alla distanza del punto considerato dall'estremità dell'elemento, quest'ultimo viene suddiviso in fasce di lunghezza dipendente dalla lunghezza e dall'altezza dell'elemento studiato.



I coefficienti di pressione complessiva per ciascuna fascia dell'elemento, sia in presenza che in assenza di chiusure laterali, sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

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			

dove: ϕ = densità dell'elemento

l = lunghezza dell'elemento

A favore di sicurezza, si considera il coefficiente A per tutto lo sviluppo ottenendo una pressione $q=2.4 \text{ KN/m}^2$

2.2 SOLLECITAZIONI

Si riporta di seguito il calcolo esplicito delle sollecitazioni caratteristiche agenti alla base dei montanti della FOA in corrispondenza della zona di bordo, zona rispetto a cui viene effettuato il progetto/verifica.

ENTRAMBE LE DIREZIONI	PESO PROPRIO	$N_{k,PP}$	=	2.74 kN
		$V_{k,PP}$	=	0.00 kN
		$M_{k,PP}$	=	0.00 kNm
	VENTO	$N_{k,vento}$	=	0.00 kN
		$V_{k,vento} = q \cdot i \cdot h = 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot 2.25 m \cdot 4 m$	=	21.6 kN
		$M_{k,vento} = \frac{q \cdot i \cdot h^2}{2} = V_{k,vento} \cdot \frac{h}{2} = 21.6 kN \cdot \frac{4 m}{2}$	=	43.2 kNm
DIREZIONE: STRADA-RECETTORE	PRESSIONE VEICOLI	$N_{k,veicoli}$	=	0.00 kN
		$V_{k,veicoli} = q_3 \cdot i \cdot h = 0.8 \frac{kN}{m^2} \cdot 2.25 m \cdot 4 m$	=	7.20 kN
		$M_{k,veicoli} = V_{k,veicoli} \cdot \frac{h}{2} = 7.20 kN \cdot \frac{4 m}{2}$	=	14.40 kNm
	RIMOZIONE NEVE	$N_{k,neve}$	=	0.00 kN
		$V_{k,neve}$	=	15.00 kN
		$M_{k,neve}$	=	22.50 kN
	URTO	$N_{k,urto}$	=	0.00 kN
		$V_{k,urto}$	=	114.51 kN
		$M_{k,urto}$	=	108.78 kNm

Tabella 2.2. FOA H4 TIPO7- Valori caratteristici delle sollecitazioni alla base dei montanti

Le sollecitazioni di progetto, per le verifiche, sono state definite permutando i valori caratteristici riportati nella tabella sopra nel rispetto delle normative vigenti

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni di progetto allo SLU e allo SLE della FOA H4 TIPO7. Le suddette sollecitazioni sono state usate per il progetto/verifica dei montanti e del sistema di ancoraggio.

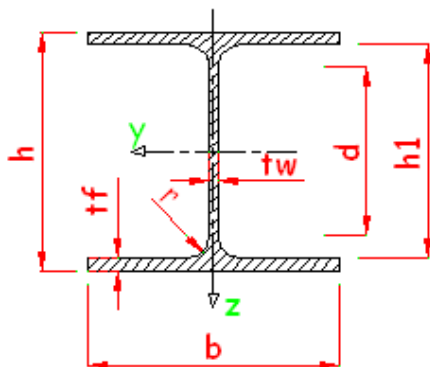
MONTANTE: ENTRAMBE LE DIREZIONI	ANCORAGGI: RECETTORE-STRADA	SLU STR (1)	N _d =	1.0	·	2.74	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	2.74	kN
			V _d =	1.0	·	0.00	kN	+	1.5	·	21.6	kN	=	32.4	kN
			M _d =	1.0	·	0.00	kNm	+	1.5	·	43.2	kNm	=	64.8	kNm
		SLU STR (2)	N _d =	1.3	·	2.74	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	3.56	kN
			V _d =	1.3	·	0.00	kN	+	1.5	·	21.6	kN	=	32.4	kN
			M _d =	1.3	·	0.00	kNm	+	1.5	·	43.2	kNm	=	64.8	kNm
		SLU GEO	N _d =	1.0	·	2.74	kN	+	1.3	·	0.00	kN	=	2.74	kN
			V _d =	1.0	·	0.00	kN	+	1.3	·	21.6	kN	=	28.02	kN
			M _d =	1.0	·	0.00	kNm	+	1.3	·	43.2	kNm	=	56.2	kNm
		SLE RARA	N _d =	1.0	·	2.74	kN	+	1.0	·	0.00	kN	=	2.74	kN
			V _d =	1.0	·	0.00	kN	+	1.0	·	21.6	kN	=	21.6	kN
			M _d =	1.0	·	0.00	kNm	+	1.0	·	43.2	kNm	=	43.2	kNm

ANCORAGGI: STRADA - RECETTORE	ECC-URTO	N _d =	1.0	·	2.74	kN	+	1.5	·	0.00	kN	=	2.74	kN
		V _d =	1.0	·	0.00	kN	+	1.5	·	114.51	kN	=	171.76	kN
		M _d =	1.0	·	0.00	kNm	+	1.5	·	108.78	kNm	=	163.17	kNm

Tabella 2.3. FOA H4 TIPO7 - Sollecitazioni di progetto

2.3 VERIFICA DEL MONTANTE

Si riportano di seguito le caratteristiche del montante delle HEA160.



HE			dimensioni principali						peso	area
			h	b	t _w	t _f	r	-	G	A
Designazione			mm	mm	mm	mm	mm	-	kg/m	cm ²
HE 160 A			152	160	6	9	15	-	30.4356	38.77
classe EC3						caratteristiche statiche				
flessione			compressione			asse forte y-y				
S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460	I _y	W _y	W _{pl,y}	i _y	A _{vz}
						cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ²
1	2	3	1	2	3	1672.9739	220.128	245.147	6.569	13.211

2.3.1 Verifiche SLU

VERIFICA A TAGLIO

Il taglio resistente valutato della sezione in esame:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{Mo}} = \frac{1321 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 257.88 \text{ kN}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd}}{V_{sd}} = \frac{257.88 \text{ kN}}{32.4 \text{ kN}} = 8.0$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A FLESSIONE

Verificato che il taglio di progetto è inferiore alla metà della resistenza a taglio, il momento resistente valutato trascurando la forza assiale per la sezione in esame è:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{245 \text{ 147 mm}^3 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 82.88 \text{ kNm}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{M_{Rd}}{M_{sd}} = \frac{82.88 \text{ kNm}}{64.8 \text{ kNm}} = 1.3$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità valutato con i seguenti parametri

- Curva di instabilità (altre sezioni trasversali)	d
- Fattore di imperfezione	$\alpha_{LT} = 0.21$
- Lunghezza critica (assunzione cautelativa)	4 m
- Momento critico	466 kNm
- Coefficiente di snellezza adimensionale	$\lambda_{LT} = 0.432$
- Fattore ϕ_{LT}	$\phi_{LT} = 0.618$
- Fattore χ_{LT}	$\chi_{LT} = 0.944$

è pari a:

$$M_{b,Rd} = 78.20 \text{ kNm}$$

da cui discende un coefficiente di sicurezza pari a

$$C.S. = \frac{M_{b,Rd}}{M_{sd}} = \frac{78.20 \text{ kNm}}{64.8 \text{ kNm}} = 1.21$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI INSTABILITA' A TAGLIO

La disequaglianza il cui soddisfacimento richiede la verifica per instabilità a taglio come si evince dal calcolo esplicito riportato di seguito, non è soddisfatta pertanto la verifica di instabilità a taglio dell'anima non si rende necessaria per il profilato della FOA in esame.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{104}{6} = 17.3 \quad \left(< \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 72 \sqrt{\frac{235}{355}} = 58.58 \right)$$

VERIFICA NON RICHIESTA

2.3.2 Verifiche SLE

VERIFICA DI DEFORMAZIONE

La deformazione limite in testa montante ammessa dalle norme, per le FOA oggetto di verifica è:

$$\delta_{lim} = \frac{h}{75} = \frac{4000 \text{ mm}}{75} = 53 \text{ mm}$$

La deformazione del montante soggetto all'azione del vento, valutato sulla base di quanto contenuto al §6.5.2 è pari a:

$$\delta_d = \frac{1}{8} \frac{q l^4}{EI} = \frac{1}{8} \frac{\left(2400 \frac{N}{m^2} \cdot 2.25m\right) \cdot (4m)^4}{210E9 \frac{N}{m^2} \cdot 1.67E-5 m^4} = 0.049 m = 49mm < 53 mm$$

VERIFICA SODDISFATTA

2.3.3 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Viene rimandato al cap.3

3 VERIFICA SISTEMA DI ANCORAGGIO BARRIERE INTEGRATE

Nel presente paragrafo si riporta le verifiche del sistema di ancoraggio delle barriere integrate FOA tipo 6 -7. Al fine di poter verificare il sistema di ancoraggio di tutte le suddette barriere con un'unica verifica queste sono state condotte in accordo con le seguenti ipotesi:

- la sollecitazione di compressione viene assunta pari alla minima di quella delle due FOA, in questo modo si massimi la forza assiale nei tirafondi;
- le sollecitazioni di taglio e di momento vengono assunte, nell'ambito della medesima combinazione, pari a quelle massime anche se non riferite alla medesima FOA e quindi non concomitanti
- la geometria del supporto viene assunta pari a quella più severa

Note le sollecitazioni di progetto delle barriere integrate FOA tipo 7 e Tipo 7 e le geometrie dei supporti, riepilogate nella tabella seguente:

ID	COMB.	N_sd (kN)	V_sd (kN)	M_sd (kNm)	Geometria supporto
Tipo 6	SLU	2.74	32.4	64.8	larghezza 800 mm
	ECC	2.74	171.76	163.17	altezza 1500 mm
Tipo 7	SLU	2.03	22.5	33.75	larghezza 800 mm
	ECC	3.45	171.76	163.17	altezza 1500 mm

Figura 3.1. Sollecitazioni di progetto e caratteristiche del supporto delle singole FOA

La progettazione del sistema di ancoraggio è stata condotta con riferimento alle caratteristiche riepilogate nella seguente tabella.

COMB.	N_sd (kN)	V_sd (kN)	M_sd (kNm)	Geometria supporto
SLU	2.74	32.4	64.8	larghezza 800 mm
ECC	2.74	171.76	163.17	altezza 1500 mm

Figura 3.2. Sollecitazioni di progetto e caratteristiche del supporto

Il sistema di ancoraggio delle suddette barriere integrate è costituito da n.5 tirafondi M24, classe 8.8, di altezza efficace pari a 480 mm pre-installati e dotati di rosetta (120 x120 mm, spessore 20 mm).

Si riporta di seguito la geometria della piastra di base ove sono riportati i fori per l'alloggiamento dei tirafondi. La piastra dovrà essere posizionata su cordoli (larghezza 80 cm, classe di resistenza del calcestruzzo C35/45) in modo che i tirafondi lato strada (n.3 tirafondi) distino 25 cm dal ciglio strada, come da immagine seguente.

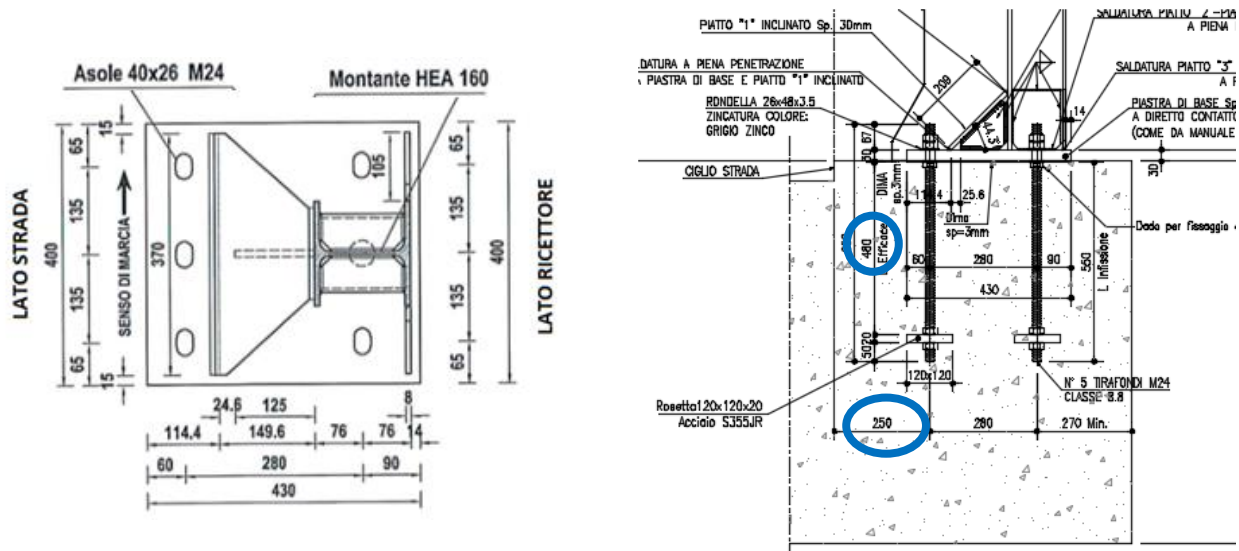


Figura 3.3. (a) Particolare delle piastre di ancoraggio; (b) Posizione della piastra sul cordolo

3.1 SOLLECITAZIONI SUI SINGOLI TIRAFONDI

3.1.1 Carichi di trazione

Si riporta di seguito il calcolo delle azioni normali agenti sui tirafondi per le combinazioni SLU ed ECC di interesse.

Nota la tensione dei tirafondi σ_s , ottenuta con il metodo n e 'corretta' in accordo con i coefficienti di Tabella 6.8 al fine di considerare la deformabilità della piastra, la forza di sfilamento del singolo ancorante, N_{sd}^h , e del gruppo di ancoranti, N_{sd}^g è stata definita come segue

$$N_{sd}^h = \alpha \cdot \sigma_s \cdot A_{res} \quad \text{tensione sul singolo}$$

$$N_{sd}^g = \sum_i N_{sd,i}^h \quad \text{tensione sul gruppo di ancoranti}$$

ove α è il coefficiente di Tabella 6.8; A_{res} è l'area resistente dei tasselli e i è il tirafondo i -esimo che lavora a trazione.

AZIONI DA STRADA A RECETTORE

Si riporta di seguito il calcolo della tensione nei tirafondi tesi, lato strada, per le condizioni di carico SLU ed ECC.

Combinazione ECC

Titolo : Urto_StradaRecettore

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	43
4	0	43

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.53	6.5	6
2	3.53	20	6
3	3.53	33.5	6
4	0	6.5	34
5	0	33.5	34

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n

N° Ed **2.74** kN
M_{xEd} **163.17** kNm
M_{yEd} **0**

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

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
CL 8.8 **C35/45**
 ϵ_{su} **67.5** ‰ ϵ_{c2} **2** ‰
 f_{yd} **512** N/mm² ϵ_{cu} **3.5** ‰
 E_s **210 000** N/mm² f_{cd} **29.75** N/mm²
 E_s/E_c **6.16** f_{cc}/f_{cd} **0.8** ?
 ϵ_{syd} **2.438** ‰ $\sigma_{c,adm}$ **13.5** N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ **0** N/mm² τ_{co} **0.8** N/mm²
 τ_{c1} **2.257** N/mm²

σ_c **-25.45** N/mm²
 σ_s **454** N/mm²
 ϵ_s **2.162** ‰
 d **37** cm
 x **9.498** x/d **0.2567**
 δ **0.7609**

Verifica
N° iterazioni:
☐ Precompresso

Figura 3.4. Tensione tirafondi tesi – combinazione ECC

Nella tabella seguente si riporta il calcolo della forza agente sui singoli tirafondi e la forza di sfilamento del gruppo di ancoranti.

Combinazione: ECC					
	coef.	σ_s (N/mm²)	A (mm²)	N _{Ed} (kN)	N ^g _{Ed} (kN)
Tirafondi di bordo	0.85	454	353	136.22	-
Tirafondo centrale	1.14	454	353	182.70	-
Sfilamento del gruppo (N _{Ed,bordo} + N _{Ed,centrale} + N _{Ed,bordo})					455.14

Tabella 3.1. Forza di trazione sul singolo ancorante e forza di sfilamento sul gruppo di ancoranti

Le tensioni del calcestruzzo, σ_c , valutate con riferimento alle sollecitazioni più gravose ($N_{sd} = 3.45$ kN; $M_{sd} = 163.17$ kN) è pari a 25.46 N/mm² e pertanto inferiore a f_{cd} . Si riporta di seguito per completezza il calcolo della tensione σ_c .

Titolo : Urto_StradaRecettore

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	43
4	0	43

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.53	6.5	6
2	3.53	20	6
3	3.53	33.5	6
4	0	6.5	34
5	0	33.5	34

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☒

N **3.45** kN
M **163.17** kNm
M **0**

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

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 CL 8.8 C35/45
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:
☐ Precompresso

Figura 3.5. Tensione massima cls – combinazione ECC

Combinazione SLU

Titolo : _____

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 5 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	43
4	0	43

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,53	6,5	6
2	3,53	20	6
3	3,53	33,5	6
4	0	6,5	34
5	0	33,5	34

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 **2,74** kN
M_{Ed} 0 **64,8** kNm
M_{yEd} 0 **0**

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

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 CL 8.8 C35/45
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 512 N/mm² E_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83 %
 E_s/E_c 6,16 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 2,56 % σ_{c,adm} 13,5
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

σ_c -10,11 N/mm²
 σ_s 179,5 N/mm²
 ε_s 0,8976 %
 d 37 cm
 x 9,533 x/d 0,2577
 δ 0,7621

Verifica
 N° iterazioni: 5
☐ Precompresso

Figura 3.6. Tensione tirafondi tesi – combinazione STR (vento dominante)

Nella tabella seguente si riporta il calcolo della forza agente sui singoli tirafondi e la forza di sfilamento del gruppo di ancoranti.

Combinazione: SLU STR (vento dominante)					
	coef.	σs (N/mm²)	A (mm²)	N _{Ed} (kN)	N ^g _{Ed} (kN)
Tirafondi di bordo	0.85	180.00	353	54.01	-
Tirafondo centrale	1.14	180.00	353	72.44	-
Sfilamento del gruppo (N _{Ed,bordo} + N _{Ed,centrale} + N _{Ed,bordo})					180.46

Tabella 3.2. Forza di trazione sul singolo ancorante e forza di sfilamento sul gruppo di ancoranti

Le tensioni del calcestruzzo, σ_c , è pari a 10.11 N/mm² e pertanto inferiore a f_{cd} .

AZIONI DA RECETTORE A STRADA

Si riporta di seguito il calcolo della tensione nei tirafondi tesi, lato recettore, per le condizioni di carico SLU.

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	43
4	0	43

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	6,5	6
2	0	20	6
3	0	33,5	6
4	3,53	6,5	34
5	3,53	33,5	34

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} **2,74** kN
M_{Ed} **-64,8** kNm
M_{yEd} **0**

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

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 CL 8.8 ☒ C35/45
 E_{su} % E_{c2} %
 f_{yd} N/mm² E_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 E_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:
☐ Precompresso

Figura 3.7. Tensione tirafondi tesi – combinazione STR (vento dominante)

Nella tabella seguente si riporta il calcolo della forza agente sui singoli tirafondi e la forza di sfilamento del gruppo di ancoranti.

Combinazione: SLU STR (vento dominante)					
	coef.	σs (N/mm²)	A (mm²)	N _{Ed} (kN)	N _{Ed} ^g (kN)
Tirafondi di bordo	1.37	289,4	353	139.96	-
Sfilamento del gruppo (N _{Ed,bordo} + N _{Ed,bordo})					279.91

Tabella 3.3. Forza di trazione sul singolo ancorante e forza di sfilamento sul gruppo di ancoranti

3.1.2 Carichi di taglio

Le verifiche a taglio dei tirafondi sono state condotte considerando tutti gli ancoranti resistenti in quanto il diametro del foro è eseguito in conformità con la Tabella 6.1 delle UNI EN 19924:2018. Il taglio agente sul singolo ancorante quindi è definito tramite la relazione:

$$V_{sd}^h = V_{sd,max}/5$$

Per le verifiche di bordo solo gli ancoranti più vicini al bordo caricato a taglio sono assunti efficaci per la verifica a rottura del bordo di calcestruzzo in quanto non è verificato $c > \max\{10h_{ef}; 60d_{dom}\}$ e pertanto le sollecitazioni di taglio per la rottura di bordo sono definite come:

$$V_{sd}^h = V_{sd,max}/3$$

tirafondi lato strada, direzione azione: recettore-strada

$$V_{sd}^h = V_{sd,max}/2$$

tirafondi lato recettore, direzione azione: strada-recettore

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni di taglio da considerare per le varie verifiche.

COMBINAZIONE	Direzione	Taglio - Tabella 3.3 (kN)	Taglio ancorante (kN)	Taglio verifica bordo (kN)
ECC (urto)	SR	171.76	34.35	85.88
SLU-STR (vento dom)	SR	32.4	6.50	16.20
SLU-STR (vento dom)	RS	32.4	6.50	10.08

Tabella 3.4. Carichi di taglio

3.2 COMBINAZIONE ECCEZIONALE

INPUT SOFTWARE ANCHOR

Si riportano di seguito i dati di input del software ANCHOR utilizzato per effettuare le verifiche del sistema di ancoraggio in accordo con la UNI EN 1992-4:2018.

Cordolo

B [mm]

L [mm]

H [mm]

copriferro [mm]

es [mm]

d [mm]

z [mm] 0.85 min {1455; 2.480; 2.270}

Staffe

passo [mm]

N. bracci

Geometria rosetta

dh [mm]

t [mm]

Piastra e grouting

grout [mm] Carico di taglio SENZA braccio di leva

tpiastra [mm] ?

as [mm]

M24

da [mm]

Ares [mm²]

☐ Ancorante vicino a 3 o più bordi

hef [mm]

h'ef [mm]

hef min [mm] ?

hef max [mm]

N. ancoraggi

Distanze ⊥ al bordo

cminN [mm]

cint medio [mm]

cmaxN [mm]

cminV [mm]

Distanze // al bordo

smin [mm]

sint(N>0) [mm]

smax [mm]

Sollecitazioni di gruppo

NEd.g [kN]

VEd.g [kN]

lexl [mm]

leyl [mm]

levl [mm]

	X [mm]	Y [mm]	NEd.h [kN]	VEd.h [kN]	VEdh.bor [kN]	cmin [mm]	cmax [mm]	smin [mm]	smax [mm]
1	990	250	136.22	34.35	0	250	550	990	1260
2	1125	250	182.7	34.35	0	250	550	1125	1125
3	1260	250	136.22	34.35	0	250	550	990	1260
4	990	530	0	34.35	85.88	270	530	990	1260
5	1260	530	0	34.35	85.88	270	530	990	1260

Figura 3.8. Geometria e carichi agenti

Ancorante Acciaio: Classe 8.8 f _{yk} [MPa]: 640 f _{tk} [MPa]: 800		Classe di resistenza C35/45 f _{ck} [MPa]: 35 f _{ctm} [MPa]: 3.21 f _{ctk} [MPa]: 2.25 η_1 1.00 f _{ctd} [MPa]: 1.87 η_2 1.00 f _{bd} [MPa]: 4.21 = 2.25 · 1.00 · 1.00 · 1.87 MPa Acciaio arm. suppl.: B450C f _{yk} [MPa]: 450 f _{tk} [MPa]: 540		Condizioni di aderenza <input checked="" type="radio"/> Buona aderenza <input type="radio"/> Altrimenti
Rosetta Acciaio: S 355 f _{yk} [MPa]: 355 f _{tk} [MPa]: 510				

Figura 3.9. Materiali

3.2.1.1 Verifiche della piastra di base

Verifica a punzonamento

La resistenza a punzonamento della piastra di base è pari a:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_n \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 24 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 510 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 553.72 \text{ kN}$$

a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{N_{Rd,i}}{N_{Sd,i}} = \frac{553.72 \text{ kN}}{182.70 \text{ kN}} = 3.03$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a rifollamento

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = \frac{1.00 \cdot 2.50 \cdot 510 \text{ N/mm}^2 \cdot 24 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm}}{1.25} = 734.40 \text{ kN}$$

a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd,i}}{V_{Sd,i}} = \frac{734.40 \text{ kN}}{34.35 \text{ kN}} > 5$$

VERIFICA SODDISFATTA

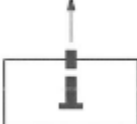
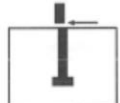
Si riporta di seguito, per completezza, il calcolo dei coefficienti α e k usati per il calcolo della resistenza a rifollamento della piastra.

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tbk}}{f_{tk}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{90 \text{ mm}}{3 \cdot 26}; \frac{800 \text{ N/mm}^2}{510 \text{ N/mm}^2}; 1 \right\} = \min \{1.15; 1.57; 1\} = 1.00$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot 65 \text{ mm}}{26} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{5.3; 2.5\} = 2.50$$

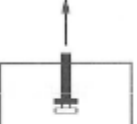
3.2.1.2 Verifiche ancoraggio – lato acciaio

Si riportano di seguito le verifiche a rottura lato acciaio secondo la UNI EN 1992-4:2018.

TRAZIONE	Rottura acciaio ancorante più caricato (EN 1992-4 §7.2.1.3) $NR_{k,s} [kN]$ <input type="text" value="282.40"/> = $800MPa \cdot 353mm^2$			
	γ_M <input type="text" value="1.31"/> $NR_d [kN]$ <input type="text" value="215.16"/> $NE_d [kN]$ <input type="text" value="182.7"/> $\beta_N [\%]$ <input type="text" value="84.91%"/>		Rottura acciaio	
TAGLIO	Carico a taglio Senza Braccio di Leva (EN 1992-4 §7.2.2.3.1) $A_s [mm^2]$ <input type="text" value="353"/> k_s <input type="text" value="0.50"/> $V^0R_{k,s} [kN]$ <input type="text" value="141.20"/> = $0.50 \cdot 800MPa \cdot 353mm^2$ k_r <input type="text" value="1.00"/> $VR_{k,s} [kN]$ <input type="text" value="141.20"/> = $141kN \cdot 1.00$			
	γ_M <input type="text" value="1.25"/> $NR_d [kN]$ <input type="text" value="112.96"/> $NE_d [kN]$ <input type="text" value="34.35"/> $\beta_N [\%]$ <input type="text" value="30.41%"/>		Rottura acciaio SBL	
ROTTURA COMBINATA LATO ACCIAIO $\beta = (NE_d/NR_{d,s})^2 + (VE_d/VR_{d,s})^2 \leq 1$ <input type="text" value="81.35%"/> = $(84.91\%)^2 + (30.41\%)^2$				

VERIFICHE SODDISFATTE

3.2.1.3 Verifiche ancoraggio – lato calcestruzzo

TRAZIONE	Rottura per sfilamento dell'ancorante (EN 1992-4 §7.2.1.5) N.B. Solo per ancoranti meccanici e a piolo post-inseriti			
	$A_h [mm^2]$ <input type="text" value="10 857"/> = $n/4(120^2 - 24^2)$ k_s <input type="text" value="10.50"/> Cls NON fessurato $NR_{k,p} [kN]$ <input type="text" value="3 990.07"/> = $11 \cdot 10 857mm^2 \cdot 35MPa$		γ_M <input type="text" value="1.20"/> $NR_d [kN]$ <input type="text" value="3 325.06"/> $NE_d [kN]$ <input type="text" value="182.7"/> $\beta_N [\%]$ <input type="text" value="5.49%"/>	
		Sfilamento		

TRAZIONE

**Rottura cono di calcestruzzo
 (EN 1992-4 §7.2.1.4)**

E' RICHIESTA ARMATURA SUPPLEMENTARE Si riporta di seguito la geometria del cono, le armature e le lunghezze da considerare. Si precisa che armature supplementari per la verifica della rottura conica sono i bracci verticali delle staffe $\phi 16$. La lunghezza l_1 è stata definita come la lunghezza media delle armature supplementari assumendo $l_i = 196$ mm per lunghezze maggiori entro il cono.

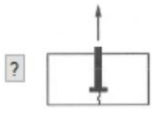
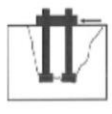
**Rottura dell'armatura supplementare
 (EN 1992-4 §7.2.1.9.1)**

n_{re} N. barre efficaci per ancorante
 ϕ [mm] ≤ 16
 $A_{s, re, i}$ [mm²] = $n 16^2 / 4$
 $\Sigma A_{s, re}$ [mm²] = $4 \cdot 201 \text{ mm}^2$
 $NR_{k, re}$ [kN] = $804 \text{ mm}^2 \cdot 450 \text{ MPa}$

**Rottura dell'ancoraggio dell'armatura supplementare
 (EN 1992-4 §7.2.1.9.2)**

l_1 [mm] ?
 l_{cr} [mm] = $0,70 \cdot 0,70 \cdot 201 \text{ mm}^2 \cdot 450 \text{ MPa} / (1,00 / (n \cdot 16 \text{ mm} \cdot 4 \text{ MPa}))$
 α_1 ?
 α_2
 $N^{\circ} R_{d, a}$ [kN] = $\min\{193 \text{ mm} \cdot n \cdot 16 \text{ mm} \cdot 4 \text{ MPa} / (0,70 \cdot 0,70); 201 \text{ MPa} \cdot 450 \text{ MPa}\}$
 $NR_{d, a}$ [kN] = $4 \cdot 83 \text{ kN}$

	γ_M	NR_d [kN]	NE_d [kN]	β_N [%]
Rottura am. suppl.	<input type="text" value="1.00"/>	<input type="text" value="361,91"/>	<input type="text" value="182,7"/>	<input type="text" value="50,48%"/>
Ancoraggio am. suppl.		<input type="text" value="333,65"/>	<input type="text" value="182,7"/>	<input type="text" value="54,76%"/>

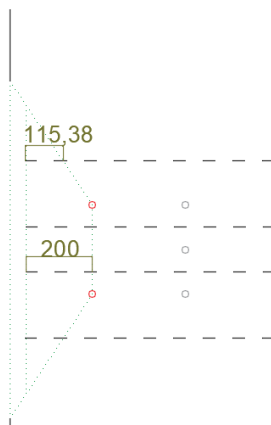
TRAZIONE	Rottura per splitting (EN 1992-4 §7.2.1.7) 	scr.sp [mm] <input type="text" value="960,00"/> 3-536 ccr.sp [mm] <input type="text" value="480,00"/> = 480mm hmin [mm] <input type="text" value="536,00"/> ? k _s <input type="text" value="0,50"/> ? ΣAs,re [mm²] <input type="text" value="506"/> = 0,50·455kN·1,00/450MPa				
	Verifica richiesta se b1 e b2 non sono soddisfatte Ac,N [mm²] <input type="text" value="897.900"/> Ac,N/A ^c c,N = 0,97 A ^c c,N [mm²] <input type="text" value="921.600"/> = 960² Ψ _{h,sp} <input type="text" value="1,37"/> = min{[(1.500/536) ² ; max{1; [(480+1.5·250)/536] ² }; Ψ _{s,N} <input type="text" value="0,86"/> = min{1; 0.7+0.3·250/480} Ψ _{re,N} <input type="text" value="1,00"/> = min{1; 0.5+536/200} Ψ _{ec,N} <input type="text" value="1,00"/> = min{1; 1/[(1+2·0/960)·(1+2·0/960)]} N ^o Rk,sp [kN] <input type="text" value="684,37"/> = min{N ^o Rkc=684; N ^o Rkp=3.990} NRk,sp [kN] <input type="text" value="779,43"/> = 684kN·897.900mm²/921.600mm²·0,86·1,00·1,00·1,37					
			γM	NRd [kN]	NEd [kN]	βN [%]
	Splitting		<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="649,52"/>	<input type="text" value="455,12"/>	<input type="text" value="70,07%"/>
TAGLIO	Rottura per pry-out (EN 1992-4 §7.2.2.4) 	k _s <input type="text" value="2,00"/> V. Specifica Tecnica Europea Ac,N [mm²] <input type="text" value="1.368.000,0"/> Per il gruppo di ancoranti sollecitati a taglio Ap,N [mm²] <input type="text" value="1.000.000,0"/> Per il gruppo di ancoranti sollecitati a taglio NRk,c [kN] <input type="text" value="363,07"/> = 684kN·1.368.000mm²/2.073.600mm²·0,80·1,00·1,00·1,00 NRk,p [kN] <input type="text" value="1.211,58"/> = 612kN·1.000.000mm²/491.121mm²·1,06·0,91·1,00·1,00 VRk,cp <input type="text" value="544,61"/> = 0.75·2,00·363kN				
			γM	NRd [kN]	NEd [kN]	βN [%]
	Rottura pry-out		<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="453,84"/>	<input type="text" value="171,75"/>	<input type="text" value="37,84%"/>

TAGLIO

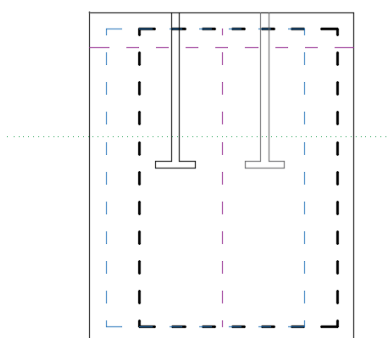
Rottura del bordo di calcestruzzo (EN 1992-4 §7.2.2.5)

È RICHIESTA ARMATURA SUPPLEMENTARE Si riporta di seguito la geometria del cono. Si precisa che armature supplementari per la verifica della rottura di bordo sono i bracci orizzontali delle staffe $\phi 16$ (relazione APE0019). La lunghezza l_1 è stata definita come la lunghezza media delle armature supplementari assumendo $l_1 = 193$ mm per lunghezze maggiori entro il cono.

DIREZIONE LONGITUDINALE



DIREZIONE TRASVERSALE



Rottura dell'armatura supplementare (EN 1992-4 §7.2.1.9.1)

n_{re} N. barre efficaci per ancorante
 ϕ [mm] ≤ 16
 $A_{s, re, i}$ [mm²] = $n 16^2/4$
 $\Sigma A_{s, re}$ [mm²] = $4 \cdot 201 \text{ mm}^2$
 $NR_{k, re}$ [kN] = $804 \text{ mm}^2 \cdot 450 \text{ MPa}$

Rottura dell'ancoraggio dell'armatura supplementare (EN 1992-4 §7.2.1.9.2)

l_1 [mm]
 l_{cr} [mm] = $0,70 \cdot 0,70 \cdot 201 \text{ mm}^2 \cdot 450 \text{ MPa} / 1,00 / (n \cdot 16 \text{ mm} \cdot 4 \text{ MPa})$
 α_1
 α_2
 $N^{\circ} R_{d, a}$ [kN] = $\min \{ 193 \text{ mm} \cdot n \cdot 16 \text{ mm} \cdot 4 \text{ MPa} / (0,70 \cdot 0,70); 201 \text{ MPa} \cdot 450 \text{ MPa} \}$
 $NR_{d, a}$ [kN] = $4 \cdot 83 \text{ kN}$

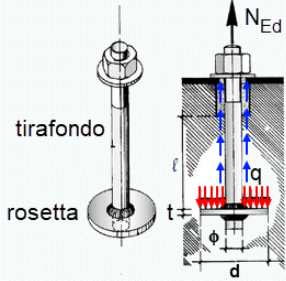
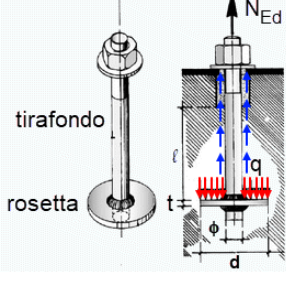
	γ_M	NR_d [kN]	NEd [kN]	β_V [%]
Rottura am. suppl.	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="361,91"/>	<input type="text" value="182,7"/>	<input type="text" value="50,48%"/>
Ancoraggio am. suppl.		<input type="text" value="333,65"/>	<input type="text" value="182,7"/>	<input type="text" value="54,76%"/>

ROTTURA COMBINATA LATO CALCESTRUZZO

$\beta = \sqrt{(NEd/NR_{d,i})^{3/2} + (VEd/VR_{d,i})^{3/2}} \leq 1$ = $(70,07\%)^{1.5} + (37,84\%)^{1.5}$
 $\beta = (NEd/NR_{d,i}) + (VEd/VR_{d,i}) \leq 1,2$ = $70,07\% + 37,84\%$

VERIFICHE SODDISFATTE

3.2.1.1 Verifiche calcestruzzo/rosetta

 <p>tirafondo</p> <p>rosetta</p>	<p>Rottura per schiacciamento del calcestruzzo</p> <p>N.B. Solo per ancoranti con rosetta</p> <p>NRk [kN] <input type="text" value="323.01"/> = $10\,857\text{mm}^2 \cdot 35\text{MPa} \cdot 0.85$</p> <p>NRd [kN] <input type="text" value="269.17"/> = $323.01\text{kN} / 1.2$</p> <p>NEd [kN] <input type="text" value="182.7"/></p> <p>β [%] <input type="text" value="67.87%"/></p>
 <p>tirafondo</p> <p>rosetta</p>	<p>Rottura per flessione della rosetta</p> <p>N.B. Solo per ancoranti con rosetta</p> <p>W [mm³] <input type="text" value="1.600,00"/> = $24\text{mm} \cdot (20\text{mm})^2 / 6$</p> <p>I [mm] <input type="text" value="48,00"/> = $(120\text{mm} - 24\text{mm}) / 2$</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Calcolo qros considerando aderenza gambo</p> <p>qros [MPa] <input type="text" value="2,78"/> = $\max\{0; (182,7\text{kN} - 4,21\text{MPa} \cdot 480\text{mm} \cdot \pi \cdot 24\text{mm}) / 10.857\text{mm}^2\}$</p> <p>$\gamma_{Mp}$ <input type="text" value="1,05"/></p> <p>MRk [kNm] <input type="text" value="0,44"/> = $1.600\text{mm}^3 \cdot 275\text{MPa}$</p> <p>MRd [kNm] <input type="text" value="0,42"/> = $0\text{kNm} / 1.05$</p> <p>MEd [kNm] <input type="text" value="0,08"/> = $2,78\text{MPa} \cdot 24\text{mm} \cdot (48,00\text{mm})^2 / 2$</p> <p>$\beta$ [%] <input type="text" value="18,37%"/></p>

VERIFICHE SODDISFATTE

3.3 COMBINAZIONE SLU (RECETTORE-STRADA)

INPUT SOFTWARE ANCHOR

Si riportano di seguito i dati di input del software ANCHOR utilizzato per effettuare le verifiche del sistema di ancoraggio in accordo con la UNI EN 1992-4:2018.

The screenshot displays the ANCHOR software interface for inputting parameters and agent loads. The interface is divided into several sections:

- Cordolo (Curb) Parameters:**
 - B [mm]: 800
 - L [mm]: 3000
 - H [mm]: 1500
 - copriferro [mm]: 45
 - es [mm]: 52
 - d [mm]: 1455
 - z [mm]: 816.00 (0.85 min(1455; 2.480; 2.625))
- Staffe (Reinforcement) Parameters:**
 - passo [mm]: 200
 - N. bracci: 2
- Geometria rosetta (Rosette Geometry) Parameters:**
 - dh [mm]: 120
 - t [mm]: 20
- Piastra e grouting (Plate and Grouting) Parameters:**
 - tgout [mm]: 0.00 (Carico di taglio SENZA braccio di leva)
 - tpiastra [mm]: 30
 - a_s [mm]: 0
- Diagramma (Diagram):** A 3D perspective view of the curb and reinforcement layout, showing dimensions and load application points.
- Input Parameters (Left Panel):**
 - M24 (dropdown)
 - da [mm]: 24
 - Ares [mm²]: 353
 - ☐ Ancorante vicino a 3 o più bordi
 - hef [mm]: 480
 - h'ef [mm]: 0
 - Pre-Calcolo button
 - hef min [mm]: 96
 - hef max [mm]: 480
 - N. ancoraggi: 5
- Distanze (Distances) (Middle Panel):**
 - Distanze ⊥ al bordo (Distances ⊥ to the edge):**
 - cminN [mm]: 175
 - cint medio [mm]: 450
 - cmaxN [mm]: 625
 - cminV [mm]: 625
 - Distanze // al bordo (Distances // to the edge):**
 - smin [mm]: 480
 - sint(N>0) [mm]: 135 (≥ 4·24=9)
 - smax [mm]: 480
- Sollecitazioni di gruppo (Group Loadings) (Right Panel):**
 - NEd.g [kN]: 280
 - VEd.g [kN]: 32.5
 - lexl [mm]: 0
 - leyl [mm]: 0
 - levl [mm]: 0
- Table of Agent Loads (Bottom):**

	X [mm]	Y [mm]	NEd.h [kN]	VEd.h [kN]	VEd.h.bor [kN]	cmin [mm]	cmax [mm]	smin [mm]	smax [mm]
1	1350	175	0	6.5	10	175	625	1350	1650
2	1500	175	0	6.5	10	175	625	1500	1500
3	1650	175	0	6.5	10	175	625	1350	1650
4	1350	625	140	6.5	0	175	625	1350	1650
5	1500	625	140	6.5	0	175	625	1500	1500

Figura 3.10. Geometria e carichi agenti

The screenshot displays the ANCHOR software interface for inputting material properties and resistance class. The interface is divided into several sections:

- Ancorante (Anchor) Properties:**
 - Acciaio (Steel): Classe 8.8
 - fyk [MPa]: 640
 - ftk [MPa]: 800
- Rosetta (Rosette) Properties:**
 - Acciaio (Steel): S 355
 - fyk [MPa]: 355
 - ftk [MPa]: 510
- Classe di resistenza (Resistance Class):** C35/45
- Condizioni di aderenza (Adhesion Conditions):**
 - ☒ Buona aderenza
 - ☐ Altrimenti
- Material Properties (Middle Panel):**
 - fck [MPa]: 35
 - fctm [MPa]: 3.21
 - fctk [MPa]: 2.25
 - fctd [MPa]: 1.87
 - fbd [MPa]: 4.21
 - Acciaio am. suppl. (Suppl. Steel): B450C
 - fyk [MPa]: 450
 - ftk [MPa]: 540
- Adhesion Factors (Right Panel):**
 - η₁: 1.00
 - η₂: 1.00
 - Calculation: = 2.25 · 1.00 · 1.00 · 1.87 MPa

Figura 3.11. Materiali

3.3.1.1 Verifiche della piastra di base

Verifica a punzonamento

La resistenza a punzonamento della piastra di base è pari a:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_n \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 24 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 510 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 553.72 \text{ kN}$$

a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{N_{Rd,i}}{N_{Sd,i}} = \frac{553.72 \text{ kN}}{140 \text{ kN}} = 3.96$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a rifollamento

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = \frac{0.76 \cdot 2.50 \cdot 510 \text{ N/mm}^2 \cdot 24 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm}}{1.25} = 558.14 \text{ kN}$$

a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a:

$$C.S. = \frac{V_{Rd,i}}{V_{Sd,i}} = \frac{558.14 \text{ kN}}{6.5 \text{ kN}} > 5$$

VERIFICA SODDISFATTA

Si riporta di seguito, per completezza, il calcolo dei coefficienti α e k usati per il calcolo della resistenza a rifollamento della piastra per i tirafondi di bordo

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tbk}}{f_{tk}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{60 \text{ mm}}{3 \cdot 26}; \frac{800 \text{ N/mm}^2}{510 \text{ N/mm}^2}; 1 \right\} = \min\{0.76; 1.57; 1\} = 0.76$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot 65 \text{ mm}}{26} - 1.7; 2.5 \right\} = \min\{5.3; 2.5\} = 2.50$$

$$\alpha \cdot k = 0.76 \cdot 2.50 = 1.92$$

e per quelli interni

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tbk}}{f_{tk}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{60 \text{ mm}}{3 \cdot 26}; \frac{800 \text{ N/mm}^2}{510 \text{ N/mm}^2}; 1 \right\} = \min\{0.76; 1.57; 1\} = 0.76$$

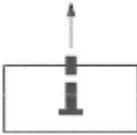
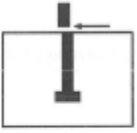
$$k = \min \left\{ \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ \frac{1.4 \cdot 135 \text{ mm}}{26} - 1.7; 2.5 \right\} = \min\{5.5; 2.5\} = 2.50$$

$$\alpha \cdot k = 0.76 \cdot 2.50 = 1.92$$

VERIFICA SODDISFATTA

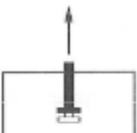
3.3.1.2 Verifiche ancoraggio – lato acciaio

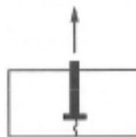
Si riportano di seguito le verifiche a rottura lato acciaio secondo la UNI EN 1992-4:2018.

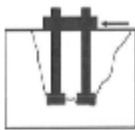

TRAZIONE	Rottura acciaio ancorante più caricato (EN 1992-4 §7.2.1.3) $NR_{k,s} [kN]$ <input type="text" value="282.40"/> = $800MPa \cdot 353mm^2$												
	<table border="0"> <tr> <td></td> <td>γ_M</td> <td>$NR_d [kN]$</td> <td>$NEd [kN]$</td> <td>$\beta_N [\%]$</td> </tr> <tr> <td>Rottura acciaio</td> <td><input type="text" value="1.50"/></td> <td><input type="text" value="188.27"/></td> <td><input type="text" value="140"/></td> <td><input type="text" value="74.36%"/></td> </tr> </table>					γ_M	$NR_d [kN]$	$NEd [kN]$	$\beta_N [\%]$	Rottura acciaio	<input type="text" value="1.50"/>	<input type="text" value="188.27"/>	<input type="text" value="140"/>
	γ_M	$NR_d [kN]$	$NEd [kN]$	$\beta_N [\%]$									
Rottura acciaio	<input type="text" value="1.50"/>	<input type="text" value="188.27"/>	<input type="text" value="140"/>	<input type="text" value="74.36%"/>									
TAGLIO	Carico a taglio Senza Braccio di Leva (EN 1992-4 §7.2.2.3.1) $A_s [mm^2]$ <input type="text" value="353"/> k_s <input type="text" value="0.50"/> $V^0R_{k,s} [kN]$ <input type="text" value="141.20"/> = $0.50 \cdot 800MPa \cdot 353mm^2$ k_r <input type="text" value="1.00"/> $VR_{k,s} [kN]$ <input type="text" value="141.20"/> = $141kN \cdot 1.00$												
	<table border="0"> <tr> <td></td> <td>γ_M</td> <td>$NR_d [kN]$</td> <td>$NEd [kN]$</td> <td>$\beta_N [\%]$</td> </tr> <tr> <td>Rottura acciaio SBL</td> <td><input type="text" value="1.25"/></td> <td><input type="text" value="112.96"/></td> <td><input type="text" value="6.50"/></td> <td><input type="text" value="5.75%"/></td> </tr> </table>					γ_M	$NR_d [kN]$	$NEd [kN]$	$\beta_N [\%]$	Rottura acciaio SBL	<input type="text" value="1.25"/>	<input type="text" value="112.96"/>	<input type="text" value="6.50"/>
	γ_M	$NR_d [kN]$	$NEd [kN]$	$\beta_N [\%]$									
Rottura acciaio SBL	<input type="text" value="1.25"/>	<input type="text" value="112.96"/>	<input type="text" value="6.50"/>	<input type="text" value="5.75%"/>									
ROTTURA COMBINATA LATO ACCIAIO $\beta = (NEd/NR_{d,s})^2 + (VEd/VR_{d,s})^2 \leq 1$ <input type="text" value="55.63%"/> = $(74.36\%)^2 + (5.75\%)^2$													

VERIFICHE SODDISFATTE

3.3.1.3 Verifiche ancoraggio – lato calcestruzzo

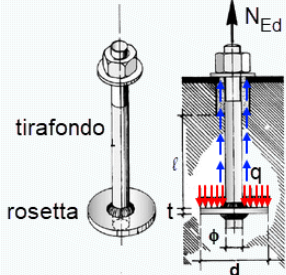
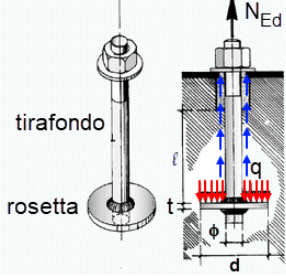
TRAZIONE	Rottura per sfilamento dell'ancorante (EN 1992-4 §7.2.1.5) N.B. Solo per ancoranti meccanici e a piolo post-inseriti $A_h [mm^2]$ <input type="text" value="10 857"/> = $n/4(120^2 - 24^2)$ k_s <input type="text" value="10.50"/> Cls NON fessurato $NR_{k,p} [kN]$ <input type="text" value="3 990.07"/> = $11 \cdot 10 857mm^2 \cdot 35MPa$												
	<table border="0"> <tr> <td></td> <td>γ_M</td> <td>$NR_d [kN]$</td> <td>$NEd [kN]$</td> <td>$\beta_N [\%]$</td> </tr> <tr> <td>Sfilamento</td> <td><input type="text" value="1.50"/></td> <td><input type="text" value="2.660,05"/></td> <td><input type="text" value="140"/></td> <td><input type="text" value="5.26%"/></td> </tr> </table>					γ_M	$NR_d [kN]$	$NEd [kN]$	$\beta_N [\%]$	Sfilamento	<input type="text" value="1.50"/>	<input type="text" value="2.660,05"/>	<input type="text" value="140"/>
	γ_M	$NR_d [kN]$	$NEd [kN]$	$\beta_N [\%]$									
Sfilamento	<input type="text" value="1.50"/>	<input type="text" value="2.660,05"/>	<input type="text" value="140"/>	<input type="text" value="5.26%"/>									

TRAZIONE	Rottura per splitting (EN 1992-4 §7.2.1.7)																	
	scr.sp [mm]	960,00			3-536													
	ccr.sp [mm]	480,00			= 480mm													
	hmin [mm]	536,00			?													
	k _s	0,50			?													
		ΣAs _{re} [mm ²]	358	= 0,50·280kN·1.15/450MPa														
	Verifica richiesta se b1 e b2 non sono soddisfatte																	
		Ac,N [mm ²]	922.500	Ac,N/A ^c c,N = 1,00														
		A ^c c,N [mm ²]	921.600	= 960 ²														
		ψ _{h,sp}	1,24	= min{(1.500/536) ^{1/3} ; max{1; [(480+1.5·175)/536] ^{1/3} };														
	ψ _{s,N}	0,81	= min{1; 0.7+0.3·175/480}															
	ψ _{re,N}	1,00	= min{1; 0.5+536/200}															
	ψ _{ec,N}	1,00	= min{1; 1/[(1+2·0/960)·(1+2·0/960)]}															
	N°Rk,sp [kN]	684,37	= min{N°Rkc=684; N°Rkp=3.990}															
	NRk,sp [kN]	689,00	= 684kN·922.500mm ² /921.600mm ² ·0,81·1,00·1,00·1,24															
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>γM</th> <th>NRd [kN]</th> <th>NEd [kN]</th> <th>BN [%]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Splitting</td> <td>1,50</td> <td>459,33</td> <td>280</td> <td>60,96%</td> </tr> </tbody> </table>	γM	NRd [kN]	NEd [kN]	BN [%]	Splitting	1,50	459,33	280	60,96%					
γM	NRd [kN]	NEd [kN]	BN [%]															
Splitting	1,50	459,33	280	60,96%														
TRAZIONE	Rottura dell'armatura supplementare (EN 1992-4 §7.2.2.6.2)																	
	nre	4,00	N. barre efficaci per 1 ancorante															
	ø [mm]	16,00	≤16															
	k _{sø}	1,00	?															
	ΣAs _{re} [mm ²]	804	= 4·n/4·(16mm) ²															
	NRk _{re} [kN]	361,91	= 1·804mm ² ·450MPa															
	Rottura dell'ancoraggio (EN 1992-4 §7.2.2.6.3)																	
	l _a [mm]	213,00																
	fbd [MPa]	3,37	=2.25·η ₁ ·η ₂ ·fctd															
	α _s	0,70	?															
α _z	0,70																	
	N°Rd,a [kN]	73,64	= min{213mm·n·16mm·3MPa/(0,70·0,70); 201mm ² ·450MPa.															
	NRd,a [kN]	294,58	= 4·74kN															
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>γM</th> <th>NRd [kN]</th> <th>NEd [kN]</th> <th>BN [%]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Rottura am. suppl.</td> <td>1,15</td> <td>314,71</td> <td>10,64</td> <td>3,38%</td> </tr> <tr> <td>Ancoraggio am. suppl.</td> <td></td> <td>294,58</td> <td>10,64</td> <td>3,61%</td> </tr> </tbody> </table>	γM	NRd [kN]	NEd [kN]	BN [%]	Rottura am. suppl.	1,15	314,71	10,64	3,38%	Ancoraggio am. suppl.		294,58	10,64	3,61%
γM	NRd [kN]	NEd [kN]	BN [%]															
Rottura am. suppl.	1,15	314,71	10,64	3,38%														
Ancoraggio am. suppl.		294,58	10,64	3,61%														

TAGLIO	Rottura per pry-out (EN 1992-4 §7.2.2.4)				
	k_s	2.00	V. Specifica Tecnica Europea		
	$A_{c,N}$ [mm ²]	1 368 000.0	Per il gruppo di ancoranti sollecitati a taglio		
	$A_{p,N}$ [mm ²]	776 640.00	Per il gruppo di ancoranti sollecitati a taglio		
	$NR_{k,c}$ [kN]	423.53	$= 790kN \cdot 1\,368\,000mm^2 / 2\,073\,600mm^2 \cdot 0.81 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.00$		
	$NR_{k,p}$ [kN]	923.46	$= 612kN \cdot 776\,640mm^2 / 491\,121mm^2 \cdot 1.02 \cdot 0.93 \cdot 1.00 \cdot 1.00$		
	$VR_{k,cp}$	635.29	$= 0.75 \cdot 2.00 \cdot 424kN$		
		v_M	NR_d [kN]	NE_d [kN]	β_N [%]
	Rottura pry-out	1.50	423.53	33.20	7.84%
TAGLIO	Rottura del bordo di calcestruzzo (EN 1992-4 §7.2.2.5)				
	$A_{c,V}$ [mm ²]	382.500	$A_{c,V}/A_{c,V} = 0.22$		
	$A_{c,V}^*$ [mm ²]	1.757.813	$4.5 \cdot 625^2$		
	k_s	2.40	Cl. NON fessurato		
	$\psi_{s,V}$	1.00	$= \min\{1; 0.7 + 0.3 \cdot 1.350 / (1.5 \cdot 625)\}$		
	$\psi_{h,V}$	1.00	$= \max\{1; \sqrt{(1.5 \cdot 625 / 1.500)}\}$		
	$\psi_{ec,V}$	1.00	$= \min\{1; 1 / [1 + 2 \cdot 0 / (3 \cdot 625)]\}$		
	c^* [mm]	625.00	$= c \cdot 1V = 625$		
	Calcolo $\psi_{re,V}$				
	<input checked="" type="radio"/> Attacco nel cls non fessurato o fessurato senza armatura o staffe di bordo <input type="radio"/> Attacco nel cls fessurato con armatura e staffe con passo $a \leq 100mm$ e $a \leq 2c^*$				
	$\psi_{re,V}$	1.00			
	α_v [°]	0.00			
	$\psi_{\alpha,V}$	1.00	$= \max\{1; [(\cos 0)^2 + (0.5 \sin 0)^2]^{-1/2}\}$		
	l_f [mm]	288.00	$= \min\{480; 12 \cdot 24\}$		
	α	0.07	$= 0.1 \cdot \sqrt{(288 / 625)}$		
	β	0.05	$= 0.1 \cdot (24 / 625)^{0.2}$		
	$VR_{k,c}$ [kN]	369.74	$= 2.4 \cdot 24mm^3 \cdot 0.07 \cdot 288mm^3 \cdot 0.05 \cdot \sqrt{35MPa} \cdot 625mm^{1.5}$		
$VR_{k,c}$ [kN]	80.46	$= 370kN \cdot 382.500mm^2 / 1.757.813mm^2 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.00$			
		v_M	NR_d [kN]	NE_d [kN]	β_N [%]
	Rottura bordo	1.50	53.64	30.00	55.93%
ROTTURA COMBINATA LATO CALCESTRUZZO					
$\beta = (NE_d / NR_d)^{2/3} + (VE_d / VR_d)^{2/3} \leq 1$					
91.75% = $(60.96\%)^{2/3} + (8.85\%)^{2/3}$					

VERIFICHE SODDISFATTE

3.3.1.4 Verifiche calcestruzzo/rosetta

 <p>tirafondo</p> <p>rosetta</p>	<p>Rottura per schiacciamento del calcestruzzo</p> <p>N.B. Solo per ancoranti con rosetta</p> <p>NRk [kN] <input type="text" value="323,01"/> = $10.857\text{mm}^2 \cdot 35\text{MPa} \cdot 0,85$</p> <p>NRd [kN] <input type="text" value="215,34"/> = $323,01\text{kN} / 1,5$</p> <p>NEd [kN] <input type="text" value="140"/></p> <p>β [%] <input type="text" value="65,01%"/></p>
 <p>tirafondo</p> <p>rosetta</p>	<p>Rottura per flessione della rosetta</p> <p>N.B. Solo per ancoranti con rosetta</p> <p>W [mm³] <input type="text" value="1.600,00"/> = $24\text{mm} \cdot (20\text{mm})^2 / 6$</p> <p>I [mm] <input type="text" value="48,00"/> = $(120\text{mm} - 24\text{mm}) / 2$</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Calcolo qros considerando aderenza gambo</p> <p>qros [MPa] <input type="text" value="1,66"/> = $\max\{0; (140\text{kN} - 3,37\text{MPa} \cdot 480\text{mm} \cdot \pi \cdot 24\text{mm}) / 10.857\text{mm}^2\}$</p> <p>$\gamma_{Mp}$ <input type="text" value="1,05"/></p> <p>MRk [kNm] <input type="text" value="0,44"/> = $1.600\text{mm}^3 \cdot 275\text{MPa}$</p> <p>MRd [kNm] <input type="text" value="0,42"/> = $0\text{kNm} / 1,05$</p> <p>MEd [kNm] <input type="text" value="0,05"/> = $1,66\text{MPa} \cdot 24\text{mm} \cdot (48,00\text{mm})^2 / 2$</p> <p>$\beta$ [%] <input type="text" value="10,95%"/></p>

VERIFICHE SODDISFATTE