

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA TRATTO : MONSELICE – PADOVA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

AU – CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MINORI BARRIERE ANTIFONICHE

RELAZIONE DI CALCOLO MONTANTE TIPO H1

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Lucio Ferretti Torricelli Ord. Ingg. Brescia N.2188 RESPONSABILE STRUTTURE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI
---	--	--

RIFERIMENTO PROGETTO														RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:
Codice Commessa				Lotto, Sub-Prog, Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA			Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	—							
1	1	1	305	00002	P	D	00	0000	000000	000000	000000	0	STR	1201	00	SCALA: VARIE								

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER: Ing. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830	SUPPORTO SPECIALISTICO:	REVISIONE	
			n.	data
			0	SETTEMBRE 2016
			1	—
			2	—
REDATTO:	—	VERIFICATO: Ing. F. C. Berri – O.I. Mi n°A28443	3	—
			4	—

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Antonio Tosi	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	--	---

Indice

1. GENERALITÀ	3
1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.2 MATERIALI	5
1.2.1 <i>Carpenteria metallica</i>	5
1.2.2 <i>Calcestruzzo armato</i>	6
1.3 VERIFICHE CARPENTERIA METALLICA	7
1.4 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI	7
1.5 CARICO UNIFORME LIMITE DI DIMENSIONAMENTO DEL MONTANTE TIPO H1	8
1.6 VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MONTANTI	9
1.6.1 <i>Verifica a flessione SLU</i>	9
1.6.2 <i>Verifica ad instabilità flessio-torsionale</i>	9
1.6.3 <i>Verifica a taglio SLU</i>	12
1.6.4 <i>Verifica tensionale in esercizio</i>	13
1.6.5 <i>Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti</i>	13
1.7 VERIFICHE SISTEMI DI ANCORAGGIO	14
1.7.1 <i>Caratteristiche geometriche</i>	14
1.7.2 <i>Analisi dei carichi</i>	15
1.7.3 <i>Verifica dei tirafondi a taglio-trazione</i>	16
1.7.4 <i>Verifica di resistenza piastra di base</i>	16
1.7.5 <i>Verifica a rifollamento della piastra di base</i>	17
1.7.6 <i>Verifica dei fazzoletti di irrigidimento dei montanti</i>	18
1.7.7 <i>Verifica delle saldature</i>	19
1.7.8 <i>Ancoraggio dei tirafondi</i>	20
1.8 VERIFICHE A FATICA	21
1.8.1 <i>Carichi di fatica (F)</i>	21

1. Generalità

Oggetto della relazione sono le verifiche strutturali del montante metallico tipo H1 inteso come sistema composto da profilato, piastra di base con relativi irrigidenti saldati e tirafondi di ancoraggio. Le caratteristiche geometriche di tale sistema sono riportate al punto 1.7.1.

Il valore dell'azione caratteristica adottato nelle verifiche è stato determinato confrontando diversi valori di carico uniforme (pressione per interasse) agenti sul montante tali da provocare la crisi del sistema secondo i meccanismi di seguito elencati:

- raggiungimento della resistenza a flessione del profilato;
- raggiungimento del limite di instabilità flessionale del profilato;
- raggiungimento della resistenza a taglio del profilato;
- raggiungimento della deflessione massima ammissibile in sommità del profilato;
- raggiungimento della trazione di rottura nei tirafondi;
- raggiungimento della resistenza a flessione della piastra di base;
- raggiungimento della resistenza a compressione nel calcestruzzo sottostante la piastra di base.

Ulteriori meccanismi di crisi (rifollamento della piastra di base, verifica delle saldature del montante alla piastra di base, fatica delle membrature ecc.) non sono stati considerati ai fini del calcolo dell'azione massima in quanto non influenti sul dimensionamento, alla luce delle verifiche condotte.

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori di carico uniforme associati a ciascuno dei meccanismi di crisi considerati, per la tipologia di montante in esame:

TIPOLOGIA MONTANTE	Profilato	Altezza barriera	Flessione			Instabilità		Taglio		
			W_{pl}	$M_{c,Rd}$	$P_{max, lineare}$ FLESSIONE	$M_{b,Rd}$	$P_{max, lineare}$ INST.	A_v	$V_{c,Rd}$	$P_{max, lineare}$ TAGLIO
		[m]	[m ³]	[kNm]	[kN/m]	[kNm]	[kN/m]	[m ²]	[kN]	[kN/m]
H1	HE 160 A	2	2.45E-04	64.2	21.4	64.2	21.4	1.32E-03	199.7	66.6
H1	HE 160 A	2.5	2.45E-04	64.2	13.7	63.5	13.5	1.32E-03	199.7	53.3
H1	HE 160 A	3	2.45E-04	64.2	9.5	62.8	9.3	1.32E-03	199.7	44.4
H1	HE 160 A	3.5	2.45E-04	64.2	7.0	62.2	6.8	1.32E-03	199.7	38.0

TIPOLOGIA MONTANTE	Profilato	Altezza barriera	Deformabilità		Piastra e tirafondi		
			def. max ammissibile	$P_{max, lineare}$ DEF.	$P_{max, lineare}$ TIRAFONDI	$P_{max, lineare}$ PIASTRA	$P_{max, lineare}$ σ_c CLS
		[m]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
H1	HE 160 A	2	13	23.4	28.1	24.6	17.8
H1	HE 160 A	2.5	17	12.0	18.9	15.7	11.4
H1	HE 160 A	3	20	6.9	13.5	10.9	7.9
H1	HE 160 A	3.5	23	4.4	10.2	8.0	5.8

Per ciascun valore della altezza utile del montante viene individuato il minimo tra i valori calcolati del carico uniforme, inteso come carico "limite" e impiegato nelle verifiche.

In base a quanto illustrato, il valore limite individuato è da considerarsi come il massimo valore caratteristico dell'azione cui può essere sottoposto il montante. Le azioni sulle barriere dovute al vento, alla pressione dinamica veicolare ed allo spazzamento della neve dovranno quindi essere confrontate con questo valore per stabilire se il montante è in grado di rispondere ai criteri di verifica.

1.1 Normativa di riferimento

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

- [1] . Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [2] . Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”
- [3] . Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- [4] . D. M. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- [5] . Circ. Min. No 617 - 2 Febbraio 2009: Istruzioni per l’applicazione delle ‘Nuove norme tecniche per le costruzioni’
- [6] . UNI EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- [7] . UNI EN 1991-1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- [8] . UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [9] . UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- [10] . UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- [11] . UNI EN 1992-1-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [12] . UNI EN 1993-1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- [13] . UNI EN 1993-1-8 - Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti
- [14] . UNI EN 1993-1-9 - Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica
- [15] . UNI EN 1997-1 - Progettazione geotecnica – Regole generali
- [16] . UNI EN 1998-1 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici
- [17] . UNI EN 1794-1 - Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità
- [18] . Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- [19] . CNR 10011/97: - “Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.
- [20] . CNR 10012: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”.
- [21] . CNR DT 207/2008: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.
- [22] . CNR 10024: - Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”.
- [23] . DMRB Volume 2 Section 2 Part 1 - BD 94/07 - Design of minor structures

1.2 Materiali

1.2.1 Carpenteria metallica

Acciai per carpenterie metalliche laminati

tipo **S275J0** rispondenti alle norme UNI EN 10025-1+6

Tirafondi

barre filettate in acciaio di caratteristiche di resistenza non inferiore alla **classe 8.8** secondo UNI EN 898 parte I (riferimento UNI 5712) con dadi di classe 8 secondo UNI EN 20898 parte II (riferimento UNI 5713)

Rosette

acciaio **C50** UNI EN 10083-2/UNI 5714 temprato e rinvenuto (HRC 32+40)

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 8** della UNI 3740

Saldature manuali effettuate ad arco con elettrodi rivestiti E44 aventi caratteristiche di classe 2, 3, 4 secondo UNI 5132, per spessori inferiori a 30 mm e classe 4B per spessori superiori

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

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche		S235 ⁽¹⁾	S275⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾	
f _t	R _m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]		≥ 340 ⁽²⁾ ≤ 470 ⁽²⁾	≥ 410⁽³⁾ ≤ 560⁽³⁾	≥ 490 ⁽⁴⁾ ≤ 630 ⁽⁴⁾	
f _y	R _e	Tensione di snervamento [N/mm ²]		≥ 235 ⁽⁵⁾	≥ 275⁽⁶⁾	≥ 355 ⁽⁷⁾	
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			K2G3	-20°C	-	-	≥ 40
ε _t	A _{min}	Allungamento percentuale a rottura (L ₀ =5.65√A ₀) per lamiere per barre, profilati, larghi piatti		≥ 24 ⁽⁹⁾ ≤ 26 ⁽¹⁰⁾	≥ 20⁽⁹⁾ ≤ 22⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾	

PROFILI CAVI							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche		S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾	
f_t	R_m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]		≥ 360	≥ 430	≥ 510	
f_y	R_e	Tensione di snervamento [N/mm ²]		≥ 235 ⁽²⁾	≥ 275 ⁽²⁾	≥ 355 ⁽³⁾	
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
ϵ_t	A_{min}	Allungamento percentuale a rottura ($L_0=5.65 \sqrt{A_0}$)		≥ 24	≥ 21	≥ 20	

Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nei gradi JR,JO e J2G3 della UNI 7806 (dicembre 1979), e UNI 7810 (dicembre 1979), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm².

Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 35 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

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.

1.2.2 Calcestruzzo armato

PLINTI E CORDOLI DI FONDAZIONE C28/35

resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} \geq 35.0$ MPa

resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} \geq 28.0$ MPa

Classe di esposizione XC2

1.3 Verifiche carpenteria metallica

Per le verifiche si fa riferimento ai criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (*cross section checks*) contenuti in EN 1993-1-1/NTC-08 § 4.2. e relative Istruzioni.

Nell'ambito dei vari Stati Limite considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

S.L.U.

- Verifiche di resistenza dei montanti
- Verifiche sistemi di ancoraggio
- Verifica delle saldature

S.L.E.

- Verifica tensionale
- Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti

S.L.Fatica

- Verifica a fatica dei singoli dettagli

1.4 Classificazione delle sezioni

In base alle indicazioni della UNI EN 1993-1-1 § 5.6, si determina la classe del montante in oggetto:

Acciaio S275

ϵ 0.92 -

TIPOLOGIA MONTANTE	Sezione	Anima							Flangia			
		h	tf	r1	tw	cw	c/(t*eps)	classe	b	cb	c/(t*eps)	classe
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]		[mm]	[mm]	[-]	
H1	HE 160 A	152	9	15	6	104	18.75	1	160	62	7.45	1

Si può riscontrare come la tipologia di profilato utilizzata per il montante ricada nella classe 1.

1.5 Carico uniforme limite di dimensionamento del montante tipo H1

Il massimo valore di carico uniforme che porta alla crisi del sistema montante-piastra-tirafondi, in funzione dell'altezza della barriera, come descritto in precedenza, è riportato nella tabella seguente, insieme al relativo meccanismo di crisi.

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.} [m]	profilato	p _{max} [kN/m]	Meccanismo di crisi dimensionante
H1	2	HE 160 A	17.812	compressione CLS
H1	2.5	HE 160 A	11.400	compressione CLS
H1	3	HE 160 A	6.940	deformabilità
H1	3.5	HE 160 A	4.370	deformabilità

Tali valori sono stati confrontati con il valore di *pressione dinamica veicolare* (0.8kN/m² secondo UNI-EN 1794-1) agente nelle zone di bordo (interasse 3m) e nelle zone correnti (interasse 4m), che induce un carico lineare rispettivamente pari a 2.4 e 3.2 kN/m. Entrambi i valori risultano inferiori al valore di carico uniforme limite calcolato per tutte le altezze prese in considerazione; si può affermare che le verifiche condotte impiegando l'azione del carico uniforme limite risultano soddisfatte a fronte del carico indotto sul profilo dalla pressione dinamica veicolare.

Per quanto riguarda le azioni dovute allo *spazzamento* della neve (forza concentrata pari a 15 kN applicati all'altezza di 1.5 m al di sopra del livello stradale, come prescritto dalla UNI-EN 1794-1) si sono confrontati i relativi valori di momento e taglio alla base del montante con quelli calcolati a partire dai valori di carico uniforme limite. Questi ultimi sono risultati maggiori dei primi per tutte le altezze considerate, determinando che le verifiche del sistema montante nei confronti delle azioni da spazzamento sono anch'esse verificate.

Anche per quanto concerne la deformabilità del sistema, le azioni da spazzamento provocano una deflessione in testa al montante (def_{spazzamento}) inferiore a quella provocata dal valore di carico limite calcolato (def_{pmax}). Ne consegue che le verifiche condotte impiegando l'azione del carico limite risultano soddisfatte a fronte dell'azione di spazzamento anche per quanto riguarda la deformabilità.

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.} [m]	profilato	p _{max} [kN/m]	Sollecitazioni caratteristiche base mont.					
				Sollecitazioni dovute al carico limite		Sollecitazioni dovute allo spazzamento		def _{pmax} [mm]	def _{spazzamento} [mm]
				V [kN]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]		
H1	2	HE 160 A	17.812	35.62	35.62	15	22.5	10.1	7.20
H1	2.5	HE 160 A	11.400	28.50	35.62	15	22.5	15.8	9.61
H1	3	HE 160 A	6.940	20.82	31.23	15	22.5	20.0	12.01
H1	3.5	HE 160 A	4.370	15.30	26.77	15	22.5	23.3	14.41

1.6 Verifiche di resistenza dei montanti

1.6.1 Verifica a flessione SLU

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

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

Per una sezione di classe 1, la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

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

γ_{M0} (coefficiente parziale per la resistenza delle sezioni) 1.05 -

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.} [m]	profilato	ρ_{max} [kN/m]	M_{Ed} [kNm]	W_{pl} [m ³]	$M_{c,Rd}$ [kNm]	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$ %
H1	2	HE 160 A	17.812	53.44	2.45E-04	64.2	83.2%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	53.44	2.45E-04	64.2	83.2%
H1	3	HE 160 A	6.940	46.84	2.45E-04	64.2	73.0%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	40.15	2.45E-04	64.2	62.5%

1.6.2 Verifica ad instabilità flessio-torsionale

In base a quanto previsto dalla Normativa EN 1993-1-1 § 6.3.2, si determina il momento resistente di progetto per instabilità flessio-torsionale come segue:

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

$W_y = W_{pl}$ per sezioni trasversali di classe 1 e 2

χ_{LT} : coefficiente di instabilità flessio-torsionale

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{con la limitazione } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (\text{coefficiente di imperfezione})$$

Il coefficiente di imperfezione α_{LT} è basato sulle seguenti tabelle:

Tabella 1-1 - Valori raccomandati per i coefficienti di imperfezione relativi alle curve di instabilità flessorio-torsionale

Curva di instabilità	a	b	c	d
Coefficiente di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabella 1-2 - Valori raccomandati per le curve di instabilità flessorio-torsionale relative a sezioni trasversali

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità
Sezioni a l laminate	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sezioni a l saldate	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Nel caso in esame si adotta: $\alpha_{LT} = 0.21$

M_{cr} : momento critico elastico per l'instabilità flessorio-torsionale basato sulle proprietà della sezione trasversale lorda, sulle condizioni di carico e l'effettiva distribuzione del momento e dei vincoli laterali.

Il momento critico M_{cr} è calcolato in forma chiusa secondo la seguente formulazione valida per sezioni simmetriche almeno rispetto all'asse z-z (flessione):

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E J_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{J_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E J_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

J_z : momento d'inerzia intorno all'asse debole;

I_w : costante di ingobbamento (warping).

Nel caso di un profilo tipo IPE o HE vale:

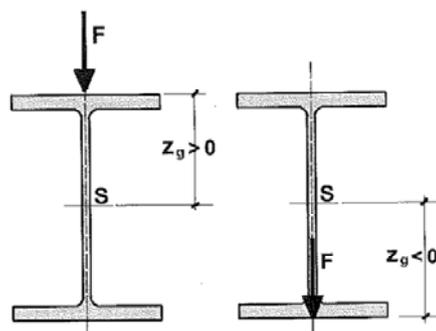
$$I_w = \frac{J_z (H - t_f)^2}{4}$$

dove H è l'altezza del profilo e t_f lo spessore dell'ala;

I_t : costante torsionale;

L: distanza tra due ritegni torsionali successivi;

z_g : distanza tra il punto di applicazione del carico ed il centro di taglio, positiva se il carico è diretto dall'alto verso il basso ed è applicato all'estradosso (v. Figura 1-1). Se l'azione, viceversa, agisce dal basso verso l'alto, il segno sarà negativo.

**Figura 1-1 - Punto di applicazione del carico**

k: coefficiente di lunghezza efficace relativo alla rotazione di un estremo nel piano.

0.5 nel caso di incastro completo;

1.0 nel caso di rotazione permessa;

0.7 nel caso si abbia un estremo incastrato ed uno libero di ruotare.

k_w : coefficiente di lunghezza efficace relativo all'ingobbamento di un estremo nel piano.

0.5 nel caso di ingobbamento impedito;

1.0 nel caso di ingobbamento permesso;

0.7 nel caso si abbia un estremo incastrato ed uno libero di ingobbarsi.

C_1 e C_2 sono coefficienti che dipendono dalle condizioni di carico, e cioè sostanzialmente dall'andamento del momento flettente.

Per le mensole, i coefficienti C_1 e C_2 si ricavano dalla Tabella 1-3 nella quale il valore di K da adottare è pari a:

$$K = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EJ_z (H - t_f)^2}{4GI_t}}$$

Tabella 1-3 - Valori di C_1 e C_2 per mensole con ingobbamento impedito all'incastro

Carico	C_1	C_2	
		Carico alla flangia superiore	Carico alla flangia inferiore
CONCENTRATO	$2.462 / (1+K^2)^{0.5} + 2.383 / (1+K^2)^{0.5}$	$0.380 + 2.092 \times K + 0.318 \times K^2$	$0.512 + 0.370 \times K + 0.033 \times K^2$
DISTRIBUITO	$3.962 / (1+K^2)^{0.5} + 5.531 / (1+K^2)^{0.5}$	$1.130 + 1.539 \times K + 0.176 \times K^2$	$1.049 + 0.234 \times K + 0.020 \times K^2$

Le verifiche ad instabilità flessione-torsionale sono riportate di seguito:

TIPOLOGIA MONTANTE	$H_{barr.}$	profilato	p_{max}	M_{Ed}	$M_{b,Rd}$	$M_{Ed}/M_{b,Rd}$
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kNm]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	53.44	64.18	83.3%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	53.44	63.50	84.1%
H1	3	HE 160 A	6.940	46.84	62.84	74.6%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	40.15	62.17	64.6%

1.6.3 Verifica a taglio SLU

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{dove la resistenza di calcolo a taglio } V_{c,Rd}, \text{ in assenza di torsione, vale:}$$

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

L'area resistente a taglio A_v , per sezioni ad "H" e ad "I" si assume pari al valore massimo tra:

$$A_v = h \cdot t_w \quad \text{e} \quad A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p_{max}	V_{Ed}	$V_{c,Rd}$	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$
	[m]		[kN/m]	[kN]	[kNm]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	53.4	199.7	26.8%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	42.7	199.7	21.4%
H1	3	HE 160 A	6.940	31.2	199.7	15.6%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	22.9	199.7	11.5%

Poiché il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione.

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta se:

$$\frac{c}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Ponendo cautelativamente $\eta = 1.00$, si ottiene:

Tabella 1-4 - Verifica ad instabilità dell'anima a taglio

TIPOLOGIA MONTANTE	Sezione	Instabilità anima		
		hw / t	72 x e / h	verifica
		[-]	[-]	
H1	HE 160 A	25.3	67.48	No instab. Anima

Per la tipologia di profilato utilizzata non si rendono necessarie le verifiche ad instabilità dell'anima.

1.6.4 Verifica tensionale in esercizio

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

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

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

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

Il massimo sforzo τ_{Ed} si ricava in base al taglio V_{BF} :

$$\tau_{Ed} = \frac{T_{BF}}{A_v}$$

Si ottiene pertanto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{SLE_rara}	W _{El}	σ _{x,Ed}	V _{SLE_rara}	A _v	τ _{Ed}	σ _{id}	σ _{adm}	σ _{id} /σ _{adm}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[m ³]	[MPa]	[kN]	[m ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	35.62	2.20E-04	161.9	35.6	1.32E-03	27.0	168.5	261.90	64.3%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	35.62	2.20E-04	161.9	28.5	1.32E-03	21.6	166.1	261.90	63.4%
H1	3	HE 160 A	6.940	31.23	2.20E-04	141.9	20.8	1.32E-03	15.8	144.5	261.90	55.2%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	26.77	2.20E-04	121.6	15.3	1.32E-03	11.6	123.3	261.90	47.1%

1.6.5 Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti

In base a quanto previsto dalla Norma EN 1794-1 § A.3.2.2, occorre verificare che la deformazione massima in sommità del montante risulti inferiore al seguente valore ammissibile:

$$\Delta x_{adm} = \frac{H}{150}$$

Lo spostamento alla sommità del montante viene calcolato per la pressione massima cui il montante tipo può essere sottoposto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	J	def _{pmax}	def _{adm}	def _{pmax} /def _{adm}
	[m]		[kN/m]	[m ⁴]	[mm]	[mm]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	1.67E-05	10.1	13.3	76.0%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	1.67E-05	15.8	16.7	95.1%
H1	3	HE 160 A	6.940	1.67E-05	20.0	20.0	100.0%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	1.67E-05	23.3	23.3	100.0%

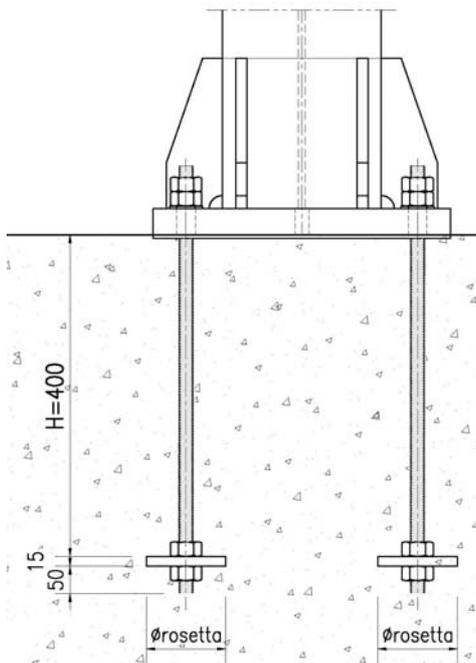
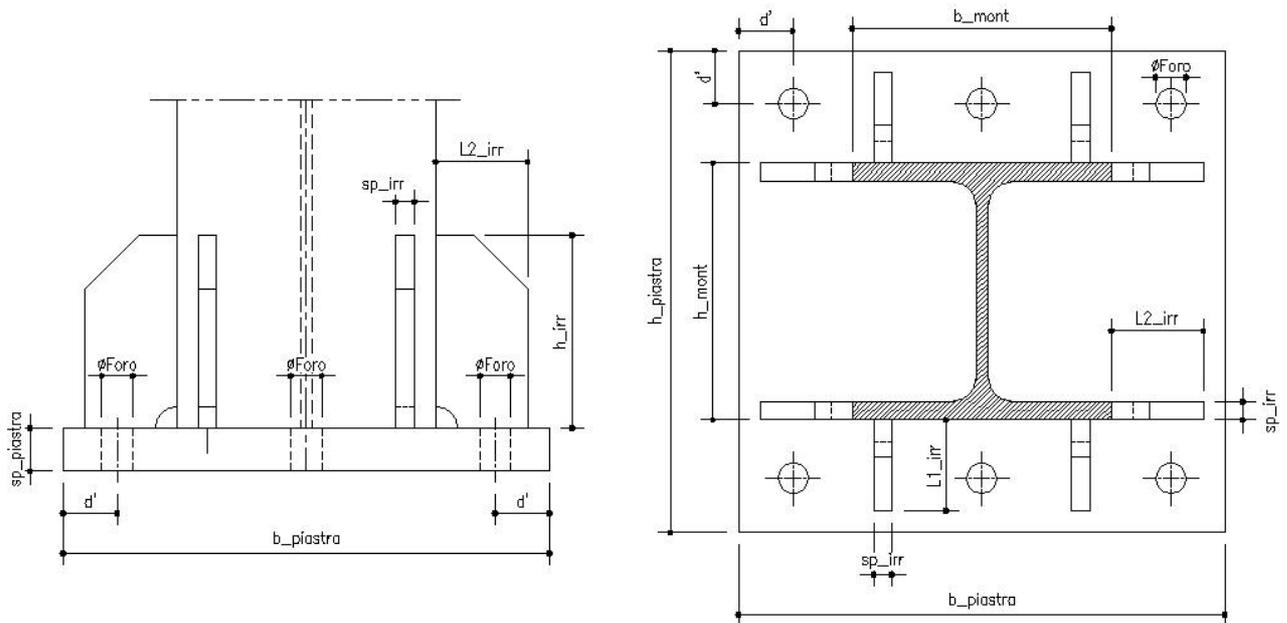
1.7 Verifiche sistemi di ancoraggio

1.7.1 Caratteristiche geometriche

Tutte le tipologie di montanti sono dotate di piastre di ancoraggio, fazzoletti di rinforzo e 6 tirafondi (classe 8.8).

Si analizzano le sollecitazioni agenti su tirafondi, sulla piastra di base e sui fazzoletti che costituiscono il sistema di ancoraggio dei montanti della barriera fonoassorbente di tipo standard.

Il montante oggetto di verifica è caratterizzato dalle seguenti grandezze geometriche:



		MONTANTE TIPO H1
tipologia di profilato		HE 160 A
h_{mont}	[mm]	152
b_{mont}	[mm]	160
$b_{piastra}$	[mm]	360
$h_{piastra}$	[mm]	360
$sp_{piastra}$	[mm]	30
d'	[mm]	50
\varnothing tirafondo	[mm]	16
\varnothing foro	[mm]	17
sp_{irr}	[mm]	10
h_{irr}	[mm]	180
$L1_{irr}$	[mm]	84
$L2_{irr}$	[mm]	80
\varnothing rosetta	[mm]	120
$sp_{rosetta}$	[mm]	15
σ pretiro	[MPa]	407.3
M_{serr}	[Nm]	164

1.7.2 Analisi dei carichi

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

Dalle tensioni di compressione massima sul basamento in c.a. ($\sigma_{c,max}$) e di trazione nel tirafondo ($\sigma_{s,max}$) si ricavano il taglio e il momento in corrispondenza degli estremi della sagoma del montante dalla parte compressa (V_{COMPR} e M_{COMPR} su sez. a-a) e dalla parte tesa (V_{TESO} e M_{TESO} su sez. b-b) - v. Figura 1-2.

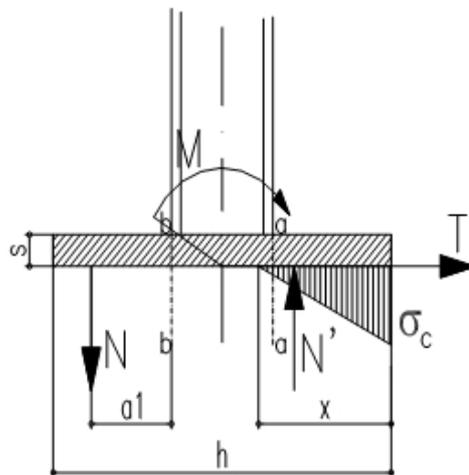


Figura 1-2 - Schematizzazione sollecitazioni alla base della piastra

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot b \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad ; \quad \sigma_s = n \cdot \sigma_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$

Tabella 1-5 – Sollecitazioni massime sbalzo piastra

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	X _{asse neutro}	σ _c	σ _s	σ _{c lembo}	V _{compr.}	M _{compr.}	V _{teso}	M _{teso}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
H1	2	HE 160 A	17.812	53.44	53.4	62.4	-16.46	392.28	0.00	184.8	15.4	184.8	10.0
H1	2.5	HE 160 A	11.400	53.44	42.7	62	-16.46	392.28	0.00	184.8	15.4	184.8	10.0
H1	3	HE 160 A	6.940	46.84	31.2	62	-14.43	343.88	0.00	162.0	13.5	162.0	8.7
H1	3.5	HE 160 A	4.370	40.15	22.9	62	-12.37	294.76	0.00	138.8	11.6	138.8	7.5

Le sollecitazioni sul singolo tirafondo sono pari a:

$$F_{t,Ed} = N_b = \sigma_s \cdot A_s \quad ; \quad F_{v,Ed} = V_b = \frac{V}{n \text{ tiraf}}$$

in cui σ_s è il massimo tra la tensione di trazione trasmessa dalla piastra ed il valore di pretiro del tirafondo.

Al fine di evitare coppie di serraggio troppo elevate (per questioni pratiche) si è deciso di utilizzare un'azione di pretiro pari all'80% del massimo valore previsto dalla Normativa (NTC2008 paragrafo 4.2.8.1.1.)

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

1.7.3 Verifica dei tirafondi a taglio-trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$ può essere assunta pari a:

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

, f_{tb} (classe 8.8) 800 N/mm²

γ_{M2} 1.25 -

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

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

L'unione è verificata se sono soddisfatte le seguenti formule di interazione lineare:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right) + \left(\frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \right) \leq 1 \quad ; \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

con:

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

Resistenza a punzonamento della piastra:

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

TIPOLOGIA MONTANTE	Hbarr.	profilato	p _{max}	A _{tirafondo}	F _{t,Ed} pretiro	F _{t,Ed} az. sollecitante	F _{t,Ed,max}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}	F _{t,Rd,min}	F _{v,Ed}	F _{v,Rd}	F _{t,Ed} /F _{t,Rd}	F _{v,Ed} /F _{v,Rd}	Ver. combinata Taglio-Trazione
	[m]		[kN/m]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	%	%	%
H1	2	HE 160 A	17.812	157	63.9	61.6	63.9	90.4	199.1	90.4	8.9	60.3	70.7%	14.8%	65.3%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	157	63.9	61.6	63.9	90.4	199.1	90.4	7.1	60.3	70.7%	11.8%	62.3%
H1	3	HE 160 A	6.940	157	63.9	54.0	63.9	90.4	199.1	90.4	5.2	60.3	70.7%	8.6%	59.1%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	157	63.9	46.3	63.9	90.4	199.1	90.4	3.8	60.3	70.7%	6.3%	56.8%

1.7.4 Verifica di resistenza piastra di base

In funzione delle sollecitazioni determinate in § 1.7.2 (vedi Tabella 1-5) si verifica a flessione e taglio SLU la sola piastra di base.

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

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed,max}	W _{pl} piastra	M _{pl} piastra	M _{Ed,max} /M _{pl}	V _{Ed,max}	A _v piastra	V _{pl} piastra	V _{Ed,max} /V _{pl}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[mm ³]	[kNm]	%	[kN]	[mm ²]	[kN]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	15.4	81000	21.2	72.5%	184.8	9270	1402	13.2%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	15.4	81000	21.2	72.5%	184.8	9270	1402	13.2%
H1	3	HE 160 A	6.940	13.5	81000	21.2	63.5%	162.0	9270	1402	11.6%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	11.6	81000	21.2	54.5%	138.8	9270	1402	9.9%

in cui $M_{Ed,max} = \max(M_{compr.}; M_{teso})$ e $V_{Ed,max} = \max(V_{compr.}; V_{teso})$ determinati in § 1.7.2.

1.7.5 Verifica a rifollamento della piastra di base

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione può essere assunta pari a:

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

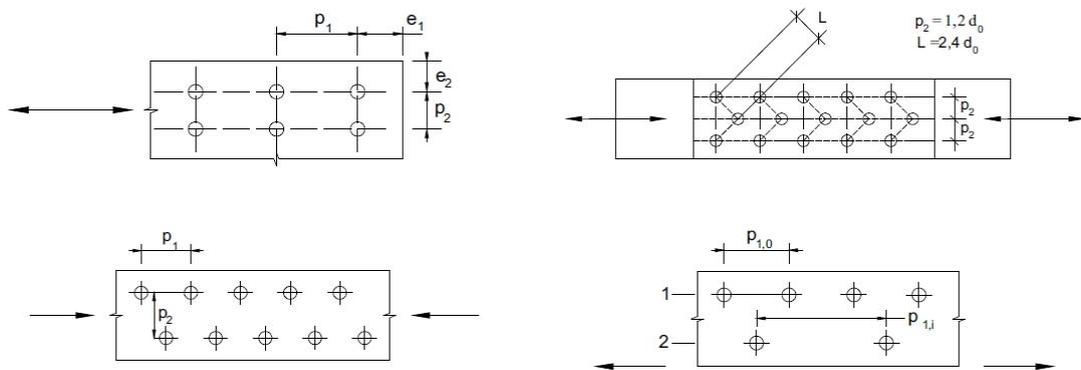


Figura 1-3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate

dove:

- d diametro nominale del gambo del bullone
- d₀ diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone
- t spessore della piastra collegata
- f_{tk} resistenza a rottura del materiale della piastra collegata

$$\alpha = \text{minimo tra } \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \quad \text{per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato}$$

$$\alpha = \text{minimo tra } \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0.25; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \quad \text{per bulloni interni nella direzione del carico applicato}$$

$$k = \text{minimo tra } \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \quad \text{per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato}$$

$$k = \text{minimo tra } \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \quad \text{per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato}$$

e₁, e₂, p₁ e p₂ indicati in Figura 1-3.

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	Spiastra	d _{bordo}	∅ _{foro}	k _{rif}	α _{rif}	F _{b,Rd}	F _{v,Ed}	F _{v,Ed} / F _{b,Rd}
	[m]		[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	[kN]	[kN]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	30	50	17	2.5	0.98	404.7	8.9	2.2%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	30	50	17	2.5	0.98	404.7	7.1	1.8%
H1	3	HE 160 A	6.940	30	50	17	2.5	0.98	404.7	5.2	1.3%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	30	50	17	2.5	0.98	404.7	3.8	0.9%

1.7.6 Verifica dei fazzoletti di irrigidimento dei montanti

Si fa riferimento ai fazzoletti posti sui lati in trazione e in compressione della piastra di base i quali si ipotizza che vengano caricati con le sollecitazioni massime determinate in § 1.7.2 (vedi Tabella 1-5).

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

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

Il massimo sforzo flessionale $\sigma_{x,Ed}$ e di taglio τ_{Ed} si ricavano rispettivamente in base al momento flettente M_{BF} e al taglio V_{BF} :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{BF}}{W_{EL}} \quad ; \quad \tau_{Ed} = \frac{T_{BF}}{A_v}$$

Si ottiene pertanto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	n° _{irr}	h _{irr}	S _{irr}	A _{v irr}	W _{el irr}	M _{Ed,max}	V _{Ed,max}	σ _{id}	σ _{adm}	σ _{id} / σ _{adm}
	[m]		[kN/m]	-	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ³]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	2	180	10	4200	238800	15.4	184.8	100	262	38.1%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	2	180	10	4200	238800	15.4	184.8	100	262	38.1%
H1	3	HE 160 A	6.940	2	180	10	4200	238800	13.5	162.0	87	262	33.4%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	2	180	10	4200	238800	11.6	138.8	75	262	28.6%

1.7.7 Verifica delle saldature

Le saldature che connettono il profilo del montante alla piastra di base, sono tutte a cordone d'angolo e sono continue sull'intero perimetro.

Nell'ambito della verifica, sono considerate le reali caratteristiche fisico-meccaniche del sistema delle saldature, considerando la riduzione della sezione effettiva a quella di gola.

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

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

Si verificano le due condizioni seguenti [v. NTC2008 § 4.2.8.2.4. (eq. 4.2.78 - 4.2.79)]:

Verifica 1:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

Verifica 2:

$$|\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

I valori di β_1 β_2 sono in funzione della tipologia di acciaio:

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0.85	0.7	0.62
β_2	1.0	0.85	0.75

Verifica 1

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	A _v sald	W _{el} sald	$\sigma^{\perp} = n^{\perp}$	$\tau_{//}$	β_1	σ_{sald_1}	σ_{adm_1}	ver_1
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	53.44	53.4	3184	446316	119.7	16.8	0.7	121	193	62.8%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	53.44	42.7	3184	446316	119.7	13.4	0.7	120	193	62.6%
H1	3	HE 160 A	6.940	46.84	31.2	3184	446316	105.0	9.8	0.7	105	193	54.8%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	40.15	22.9	3184	446316	90.0	7.2	0.7	90	193	46.9%

Verifica 2

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	A _v sald	W _{el} sald	$\sigma^{\perp} = n^{\perp}$	$\tau_{//}$	β_2	$\sigma_{ig_sald_2}$	$\sigma_{ig_adm_2}$	ver_2
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	53.44	53.4	3184	446316	119.7	16.8	0.85	137	234	58.4%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	53.44	42.7	3184	446316	119.7	13.4	0.85	133	234	57.0%
H1	3	HE 160 A	6.940	46.84	31.2	3184	446316	105.0	9.8	0.85	115	234	49.1%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	40.15	22.9	3184	446316	90.0	7.2	0.85	97	234	41.6%

1.7.8 Ancoraggio dei tirafondi

Per la tipologia di tirafondi adottati si verifica lo schacciamento del calcestruzzo in prossimità della rosetta.

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

$$\sigma_{cls} = F_{tEd_max} / A_{ros} < f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	F _{t,Ed_max}	∅ _{rosetta}	σ _{schia}	f _{cd}	σ _{schia} / f _{cd}
	[m]		[kN]	[mm]	[MPa]	[MPa]	%
H1	2	HE 160 A	63.9	120	5.7	16.5	34.3%
H1	2.5	HE 160 A	63.9	120	5.7	16.5	34.3%
H1	3	HE 160 A	63.9	120	5.7	16.5	34.3%
H1	3.5	HE 160 A	63.9	120	5.7	16.5	34.3%

1.8 Verifiche a fatica

1.8.1 Carichi di fatica (F)

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

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

In particolare, in base a quanto riportato nella Normativa britannica BD 94/07 § Annex B, l'unica azione a fatica per strutture che non presentano proiezione orizzontale sulla carreggiata risulta essere quella dovuta alle raffiche di vento.

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del **metodo del danneggiamento cumulativo** (EN 1993-1-9; Allegato A): a partire da informazioni statistiche, relative alla variabilità attesa per una certa azione durante il periodo di vita della struttura, attraverso l'utilizzo del "metodo del serbatoio", è possibile determinare uno spettro di variazione delle tensioni, nel quale vengono calcolati gli intervalli di variazione delle tensioni ed il relativo numero di cicli.

$$\Delta\sigma_i = |\sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min}|$$

ampiezza dell'escursione delle tensioni, valutata per una determinata azione esterna agente ed associata ad un numero di cicli di ripetizione

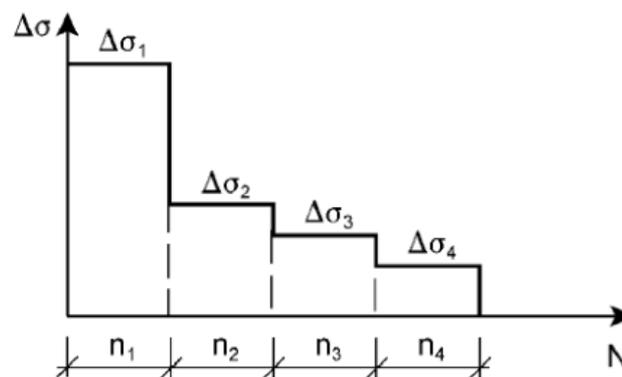


Figura 1-4 - Spettro di variazione delle tensioni

La verifica si conduce attraverso la quantificazione del danno prodotto da ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante e garantendo che la sommatoria lineare dei singoli addendi sia inferiore all'unità:

Formola di Palmgren-Miner

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

n_i : cicli reali di sollecitazione per un dato intervallo di variazione di tensione

N_i : cicli a rottura per un dato intervallo di variazione di tensione

La valutazione della fatica deve essere basata sul **metodo della "vita sicura"** (metodo "safe life") come previsto dalla UNI EN 1794-1 § A.2.3.2.

Il coefficiente parziale di sicurezza per intervalli di variazione della tensione equivalente $\gamma_{F,f}$ è assunto pari a **1.00**.

Dal Prospetto 3.1 della Norma UNI EN 1993-1-9 si ricava il coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} per resistenza a fatica $\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$ pari a **1.35** (metodo "vita sicura" + "alte conseguenze" per collasso).

La formula di verifica di Palmgren-Miner si modifica in:

$$\sum \frac{n_i \cdot \gamma_{Mf} \cdot \gamma_{Ff}}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

1.8.1.1 Cicli reali di sollecitazione (n_i)

Le verifiche a fatica per variazione delle tensioni indotte dall'azione del vento risultano significative per la sola componente turbolenta orizzontale.

Il numero di carichi per la risposta dinamica, descritti al punto B.3 della Norma EN 1991 -1 -4, sono rappresentati nella Figura 1-5, la quale mostra il numero di volte N_g , che il valore ΔS di un effetto del vento è raggiunto o superato durante un intervallo di 50 anni.

ΔS è espresso come una percentuale del valore S_k , dove S_k è l'effetto causato dall'azione del vento con un intervallo di ritorno di 50 anni.

La relazione tra $\Delta S/S_k$ e N_g è fornita dall'equazione seguente:

$$\frac{\Delta S}{S_k} = 0.7 \cdot [\log(N_g)]^2 - 17.4 \cdot \log(N_g) + 100$$

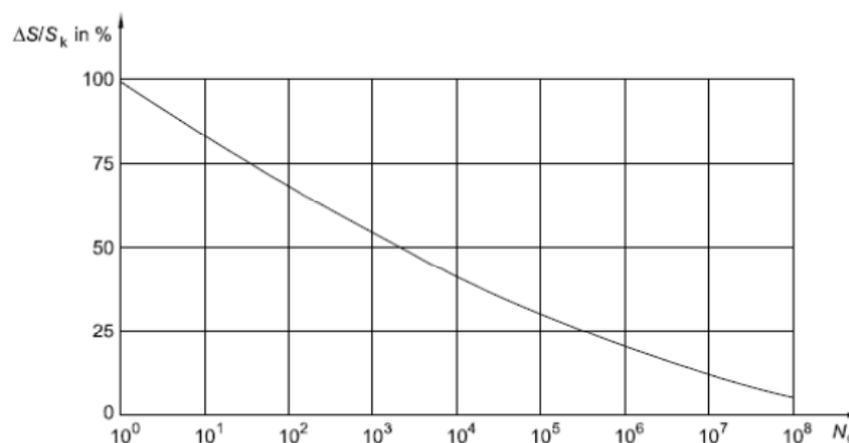


Figura 1-5 - Numero di cicli di carico da raffica N_g per un effetto $\Delta S/S_k$ durante un intervallo di 50 anni

A partire dal grafico precedente, si è determinato lo spettro di variazione delle tensioni, discretizzando le informazioni in ascissa in 150 intervalli aventi, in scala logaritmica, ampiezza costante. I numeri di cicli reali (non cumulati) per una data percentuale di variazione di carico si ottengono per differenza tra due intervalli successivi (v. Figura 1-6).

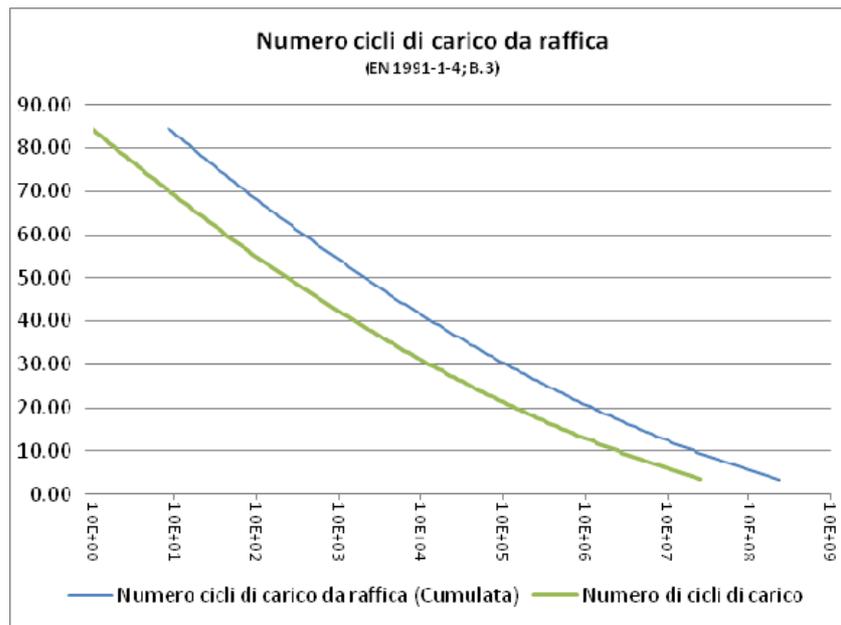


Figura 1-6 - Numero di cicli di carico da raffica (cumulata e non) per un effetto $\Delta S/Sk$

1.8.1.2 Cicli a rottura (N_i)

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

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

Equazioni per tensioni normali (v. Figura 1-7):

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

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

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

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

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

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

Equazioni per tensioni tangenziali (v. Figura 1-8):

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

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

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

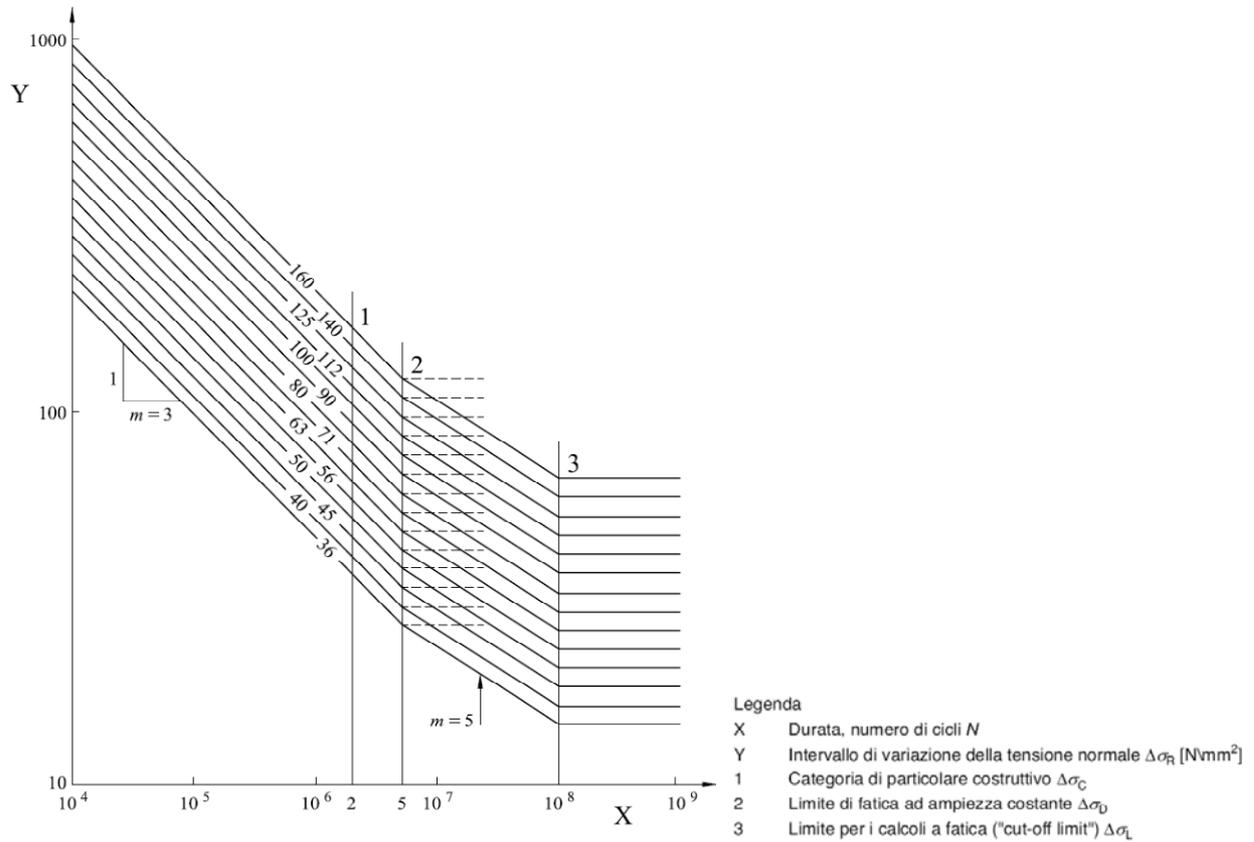


Figura 1-7 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali

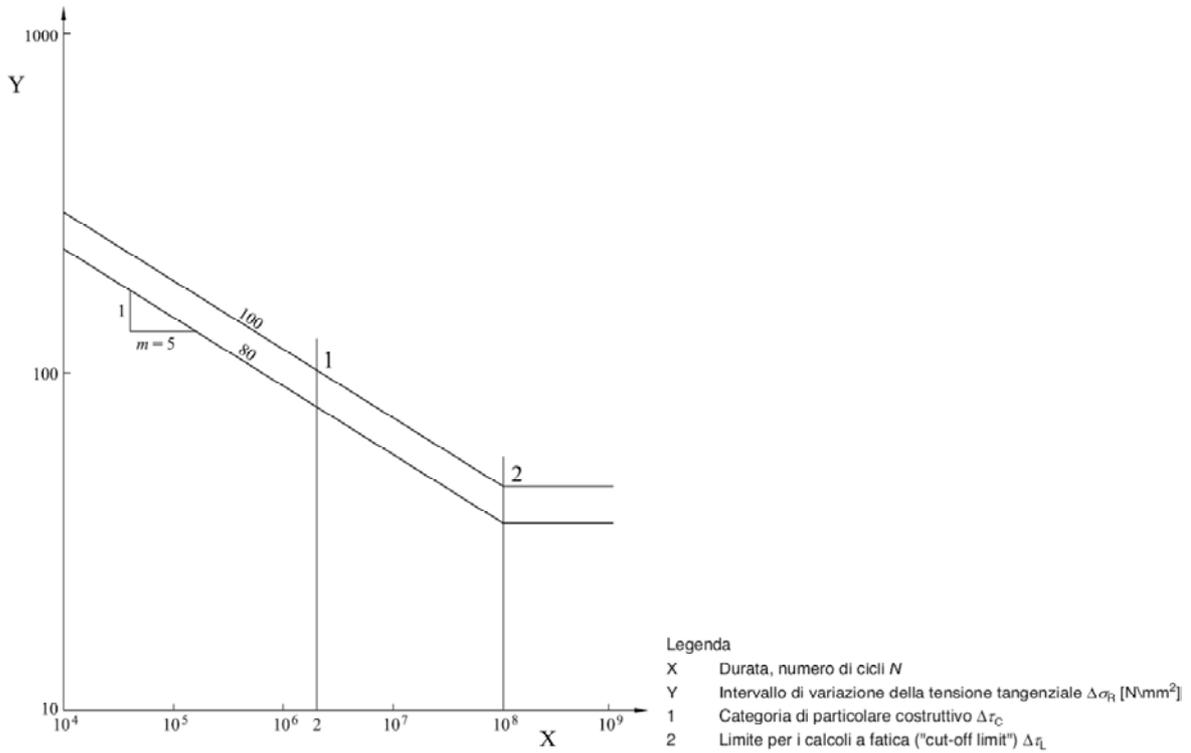


Figura 1-8 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni tangenziali

In Figura 1-9 si esemplifica la procedura schematica per la determinazione del numero di cicli a collasso, associato ad un determinato intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante:

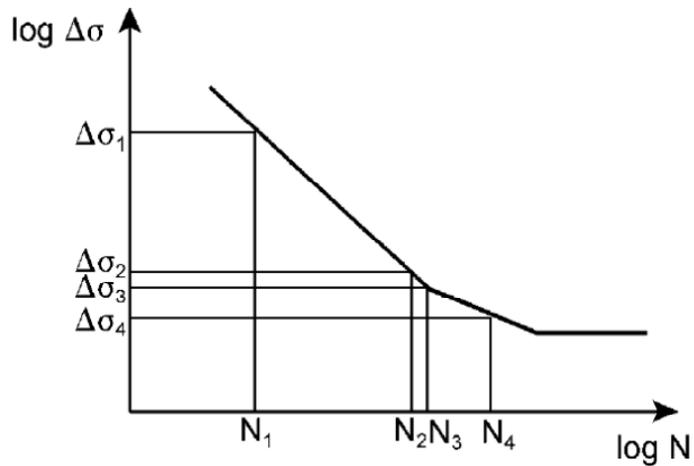
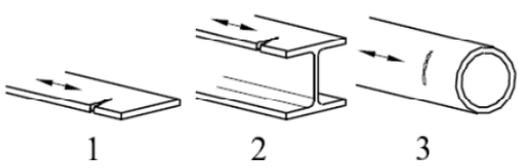
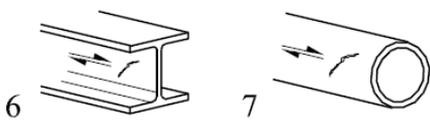


Figura 1-9 - Determinazione del numero di cicli a rottura per $\Delta\sigma$ assegnato

I valori di riferimento della resistenza a fatica per un numero di cicli pari a $N_c = 2$ milioni ($\Delta\sigma_c$ e $\Delta\tau_c$) sono stabiliti dalla UNI EN 1993-1-9 § prosp. 8.1 ÷ 8.10:

PROFILATI (montanti)**Tabella 1-6 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici**

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
160	<p>Nota La curva di resistenza a fatica associata alla categoria 160 è la più alta. Nessun particolare costruttivo può raggiungere una migliore resistenza a fatica per qualsiasi numero di cicli.</p> 	<p>Prodotti laminati ed estrusi:</p> <p>1) lamiere; 2) profilati laminati; 3) profilati tubolari senza saldatura a sezione rettangolare o circolare.</p>	<p>Particolari da 1) a 3): Spigoli vivi, difetti superficiali e di laminazione da rimuovere mediante rettifica fino ad ottenere una transizione graduale.</p>
100 $m = 5$		<p>6) e 7) Prodotti laminati ed estrusi come nei particolari 1), 2), 3)</p>	<p>Particolari 6) e 7): $\Delta \tau$ calcolati da: $\tau = \frac{VS(t)}{lt}$</p>

SALDATURE PIASTRA DI BASE**Tabella 1-7 - Da prospetto 8.5 - Collegamenti saldati a cordone d'angolo soggetti a carichi**

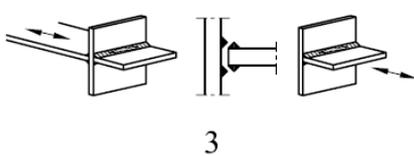
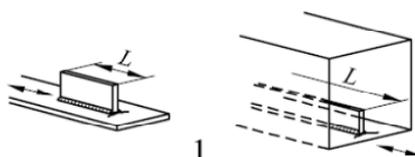
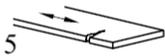
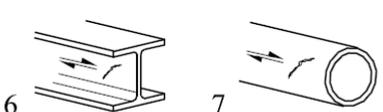
Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
36*		<p>3) Collasso alla radice della saldatura in giunzioni a T saldate di testa a parziale penetrazione o collegamenti saldati a cordoni d'angolo e completa penetrazione efficace in collegamenti a T saldati di testa</p>	<p>3) Nei collegamenti a parziale penetrazione sono richieste due verifiche a fatica. In accordo alla prima verifica, la cricca alla radice è verificata considerando le tensioni definite nel punto 5, utilizzando la categoria 36* per $\Delta \sigma_w$ e la categoria 80 per $\Delta \tau_w$. In accordo alla seconda verifica, la cricca al piede della saldatura è verificata determinando $\Delta \sigma$ nelle lamiera caricate.</p> <p>Particolari da 1) a 3): Si raccomanda che i disallineamenti delle lamiera soggette a carichi non eccedano il 15% dello spessore della lamiera intermedia.</p>

Tabella 1-8 - Da prospetto 8.4 - Elementi collegati mediante saldatura e irrigidimenti

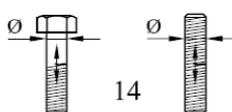
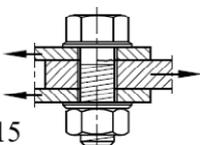
Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
80	$L \leq 50$ mm		<p>Elementi collegati longitudinali:</p> <p>1) La categoria del particolare varia in funzione della lunghezza dell'elemento collegato L.</p>
71	$50 < L \leq 80$ mm		
63	$80 < L \leq 100$ mm		
56	$L > 100$ mm		

Lo spessore dell'elemento collegato deve essere minore della sua altezza. Altrimenti vedere prospetto 8.5, particolari 5 o 6.

PIASTRA DI BASE**Tabella 1-9 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici**

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		Lamiere tagliate meccanicamente o all'ossitaglio; 5) materiale tagliato all'ossitaglio automatico avente tracce del taglio superficiale e regolare o materiale tagliato all'ossitaglio manualmente e successivamente levigato in modo tale da rimuovere tutte le discontinuità dei bordi. Taglio all'ossitaglio con qualità del taglio secondo la EN 1090.	Particolari 4) e 5): - angoli rientranti devono essere rifiniti (pendenza $\leq 1/4$) o valutati utilizzando opportuni coefficienti di concentrazione delle tensioni; - assenza di riparazioni mediante saldatura.
Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
100 $m = 5$		6) e 7) Prodotti laminati ed estrusi come nei particolari 1), 2), 3)	Particolari 6) e 7): $\Delta \tau$ calcolati da: $\tau = \frac{VS(t)}{It}$

TIRAFONDI**Tabella 1-10 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici**

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
Effetto scala per $t > 30$ mm: $k_s = (30/t)^{0,25}$ 50		14) Bulloni e barre aventi filettature laminata o tagliate soggette a trazione. Per grandi diametri (tirafondi) l'effetto scala deve essere preso in considerazione con k_s .	14) $\Delta \sigma$ calcolato utilizzando l'area resistente a trazione del bullone. Flessione e trazione causate da effetti leva e tensioni da flessione derivanti da altre fonti devono essere considerate. Per bulloni precaricati, la riduzione dell'intervallo di variazione della tensione può essere preso in considerazione.
100 $m = 5$		Bulloni sollecitati a taglio con sezione di taglio singola o doppia 15) - bulloni calibrati; - bulloni normali in assenza di inversione del carico (bulloni di classe 5.6, 8.8 o 10.9).	15) $\Delta \tau$ calcolata utilizzando l'area del gambo del bullone.

N.B.: Nel caso in cui sia presente della **pretensione nei tirafondi** gli intervalli di variazione delle tensioni (oppure, reciprocamente, le sollecitazioni agenti) andranno modificati di un fattore che tenga conto della ridistribuzione degli sforzi tra i tirafondi e la piastra di ancoraggio. Tale fattore (che "sgrava" l'effetto sui tirafondi) è garantito qualora la piastra in condizioni di esercizio non giunga a decompressione ed è quantificabile per elementi strutturali di dimensioni e materiali ordinari in circa $1/(8+1)$: in caso di pretensione la sollecitazione sul bullone in condizioni di fatica sarà portata a circa l'11% di quella di calcolo.

La sollecitazione di pretensione sarà considerata solo in fase di verifica a fatica del tirafondo previa verifica puntuale statica del pretiro nel tirafondo stesso.

Verifica a fatica MONTANTE

			MONTANTE																
			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k									Tensioni NORMALI				Tensioni TANGENZIALI			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{el}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_C$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_C$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^{*}\gamma_{Mf}^{*}\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^{*}\gamma_{Mf}^{*}\gamma_{Ff}$				
	[m]		[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-				
H1	2	HE 160 A	35.62	35.6	220100	1321	178.0	27.0	160.0	117.9	100.0	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%				
H1	2.5	HE 160 A	35.62	28.5	220100	1321	178.0	21.6	160.0	117.9	100.0	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%				
H1	3	HE 160 A	31.23	20.8	220100	1321	156.1	15.8	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H1	3.5	HE 160 A	26.77	15.3	220100	1321	133.8	11.6	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				

in cui $M_{SLE} = M_{Ed}/1.5$ e $V_{SLE} = V_{Ed}/1.5$ determinati rispettivamente in § 1.6.1 e § 1.6.3.

Verifica a fatica SALDATURE BASE

			SALDATURE																
			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k									Tensioni NORMALI				Tensioni TANGENZIALI			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{el}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_C$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_C$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^{*}\gamma_{Mf}^{*}\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^{*}\gamma_{Mf}^{*}\gamma_{Ff}$				
	[m]		[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-				
H1	2	HE 160 A	35.62	35.62	446316	3184	87.8	11.2	36.0	26.5	80.0	12.9%	17.4%	0.0%	0.0%				
H1	2.5	HE 160 A	35.62	28.50	446316	3184	87.8	9.0	36.0	26.5	80.0	12.9%	17.4%	0.0%	0.0%				
H1	3	HE 160 A	31.23	20.82	446316	3184	77.0	6.5	36.0	26.5	80.0	6.2%	8.3%	0.0%	0.0%				
H1	3.5	HE 160 A	26.77	15.30	446316	3184	66.0	4.8	36.0	26.5	80.0	2.4%	3.3%	0.0%	0.0%				

in cui $M_{SLE} = M_{Ed}/1.5$ e $V_{SLE} = V_{Ed}/1.5$ determinati rispettivamente in § 1.6.1 e § 1.6.3.

Verifica a fatica PIASTRA DI BASE

			PIASTRA																
			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k									Tensioni NORMALI				Tensioni TANGENZIALI			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{el}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_C$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_C$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^{*}\gamma_{Mf}^{*}\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^{*}\gamma_{Mf}^{*}\gamma_{Ff}$				
	[m]		[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-				
H1	2	HE 160 A	10.25	123.2	54000	9270	189.8	13.3	125.0	92.1	100.0	0.7%	0.9%	0.0%	0.0%				
H1	2.5	HE 160 A	10.25	123.2	54000	9270	189.8	13.3	125.0	92.1	100.0	0.7%	0.9%	0.0%	0.0%				
H1	3	HE 160 A	8.99	108.0	54000	9270	166.4	11.6	125.0	92.1	100.0	0.3%	0.4%	0.0%	0.0%				
H1	3.5	HE 160 A	7.70	92.6	54000	9270	142.6	10.0	125.0	92.1	100.0	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%				

in cui $M_{SLE} = \max(M_{compr.}; M_{teso})/1.5$ e $V_{SLE} = \max(V_{compr.}; V_{teso})/1.5$ determinati in § 1.7.2 (vedi Tabella 1-5).

Verifica a fatica TIRAFONDI

			TIRAFONDI																
			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k									Tensioni NORMALI				Tensioni TANGENZIALI			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	N	V	A	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_C$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_C$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^{*}\gamma_{Mf}^{*}\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^{*}\gamma_{Mf}^{*}\gamma_{Ff}$					
	[m]		[kN]	[kN]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-					
H1	2	HE 160 A	41.1	5.9	157	29.1	37.8	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%					
H1	2.5	HE 160 A	41.1	4.7	157	29.1	30.3	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%					
H1	3	HE 160 A	36.0	3.5	157	25.5	22.1	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%					
H1	3.5	HE 160 A	30.9	2.5	157	21.8	16.2	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%					

in cui $N = F_{t,Ed} \text{ az. sollecitante} / 1.5$ e $V = F_{v,Ed} / 1.5$ determinati in § 1.7.3.