

COMMITTENTE: DIREZIONE TECNICA - INGEGNERIA CIVILE

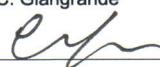
PROGETTAZIONE: S.O. AMBIENTE

PROGETTO ESECUTIVO

BARRIERE ANTIRUMORE STANDARD PER IMPIEGHI FERROVIARI TIPO "HS" PER VELOCITA' $V \leq 200$ km/h

RELAZIONE DI CALCOLO BASE BM130 - BARRIERA H10

Codice Progetto	Documento		Elaborato di Progetto N°	Scala:
	Tipo	Progressivo		
RFI DTC ICI AM ST 01 2010	REL.	01/01	07/17	-

Rev.	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato	Autorizzato
A	Emissione esecutiva	SETTEMBRE 2010	SETTEMBRE 2010	SETTEMBRE 2010	SETTEMBRE 2010
		ITALEERR 	A. Rinaldi 	C. Giangrande 	P. Firmi 

Barriera antirumore standard tipo “HS” per velocità fino a 200 km/h.

Relazione di calcolo per base “BM130” per tipologia di barriera da H8 ad H10 (7.38 m sul p.f.).

Relazione sui materiali

Relazione di calcolo (comprensiva di analisi dinamica per velocità fino a 200 km/h)

Relazione sulle fondazioni

-INDICE-

1	RELAZIONE SUI MATERIALI	4
1.1	Calcestruzzo.....	4
1.1.1	Calcestruzzo Barriera	4
1.1.2	Calcestruzzo Cordolo di Fondazione	4
1.1.3	Calcestruzzo Micropali.....	4
1.1.4	Acciaio da C.A.	5
1.2	Acciaio.....	5
1.2.1	Acciaio per Carpenteria Metallica.....	5
1.2.2	Acciaio per Micropali e relativi piatti.....	6
1.2.3	Saldature.....	6
1.2.4	Bulloni.....	6
1.2.5	Collaudi materiali, saldature e lavorazioni	7
1.2.6	Verniciatura e zincatura.....	7
2	RELAZIONE DI CALCOLO.....	8
2.1	Premessa	8
2.2	Normative di Riferimento.....	10
2.3	Descrizione del modello	11
2.3.1	Caratteristiche inerziali.....	12
2.3.2	Materiali	14
2.3.3	Carichi	14
2.3.4	Effetti dinamici dovuti alla pressione aerodinamica.....	18
2.3.5	Combinazioni	22
2.4	Verifiche del montante in acciaio.....	25
2.4.1	Sezione 1 - Sezione composta tubo 88.9x16+ 2T - 2m sul P.F.	28
2.4.2	Sezione 1a - Sezione 2T corrente - 2m sul P.F.	32
2.4.3	Sezione 2 – Profilo 2T forato sulle ali - 2.5 m sul P.F.....	33
2.4.4	Sezione 3 - Sezione comp. Tubo+T – 3.25 m sul P.F.....	35
2.4.5	Sezione 4 – Collegamento Profilo annegato -Tubo - lato int. barriera – 2.0 m sul P.F.	39
2.4.6	Sezione 5 – Collegamento Profilo annegato -Tubo - lato est. barriera – 2.0 m sul P.F.	41
2.4.7	Sezione 6 – Collegamento Profilo annegato –Tubo – sezione forata – 2.0 m sul P.F.	43

2.4.8	Sezione 7 – Calastrello Profilo T-Tubo – 4.0 m sul P.F.	45
2.4.9	Sezione 8 - Sezione comp. Tubo+2T – Sezione su asole - 2 m sul P.F.	47
2.4.10	Sezione 9 - Sezione comp. Tubo+T – 3.5 m sul P.F.	51
2.4.11	Sezione 10 – Tubolare 88.9x16 – 3.25 m sul P.F.	55
2.4.12	Sezione 10a – Tubolare 88.9x16 – 2.1 m sul P.F.	57
2.4.13	Sezione 11 – Calastrello Tondo $\phi 30$ - Tubolare 88.9x16 – 2m sul P.F.	59
2.4.14	Sezione 12 – Calastrello Tondo $\phi 30$ - Tubolare 88.9x16 – 7m sul P.F.	61
2.4.15	Sezione 13 –Tondo $\phi 30$ – 2m sul P.F.	63
2.4.16	Verifica del collegamento montante in acciaio - manufatto in C.A.	65
2.4.17	Verifica del collegamento bullonato a quota 2.5 m sul P.F.	81
2.4.18	Verifica del collegamento laterale a quota 1.8 m sul P.F.	87
2.5	Verifica armature manufatto in C.A.	89
2.5.1	Sezione A: sotto sella	90
2.5.2	Sezione B: vicino incastro al piede	94
2.5.3	Sezione C: incastro al piede	98
2.5.4	Sezione D: incastro zoccolo di base	102
2.6	Verifiche tirafondi	107
2.6.1	Calcolo sollecitazioni	107
2.6.2	Verifica di resistenza	109
2.6.3	Verifica a fatica	110
2.7	Verifica globale di deformabilità	112
3	RELAZIONE SULLE FONDAZIONI	114
3.1	Calcolo delle sollecitazioni	114
3.2	Micropali	116
3.2.1	Calcolo della capacità portante verticale del micropalo	116
3.2.2	Calcolo della capacità portante orizzontale del micropalo	121
3.2.3	Verifiche strutturali	123
3.2.4	Verifiche geotecniche	126
3.3	Trave di Fondazione	130
3.3.1	Sollecitazioni e verifiche	130
3.3.2	Verifica a punzonamento	132

1 RELAZIONE SUI MATERIALI

1.1 Calcestruzzo

1.1.1 Calcestruzzo Barriera

Si è assunto nelle verifiche un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

Questo in accordo alle indicazioni di normativa presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

Peso proprio $\gamma_c = 25000 \text{ N/m}^3$

Modulo elastico $E_c = 38237 \text{ N/mm}^2$ dalla formula $E_c = 5700 (R_{ck})^{0.5}$

Tensione ammissibile normale di compressione: $\sigma_{camm} = 6 + (R_{ck} - 15) / 4 = 13.50 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile tangenziale senza armature di taglio: $\tau_{c0} = 0.4 + (R_{ck} - 15) / 75 = 0.80 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile tangenziale con armature di taglio: $\tau_{c1} = 1.4 + (R_{ck} - 15) / 35 = 2.26 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo con mix design studiato in modo da eliminare fenomeni di ritiro

1.1.2 Calcestruzzo Cordolo di Fondazione

Si è assunto nelle verifiche un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

Questo in accordo alle indicazioni di normativa presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

Peso proprio $\gamma_c = 25000 \text{ N/m}^3$

Modulo elastico $E_c = 33722 \text{ N/mm}^2$ dalla formula $E_c = 5700 (R_{ck})^{0.5}$

Tensione ammissibile normale di compressione: $\sigma_{camm} = 6 + (R_{ck} - 15) / 4 = 11 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile tangenziale senza armature di taglio: $\tau_{c0} = 0.4 + (R_{ck} - 15) / 75 = 0.67 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile tangenziale con armature di taglio: $\tau_{c1} = 1.4 + (R_{ck} - 15) / 35 = 1.97 \text{ N/mm}^2$

1.1.3 Calcestruzzo Micropali

Si è assunto nelle verifiche un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Questo in accordo alle indicazioni di normativa presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

Peso proprio $\gamma_c = 25000 \text{ N/m}^3$

Modulo elastico $E_c = 28500 \text{ N/mm}^2$ dalla formula $E_c = 5700 (R_{ck})^{0.5}$

Tensione ammissibile normale di compressione: $\sigma_{camm} = 6 + (R_{ck} - 15) / 4 = 8.5 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile tangenziale senza armature di taglio: $\tau_{c0} = 0.4 + (R_{ck} - 15) / 75 = 0.533 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile tangenziale con armature di taglio: $\tau_{c1} = 1.4 + (R_{ck} - 15) / 35 = 1.686 \text{ N/mm}^2$

1.1.4 Acciaio da C.A.

Si è assunto nelle verifiche un acciaio **B450C c.s.**

Modulo elastico $E_s = 2.06E+11 \text{ N/m}^2$

Tensione ammissibile a compressione e trazione: $\sigma_{samm} = 255 \text{ N/mm}^2$

Copriferro fondazione 4 cm, copriferro elevazione 3 cm, sovrapposizioni $\geq 50\Phi$

1.2 Acciaio

1.2.1 Acciaio per Carpenteria Metallica

ACCIAIO **S275J0** (Ex Fe430 C) UNI EN 10025/05 per profili e lamiere non saldate

ACCIAIO **S275J2** (Ex Fe430 D) UNI EN 10025/05 per travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella

Si è quindi assunto nelle verifiche un acciaio Fe430 che in accordo alle indicazioni di normativa presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico $E_s = 2.06E+11 \text{ N/m}^2$

Le tensioni ammissibili sono riportate nelle tabelle seguenti:

Fe430	CC1		CC2	
	t≤40 mm	t>40 mm	t≤40 mm	t>40 mm
σ_{AMM} [N/mm ²]	190	170	213.8	191.3
τ_{AMM} [N/mm ²]	109.7	98.1	123.4	110.4

1.2.2 Acciaio per Micropali e relativi piatti

Si è assunto nelle verifiche un acciaio **S275JR (ex Fe430B)** che in accordo alle indicazioni di normativa presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico $E_s = 2.06E+11$ N/m²

Le tensioni ammissibili sono riportate nelle tabelle seguenti:

Fe430	CC1		CC2	
	t≤40 mm	t>40 mm	t≤40 mm	t>40 mm
σ_{AMM} [N/mm ²]	190	170	213.8	191.3
τ_{AMM} [N/mm ²]	109.7	98.1	123.4	110.4

1.2.3 Saldature

Saldature di prima classe: secondo CNR 10011, secondo Istruzioni FS 44/S "Specifica di istruzione tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari" e Istruzione FS 44/M "Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle travate metalliche e miste acciaio-calcestruzzo per ponti ferroviari e cavalcaferrovia".

Le WPS relative alle saldature dovranno essere esaminate da un Istituto regolarmente autorizzato avente le caratteristiche indicate nelle Istruzioni 44/S e 44/M e definitivamente approvate da RFI.

1.2.4 Bulloni

Con tolleranza h11(+0 -0.13 DM 9.1.96 p.7.3.2 – Istruzione FS 44/M)

Viti	UNI 5712	8.8	UNI3740	(Classe 8.8 EN 20898 PARTE 1 [^])
Dadi	UNI 5713	6S	UNI3740	(Classe 8 EN 20898 PARTE 2 [^])
Rosette	UNI 5714			(Acciaio C50 UNI 7845 EN 10083)

Rosette UNI 5715/5716

(Acciaio C50 UNI 7845)

Viti a testa svasata piana con cava esagonale UNI5933

Bulloni ad alta resistenza di classe 8.8:

$$\sigma_{AMMB} = 317.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{AMMB} = 224.4 \text{ N/mm}^2$$

1.2.5 Collaudi materiali, saldature e lavorazioni

Secondo Istruzione FS 44/M “Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle travate metalliche e miste acciaio-calcestruzzo per ponti ferroviari e cavalcaferrovia” e Istruzione FS 44/S “Specificazione di istruzione tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari”.

1.2.6 Verniciatura e zincatura

Secondo Istruzione FS 44/V “Specificazione di istruzione tecnica dei cicli di verniciatura per la protezione della corrosione di opere metalliche nuove per la manutenzione di quelle esistenti” e Discipinare Tecnico delle barriere antirumore per impieghi ferroviari.

2 RELAZIONE DI CALCOLO

2.1 Premessa

La barriera fonoassorbente in esame presenta moduli in calcestruzzo di altezza circa 3 m e di lunghezza 1.5 m, collegati con tirafondi ad un cordolo continuo con micropali, i moduli in calcestruzzo presentano alternativamente un montante della barriera fonoassorbente disposto ad interasse 3 m.

Il montante della barriera è costituito da un tubolare $\phi 88.9 \times 16$ mm e da un profilo reggipannello in composizione saldata caratterizzato da un'ala 240x20 mm ed un'anima 255x12 mm (escluso lo spessore dell'ala); la distanza fra profilo in composizione saldata e tubo è fissata in 135 mm.

Il montante metallico superiore è collegato mediante un giunto bullonato ad un dispositivo metallico, che è parzialmente annegato nel calcestruzzo e consente il passaggio delle sollecitazioni alla base prefabbricata.

Gli elementi strutturali ed i collegamenti sono stati progettati eseguendo sia verifiche a fatica a tempo infinito, per le quali si è fatto riferimento alle sollecitazioni indotte dalla sovrappressione dinamica indotta dal passaggio di convogli di forma arrotondata per la velocità di progetto della linea $V=200\text{km/h}$, sia verifiche di resistenza e di deformabilità, per le quali si è fatto riferimento alle combinazioni di carico che comprendono tutti i pesi propri e i carichi permanenti portati nonché una spinta totale dovuta al vento + sovrappressione dinamica indotta dal passaggio dei convogli. Il valore di tale spinta totale è stato assunto almeno pari almeno a 2.5 kN/m^2 , in accordo con quanto prescritto nella nota RFI/DIN/IC/009/239 "Prescrizioni Tecniche Integrative e provvisorie per la Progettazione di Barriere Antirumore" del 24/03/2004.

Tutte le verifiche di sicurezza sono state effettuate con il metodo delle Tensioni Ammissibili.

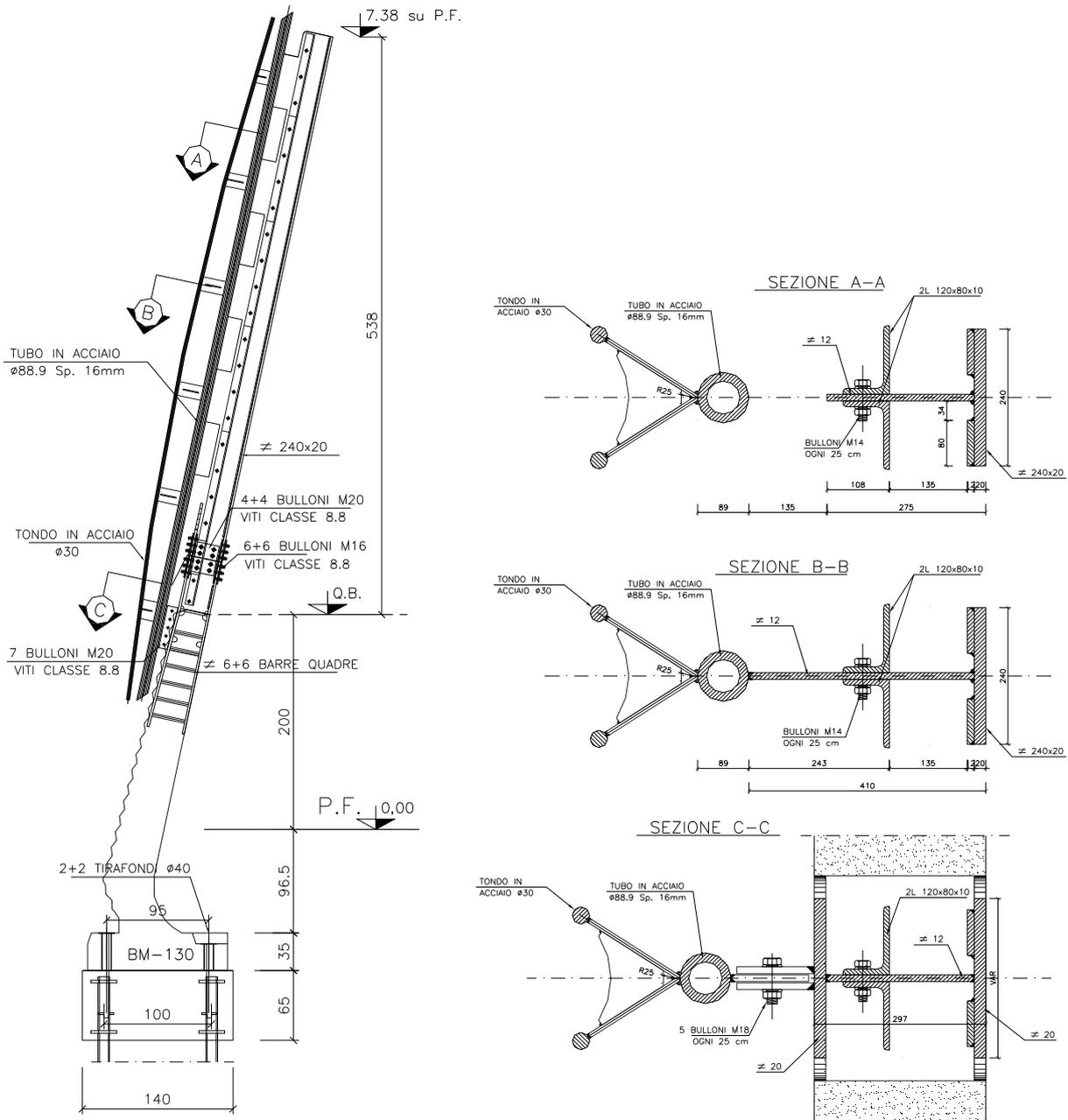


Figura 2-1 - Vista laterale e sezioni trasversali montante

2.2 Normative di Riferimento

- CNR 10011-97 Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione
- CNR 10016-85 Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- CNR 10025-84 Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati
- Eurocodice 3 UNI ENV 1993-2:2002 Appendice L (per le categorie relative alle verifiche a fatica ad integrazione della CNR 10011-97)
- D.M. del 09/01/96 (Ministero LL.PP.) Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche
- Circ. n.252/AA.GG/STC. del 15/10/96 (Ministero LL.PP.) Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9 gennaio 1996
- D.M. del 16/01/96 (Ministero LL.PP.) Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- Circ. n.156/AA.GG/STC. del 04/07/96 (Ministero LL.PP.) Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996
- D.M. del 16/01/96 (Ministero LL.PP.) Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circ. n.65/AA.GG. del 10/04/97 (Ministero LL.PP.) Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996
- Istruzione F.S. I/SC/PS-OM/2298 del 2/6/1995 testo aggiornato 13/01/97 e successive modificazioni e/o integrazioni Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione la esecuzione ed il collaudo
- Istruzione F.S. 44/M "Specifiche tecniche relative al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle travate metalliche e miste acciaio-calcestruzzo per ponti ferroviari e cavalcaferrovia."

- Istruzione F.S. 44/F “Verifica a fatica dei ponti ferroviari metallici”.
- Istruzione F.S. 44/S “Specificazione di istruzione tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari”
- Istruzione F.S. 44/V “Specificazione di istruzione tecnica dei cicli di verniciatura per la protezione della corrosione di opere metalliche nuove per la manutenzione di quelle esistenti”
- Disciplinare tecnico - Barriere Antirumore per impieghi ferroviari edizione 1998 e successive modificazioni ed integrazioni
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 11.03.88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

2.3 Descrizione del modello

E' stato realizzato un modello agli elementi finiti per la massima altezza della barriera $h = 7.38$ m su p.f. (barriera tipo H10), tramite elementi “beam”. Si è scelto di modellare separatamente gli elementi strutturali che compongono la sezione composta metallica (costituita dall'elemento tubolare, dal profilo a T, dai calastrelli e dai tondi $\phi 30$) utilizzando opportuni bracci rigidi ove necessario per modellare le intersezioni nei nodi e cogliere il comportamento di insieme della sezione composta. Tutti gli elementi sono posizionati in corrispondenza degli assi baricentrici degli elementi strutturali della barriera.

Il modello risulta incastrato al piede, in corrispondenza della quota d'estradosso dello zoccolo della base in calcestruzzo a quota -0.965 m rispetto al p.f., ed è vincolato con un carrello nel punto di sommità, per impedire spostamenti in direzione globale Y, parallela al binario.

Il Software utilizzato è SAP2000.

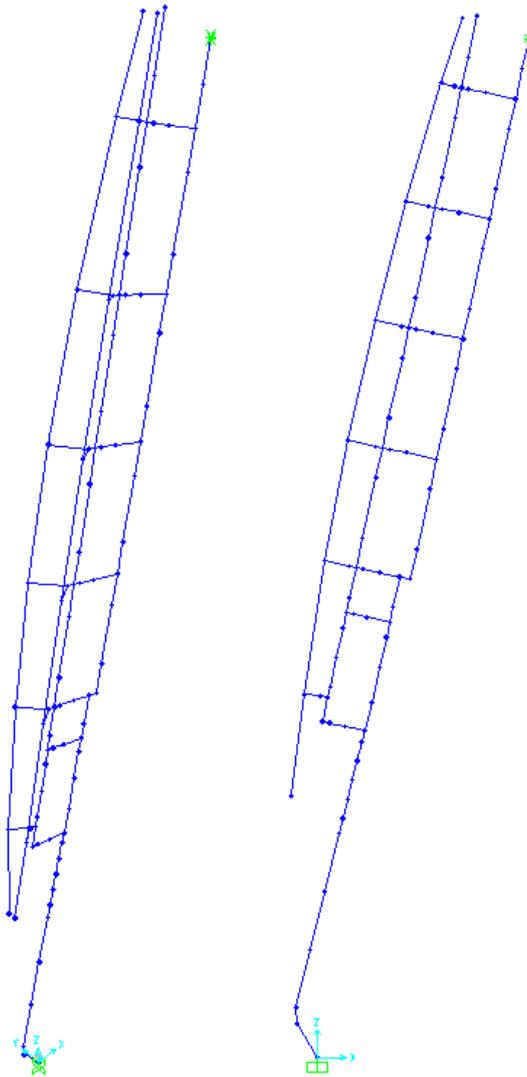


Figura 2-2 - Vista laterale e vista assonometrica del modello a tutta altezza.

2.3.1 Caratteristiche inerziali

A tutti gli elementi è stata assegnata la relativa geometria, in base alle reali dimensioni della carpenteria. La base in calcestruzzo che presenta sezione variabile dalla fondazione fino a 2 m sul p.f. è stata divisa in diverse zone in cui si assume rigidità costante, prossima a quella reale; i calastrelli sono stati inseriti con la loro reale rigidità nel tratto compreso fra il tubo e il profilo in composizione saldata; sono stati poi opportunamente inseriti elementi rigidi (incrementando il modulo elastico del materiale di 10 volte) per simulare il comportamento accoppiato tra il tubo e il profilo in composizione saldata ed evitare zone di sovrapposizione (vedi Figura 2-3). Altri elementi

rigidi sono stati ancora utilizzati per modellare il collegamento laterale fra base in calcestruzzo ed il tubo del montante.

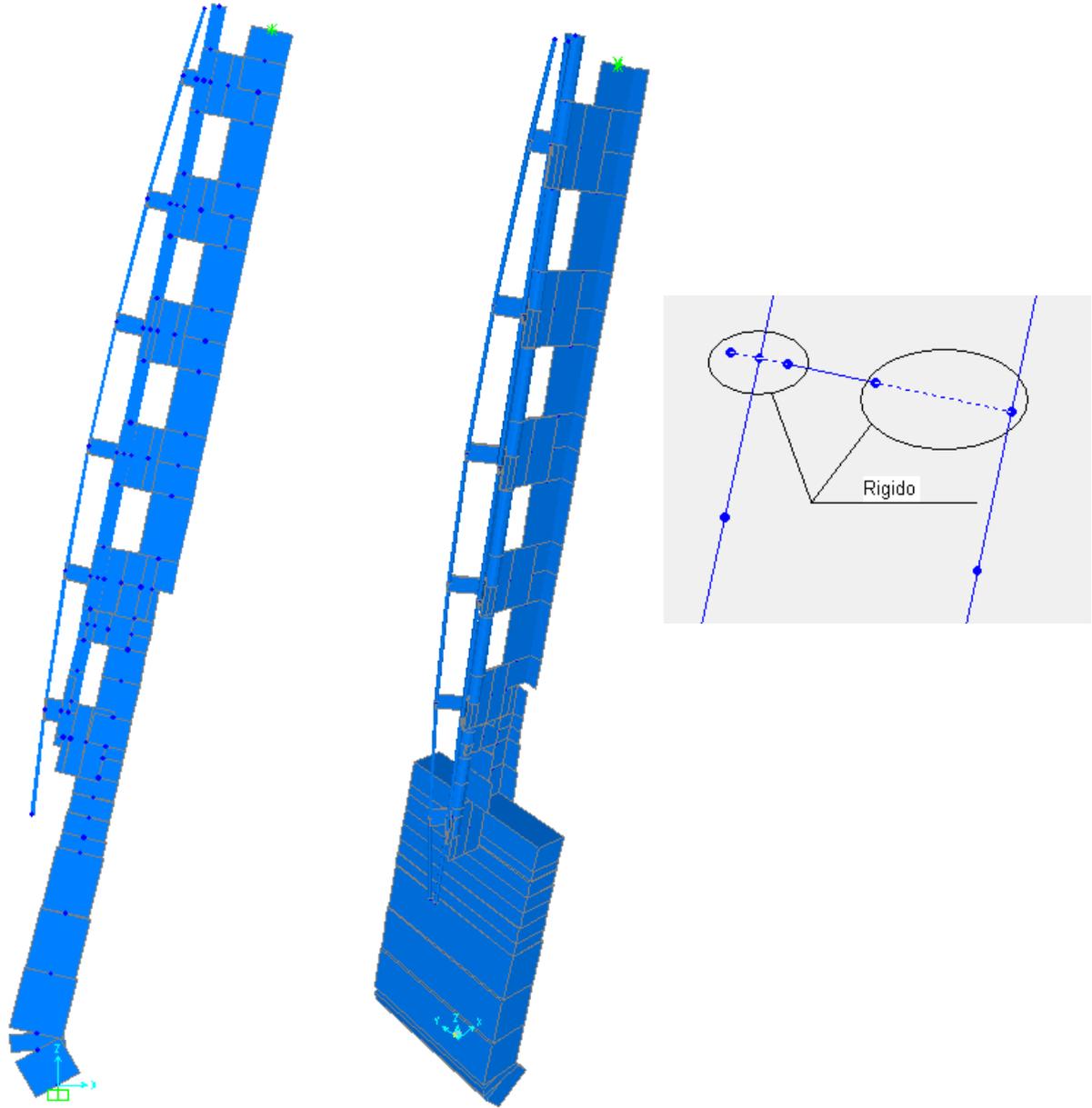


Figura 2-3-Vista solida e prospetto laterale del modello.

2.3.2 Materiali

Calcestruzzo

Peso specifico $\gamma_c = 25000 \text{ N/m}^3$

Coeff. Poisson 0.2

Modulo elastico $E_c = 3.824E+10 \text{ N/m}^2$

Acciaio

Peso specifico $\gamma_c = 7850 \cdot 9.81 = 77008.5 \text{ N/m}^3$

Coeff. Poisson 0.2

Modulo elastico $E_s = 2.06E+11 \text{ N/m}^2$

Per le zone rigide del modello è stato adottato anche un modulo elastico di un ordine di grandezza superiore.

A tutto il modello è stato assegnato uno smorzamento pari al 3%.

2.3.3 Carichi

I carichi orizzontali agenti sulla struttura sono stati riportati sul montante considerando le differenti aree di influenza tra la parte metallica e quella in calcestruzzo. In particolare si considera una lunghezza di influenza di 3000 mm per i pannelli in acciaio inox, pari all'interasse tra i montanti metallici, e una lunghezza di influenza di 1500 mm per le basi in C.A., pari alla larghezza delle basi montante.

2.3.3.1 Vento

Si considera un caso limite, valutando la pressione esercitata dal vento su una barriera collocata su una linea caratterizzata da un rilevato alto.

Ai sensi del DM 16.1.1996 la pressione del vento è pari a:

$$p_v = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Si considera come zona, per il calcolo di v_{ref} , la n.7, escludendo quindi unicamente la provincia di Trieste (zona n. 8) e le isole minori a mare aperto (zona n. 9):

$$v_{ref0} = 29 \text{ m/s}, a_0 = 1000 \text{ m}$$

Classe di rugosità D, Categoria II => $k_r = 0.19$, $z_0 = 0.05 \text{ m}$, $z_{min} = 4.0 \text{ m}$

Considerando l'altezza s.l.m. $< a_0$ => $v_{ref} = v_{ref0}$

$$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6 = 29^2 / 1.6 = 525.6 \text{ N/m}^2$$

Per $z = 8.21 \text{ m}$ (dall'estradosso della fondazione alla sommità della barriera, per la sua altezza massima) con una altezza del rilevato di 6 m , si ha un coefficiente di topografia $c_t = 1.253$ e un coefficiente di esposizione $c_e = 3.089$.

$$\text{Assumendo } c_p = 1.2 \text{ e } c_d = 1.00 \text{ si ha } p_v = 525.625 \times 3.089 \times 1.2 \times 1 = \mathbf{1948 \text{ N/m}^2}$$

La predetta pressione ortogonale alla barriera può agire in direzione X sia verso l'interno binario che verso l'esterno.

2.3.3.2 Pressione per effetti aerodinamici del treno

Ai sensi della Istruzione N° I/SC/PS-OM/2298 si ha:

La distanza fittizia tra la barriera e l'asse del binario è pari ad $a'_g = (0.6 \times 2.57) + (0.4 \times 4.22) = 3.23 \text{ m}$ (punto 1.4.6.5, distanza minima $a_g = 2.57 \text{ m}$, distanza massima $a_g = 4.22 \text{ m}$), per la barriera alla sua altezza massima di 7.38 m rispetto alla quota p.f..

In corrispondenza alla velocità V massima della linea, pari a 200 km/h , risulta $p_{v_unit} = 456 \text{ Pa}$

Il valore caratteristico p_{v_unit} è relativo ai treni con forme aerodinamiche sfavorevoli. Per convogli di forme aerodinamiche favorevoli tale valore va corretto per mezzo di un fattore k_1 che si assume pari a 0.85 (convogli formati da carrozze di sagoma arrotondata).

Ne deriva una pressione p_v che risulta pari a:

$a_s =$		3.23	m	
Velocità	p_{v_unit}	k_1	p_v	
(km/h)	(N/m ²)	-	(N/m ²)	
200	456	0.85	388	

Per quanto riguarda la distribuzione delle pressioni in altezza, considerata la notevole altezza della barriera sul P.F., ragionando a favore di sicurezza, è stato considerato un pressigramma le cui caratteristiche sono riportate di seguito (vedi Figura 2-4):

- Fino a 5 m sul P.F. si applica la pressione di Normativa secondo quanto prescritto dall'Istruzione N° I/SC/PS-OM/2298;
- da 5 m a 6 m sul P.F. si ipotizza che la pressione diminuisca linearmente fino a raggiungere un valore pari a 60% del valore di Normativa;
- da 6 m fino alla sommità della barriera, si ipotizza che il valore della pressione si mantenga costante pari al 60% del valore di Normativa.

Tale andamento è stato estrapolato dalle misure di pressione eseguite dal Politecnico di Milano in galleria del vento, su modelli in scala ridotta delle barriere standard HS nell'ambito dello "Studio sul comportamento dinamico della linea area con palificazione di sostegno inserita nelle barriere standard HS" e preventivamente concordato con il Committente.

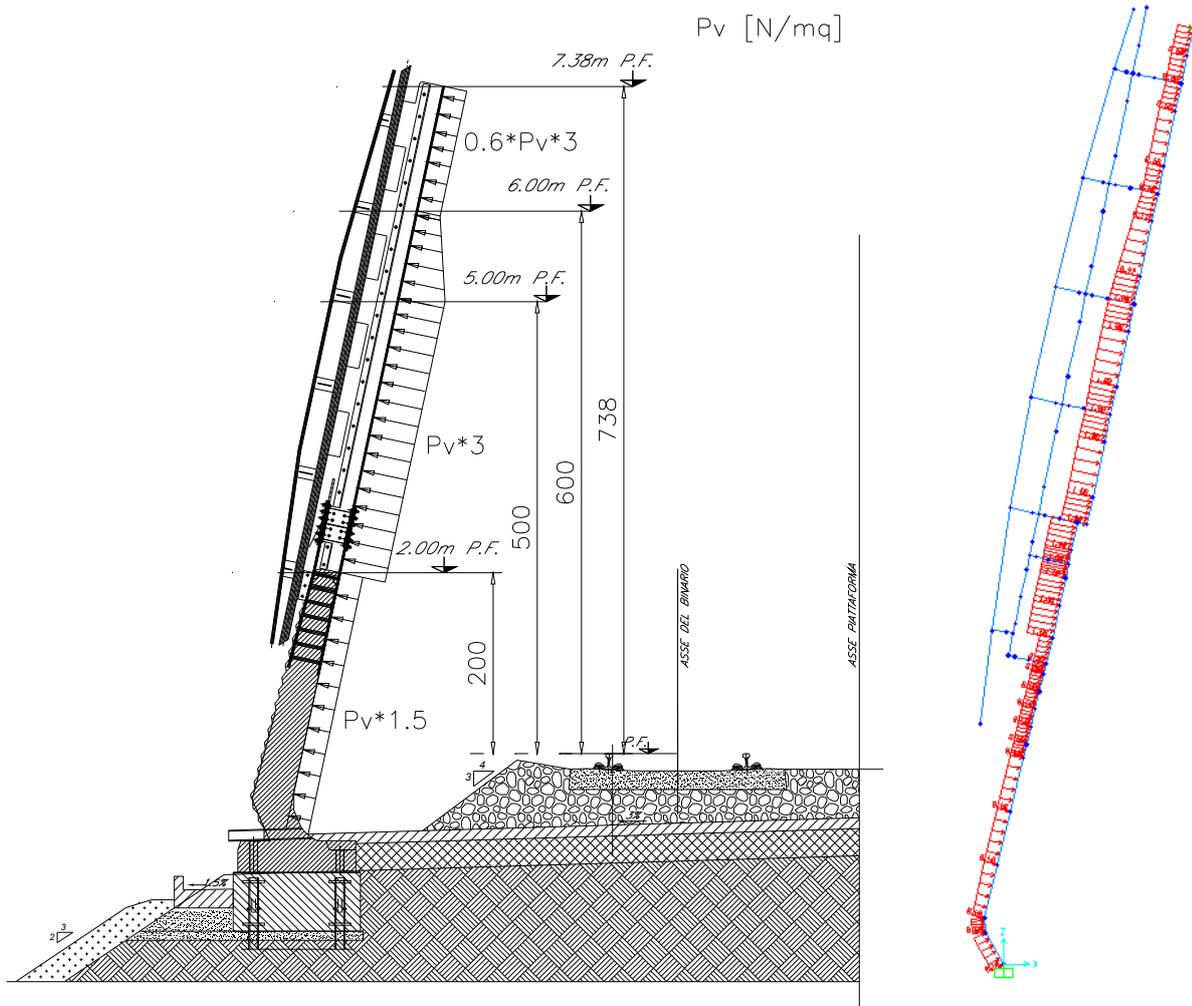


Figura 2-4 - Distribuzione delle pressioni sull'altezza della barriera

La sovrappressione dei treni, inoltre, è stata applicata al montante in funzione del tempo facendo riferimento alla *time history* delle pressioni, ricavata sperimentalmente sulla linea ferroviaria A.V. Roma-Napoli in accordo con quanto prescritto dal documento RFI/DIN/IC/009/239 "Prescrizioni Tecniche Integrative e provvisorie per la Progettazione di Barriere Antirumore".

In Figura 2-5 si riporta una rappresentazione grafica adimensionalizzata della *time history*, per $V=200$ Km/h .

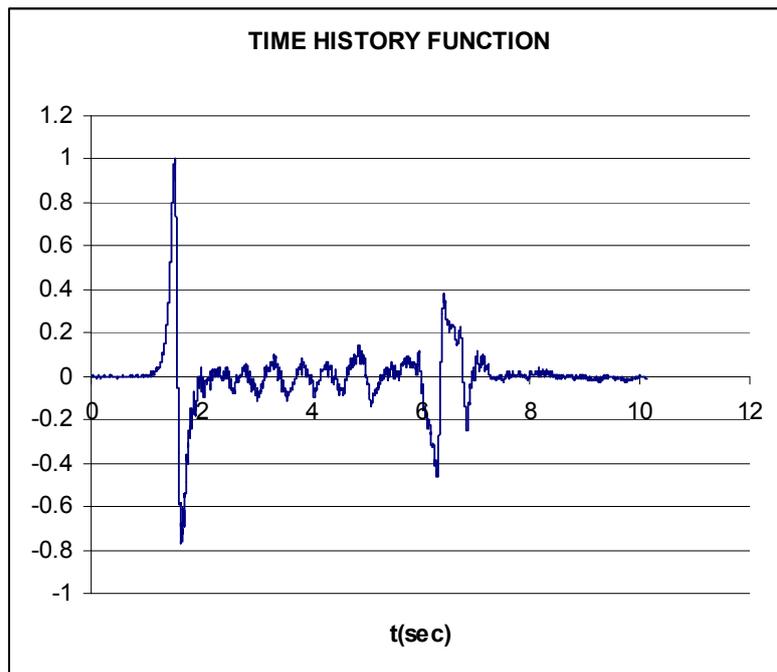


Figura 2-5 - Time History a 200 km/h

2.3.3.3 *Peso delle pannellature fonoassorbenti*

I pannelli fonoassorbenti che si ipotizza di montare sono pannelli leggeri in acciaio inox che contengono materiale fonoassorbente. Si considera che tali pannelli possano essere asciutti o imbevuti di acqua e che il peso valga rispettivamente 500 N/m^2 e 1500 N/m^2 .

A favore di sicurezza, per le verifiche sul montante si suppone l'intero carico come agente direttamente sul montante in acciaio senza alcun appoggio sulla base in calcestruzzo.

Per l'analisi dinamica sono state introdotte masse equivalenti ogni 50 cm sul montante pari a $150 \cdot 3 \cdot 0.5 = 225 \text{ kg}$ per il caso di pannelli bagnati e pari a $50 \cdot 3 \cdot 0.5 = 75 \text{ kg}$ per il caso di pannelli asciutti.

2.3.3.4 *Peso proprio*

In questa condizione di carico si considerano i pesi degli elementi strutturali in acciaio e calcestruzzo. Di seguito si esplicita l'analisi dei carichi di tali elementi:

DESCRIZIONE	PESO UNITARIO [N]	QUANTITA'	PP [N]
2 tondi $\phi 30$	55.49	13.00	721.35
Tubo $\phi 88.9 \times 16$	287.51	6.50	1868.79
Piatti da 130 mm	81.64	1.48	120.83
Piatti da 180 mm	113.04	0.30	33.91
Piatti spessi 12 mm	7.44	3	22.33
Profilo a T	617.01	4.50	2776.55
Profili a 2T	4254.70	0.25	1063.68
Base in cls (escluso zoccolo)	27750.00	1.50	41625.00
		PP_tot [N]	48232

2.3.3.5 *Azione sismica*

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

2.3.4 **Effetti dinamici dovuti alla pressione aerodinamica**

Per i montanti isolati, sono state eseguite analisi della risposta dinamica nel dominio del tempo, con le modalità evidenziate nel precedente paragrafo, operando una integrazione al passo e analizzando la risposta alla velocità di 200 km/h.

Sono state analizzate in particolare le due configurazioni limite per il montante H10 (altezza sul piano ferro pari a 7.38 m):

- una, che indicheremo di seguito con la sigla **P50**, che ipotizza i pannelli fonoassorbenti asciutti, ipotizzando per essi una massa pari a 50 kg/m^2
- l'altra, che indicheremo di seguito con la sigla **P150**, che ipotizza i pannelli fonoassorbenti bagnati, ipotizzando per essi una massa pari a 150 kg/m^2

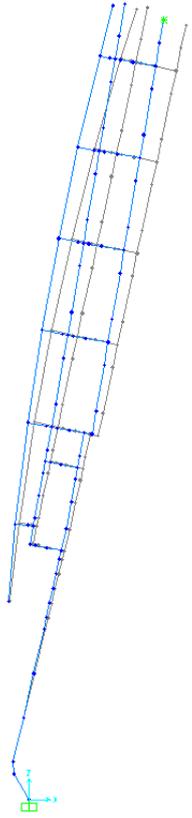
L'analisi è stata condotta studiando la risposta fino al tempo $t=10$ s.

Per ciascuna delle due configurazioni sono stati calcolati:

- i massimi ed i minimi spostamenti in condizioni dinamiche;
- il **"coefficiente di amplificazione dinamica degli Spostamenti"** come rapporto fra lo spostamento massimo dinamico ed il corrispondente spostamento indotto dalla sovrappressione aerodinamica applicata staticamente;
- il **"coefficiente di amplificazione dinamica del Delta Sigma"** come rapporto fra la differenza di spostamento dinamico massimo e spostamento dinamico minimo e la differenza di spostamento "statico" massimo e spostamento "statico" minimo, dove con spostamento "statico" si intende lo spostamento indotto dalla sovrappressione aerodinamica applicata staticamente.

Per ciascun modello è stata eseguita anche un'analisi modale di cui, per l'analisi al passo, sono stati presi in considerazione i primi 100 modi di vibrare.

La prima frequenza fondamentale in direzione trasversale e la relativa forma modale dell'**H10_P50** e **H10_P150**, sono riportate di seguito.

1° MODO		
H10_P150	H10_P50	Deformata modale tipo
f [Hz]	f [Hz]	
4.55	6.76	

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi e minimi, i fattori di amplificazione dinamica degli spostamenti e dei delta sigma.

Si evidenzia come il valore massimo del coefficiente di amplificazione, si ha per la configurazione con pannelli bagnati.

In definitiva le verifiche di fatica, resistenza e deformabilità vengono condotte per le sollecitazioni derivanti dall'analisi dinamica per velocità di 200 Km/h, in corrispondenza della quale il coefficiente di amplificazione vale 2.26 e si raggiungono sovrappressioni pari a 388 Pa.

Fattore di amplificazione dinamica degli spostamenti

H10_V200_P150									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
55	V200	LinModHist	Max	6.50E-03	0	9.43E-04	4.88E-10	1.12E-03	2.56E-09
55	V200	LinModHist	Min	-3.99E-03	0	-1.53E-03	-5.16E-10	-7.01E-04	-1.93E-09
55	S200	LinStatic		2.87E-03	0	-6.72E-04	1.25E-15	4.78E-04	6.33E-15

$U1_{din.max}/U1_{stat}$	2.26
$U1_{din.min}/U1_{stat}$	1.39

H10_V200_P50									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
55	V200	LinModHist	Max	4.80E-03	0	8.16E-04	1.13E-09	8.22E-04	3.11E-09
55	V200	LinModHist	Min	-3.48E-03	0	-1.13E-03	-1.04E-09	-5.86E-04	-2.04E-09
55	S200	LinStatic		2.87E-03	0	-6.72E-04	1.25E-15	4.78E-04	6.33E-15

$U1_{din.max}/U1_{stat}$	1.67
$U1_{din.min}/U1_{stat}$	1.21

Fattore di amplificazione dinamica dei delta sigma

H10_V200_P150										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	N	N	N	N-m	N-m	N-m
37	0	V200	LinModHist	Max	24480	11942	0	0	0	19249
37	0	V200	LinModHist	Min	-38572	-7258	0	0	0	-11820
37	0	S200	LinStatic		-15952	6224	0	0	0	8523

$M_{din.max}/M_{stat}$	2.26
$M_{din.min}/M_{stat}$	1.39

H10_V200_P50										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
37	0	V200	LinModHist	Max	19714	9141	0	0	0	14158
37	0	V200	LinModHist	Min	-28000	-7110	0	0	0	-10276
37	0	S200	LinStatic		-15952	6224	0	0	0	8523

$M_{din.max}/M_{stat}$	1.66
$M_{din.min}/M_{stat}$	1.21

2.3.5 Combinazioni

Il carico relativo al peso proprio degli elementi strutturali (base in calcestruzzo e montante in acciaio) è stato assegnato ad una condizione di carico "PP"; il carico dovuto alla pannellatura fonoassorbente è stato considerato in altre due condizioni di carico ed è stato posto pari a 500 N/m^2 nella condizione "PESOAS" per pannelli asciutti o 1500 N/m^2 nella condizione "PESOBAG" per pannelli bagnati; l'azione del vento posta pari a 1948 N/m^2 è stata considerata nella condizione di carico "VENTO", agente in direzione ortogonale alla barriera nella direzione da esterno a interno barriera (quindi verso il binario); la sovrappressione esercitata dal convoglio è stata considerata sia applicata staticamente (condizione di carico S200) sia dinamicamente (condizione di carico V200), imponendo un'analisi al passo in base alla TH riportata in Figura 2-5 e uno smorzamento pari al 3%.

Per le **verifiche a fatica** sono state utilizzate le variazioni di campo tensionale indotte dalla sovrappressione aerodinamica comprensiva degli effetti dinamici alla velocità di 200km/h (condizione di carico V200).

Per le **verifiche di resistenza e deformabilità** sono state utilizzate le sollecitazioni derivanti dalle peggiori combinazioni tra peso proprio, carichi permanenti (da 500 a 1500 N/m^2), pressione del vento + sovrappressioni aerodinamiche comprensive degli effetti dinamici.

In accordo con quanto prescritto dal documento RFI/DIN/IC/009/239 "Prescrizioni Tecniche Integrative e provvisorie per la Progettazione di Barriere Antirumore" per velocità superiori o uguali a 200km/h, per la somma "pressione del vento + sovrappressione aerodinamica comprensiva degli effetti dinamici" è stato assunto il valore minimo 2500 N/m^2 .

Per la definizione delle combinazioni di carico si è adottata la seguente simbologia:

- **"PP"** = peso proprio,
- **"PA"** (= PESOAS) = peso pannelli asciutti, **"PB"** (= PESOBAG) = peso pannelli bagnati
- **"VN"** (= VENTON) = vento negativo, **"VP"** (= VENTOP) = vento positivo
- **"SP"** (V200) = sovrappressione positiva, **"SN"** (V200) = sovrappressione negativa.

Nel dettaglio sono state prese in considerazione le seguenti 4 combinazioni di carico:

PPPBVPSP_V200, PPPAVNSN_V200 in cui le sollecitazioni dovute al peso proprio, al peso dei pannelli (considerati asciutti o bagnati in modo da massimizzare gli effetti dei carichi), al vento vengono combinati con i valori massimi e minimi di sovrappressione dinamica determinato con l'analisi al passo.

PPPBVPSP_S200, PPPAVNSN_S200 in cui le sollecitazioni dovute al peso proprio, al peso dei pannelli (considerati asciutti o bagnati in modo da massimizzare gli effetti dei carichi), al vento vengono combinati con i valori statici di sovrappressione amplificati per mezzo del coefficiente di amplificazione dinamica, che alla velocità di 200 km/h vale 2.26 (vedi paragrafo 2.3.4).

Risulta in particolare: $p_{vento} + p_{svp} = 1948Pa + 2.26 * 388Pa = 2825Pa > 2500Pa$.

Riportiamo nella seguente tabella le suddette combinazioni in termini di carichi elementari e coefficienti moltiplicativi.

COMBINAZIONE	LOAD	FATTORE
PPPBVPSP_V200	PP	1
	PESOBAG	1
	V300	1
	VENTO	1
PPPAVNSN_V200	PP	1
	PESOAS	1
	V300	1
	VENTO	-1
PPPBVPSP_S200	PP	1
	PESOBAG	1
	S300	2.26
	VENTO	1
PPPAVNSN_S200	PP	1
	PESOAS	1
	S300	-2.26
	VENTO	-1

Inoltre, per le verifiche a fessurazione del calcestruzzo sono state utilizzate ulteriori 4 combinazioni di carico analoghe alle precedenti, che differiscono da esse solo per il coefficiente moltiplicativo delle sovrappressioni assunto pari a 0.7 (combinazione di carico rara, secondo

DM_09.01.1996 par. 7) che tiene conto della probabilità di contemporaneità di tali azioni con quelle dovute al vento.

Riportiamo nella seguente tabella le suddette combinazioni in termini di carichi elementari e coefficienti moltiplicativi.

COMBINAZIONE	LOAD	FATTORE
PPPBVSPSP_V200_F	PP	1
	PESOBAG	1
	V300	0.7
	VENTO	1
PPPAVNSN_V200_F	PP	1
	PESOAS	1
	V300	0.7
	VENTO	-1
PPPBVSPSP_S200_F	PP	1
	PESOBAG	1
	S300	1.582
	VENTO	1
PPPAVNSN_S200_F	PP	1
	PESOAS	1
	S300	1.582
	VENTO	-1

2.4 Verifiche del montante in acciaio

I singoli elementi strutturali sono soggetti alle seguenti verifiche:

- verifiche a fatica
- verifiche di resistenza

Le verifiche a fatica sono eseguite a tempo infinito: risultano soddisfatte se in generale le escursioni Δ delle tensioni risultanti normali o tangenziali risultano inferiori rispettivamente ad un "valore ammissibile" $\Delta\sigma_{am}$ o $\Delta\tau_{am}$ dipendente dalla "categoria" $\Delta\sigma_A$ (definita come tensione ammissibile a fatica per sollecitazioni di ampiezza costante ripetute 2×10^6 cicli) del particolare in esame.

I valori ammissibili si ottengono dividendo valori limite $\Delta\sigma_D$ per particolari sollecitati a trazione-compressione (limite di fatica ad ampiezza costante, limite cioè al di sotto del quale, per Δ di ampiezza costante la vita è indefinita) o $\Delta\tau_D$ per particolare sollecitati a sforzo tangenziale (limite per i calcoli a fatica per 5 milioni di cicli, al di sotto del quale, cioè, ogni Δ di fatica può essere trascurato) per un coefficiente di sicurezza fissato in 1.25:

$\Delta\sigma_{am} = \Delta\sigma_D / 1.25$ ($\Delta\sigma_D = \Delta\sigma_A * \sqrt[3]{n_A / n_D}$ con $n_A=2e6$, $n_D=5e6$ per tutte le categorie tranne la 56 per la quale $n_D = 10e6$; $\Delta\sigma_A =$ categoria del particolare);

$\Delta\tau_{am} = \Delta\tau_D / 1.25$ ($\Delta\tau_D$ dalla seguente formula: $\log N = \log a - m \cdot \log \Delta\tau_D$ con $N = 5e6$, $\log a = 16.301$ per cat. 100, $\log a = 15.801$ per cat. 80, $m = 5$).

Si riporta di seguito un prospetto delle categorie dei dettagli con le relative $\Delta\sigma_D$, $\Delta\tau_D$ utilizzate:

cat	160	140	63	56
$\Delta\sigma_D$ [N/mm ²]	117.9	103.2	46.4	32.7

cat	100	80
$\Delta\tau_D$ [N/mm ²]	83.3	66.1

Ove siano presenti spessori superiori a $t > 25$ mm si è proceduto a ridurre opportunamente tale valore secondo quanto indicato nella CNR-UNI 10011 al punto 8.3.3.

Le categorie assunte per ciascun particolare sono riportate in ogni verifica e sono evidenziate per il montante in oggetto in Figura 2-6.

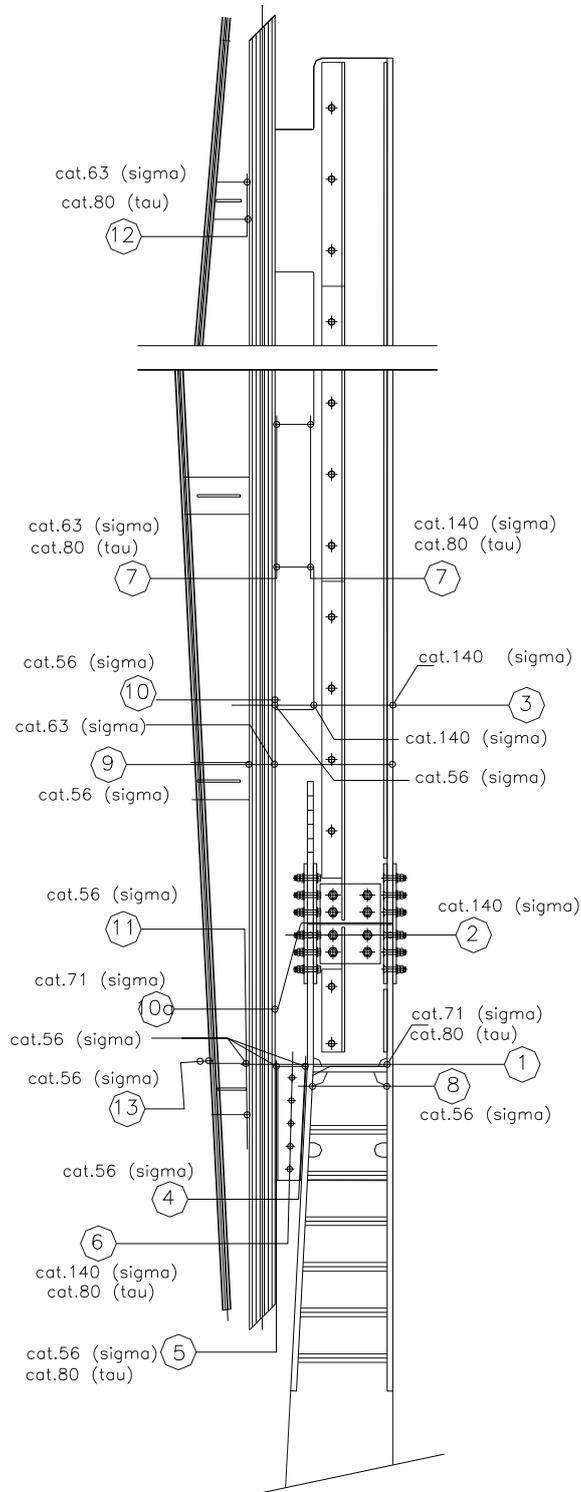


Figura 2-6 – Sezioni di verifica e categorie dei particolari a fatica.

Le **verifiche di resistenza**, sia per gli elementi metallici che per gli elementi in C.A., sono state eseguite per la peggiore condizione di carico possibile con il metodo delle T.A..

Le tensioni ammissibili utilizzate per le verifiche di resistenza sono riportate nella relazione sui materiali.

Nelle verifiche di seguito riportate (con la numerazione sequenziale corrispondente alla Figura 2-6) si vuole intendere con σ o $\Delta\sigma$ **int. barr.** la tensione dell'elemento strutturale oggetto di verifica sul bordo della sezione sul lato rivolto verso l'interno della barriera (lato binari), con σ o $\Delta\sigma$ **est. barr.** la tensione sul bordo della sezione sul lato rivolto verso l'esterno della barriera (lato opposto ai binari); ad esempio per il profilo a T la tensione σ int. barr. è quella sul bordo dell'ala (la verifica è relativa a tutti gli elementi strutturali sub-verticali: profilo a doppia T, profilo a T, tubolare e tondi).

Con σ o $\Delta\sigma$ **sup.** (o **inf.**) si vuole invece intendere la tensione sul bordo superiore, cioè più alto, (o inferiore) della sezione oggetto di verifica (verifica calastrelli).

Quindi, premesso che assumiamo come lato interno quello interno binario, si intende per:

G – G tubo la distanza tra il baricentro di una sezione composta e il baricentro del tubolare;

G – G 2T (o **G – G T**) la distanza tra il baricentro di una sezione composta e il baricentro del profilo a doppio "T" (o del profilo a "T");

G – Y tubo.int la distanza tra il baricentro e la fibra interna del tubolare;

G – Y tubo.est la distanza tra il baricentro e la fibra esterna del tubolare;

G – Y 2T int (o **G – Y T int**) la distanza tra il baricentro e la fibra interna della sezione a doppio "T" (o del profilo a "T");

G – Y 2T est (o **G – Y T est**) la distanza tra il baricentro e la fibra esterna della sezione a doppio "T" (o del profilo a "T");

W int.xx e **W est.xx** i moduli di resistenza interni ed esterni riferiti al tubolare, ai profili in composizione saldata, alla sezione composta.

2.4.1 Sezione 1 - Sezione composta tubo 88.9x16+ 2T - 2m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione composta le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc) sono riportate in Figura 2-7.

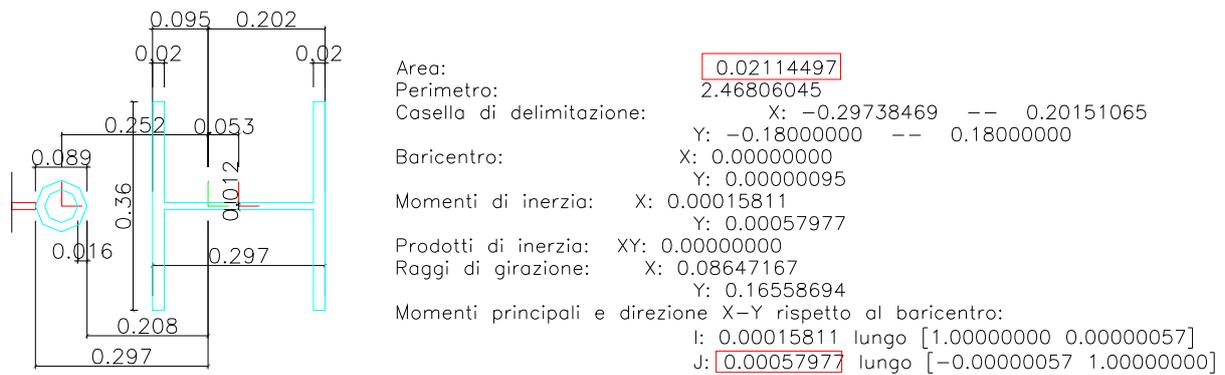
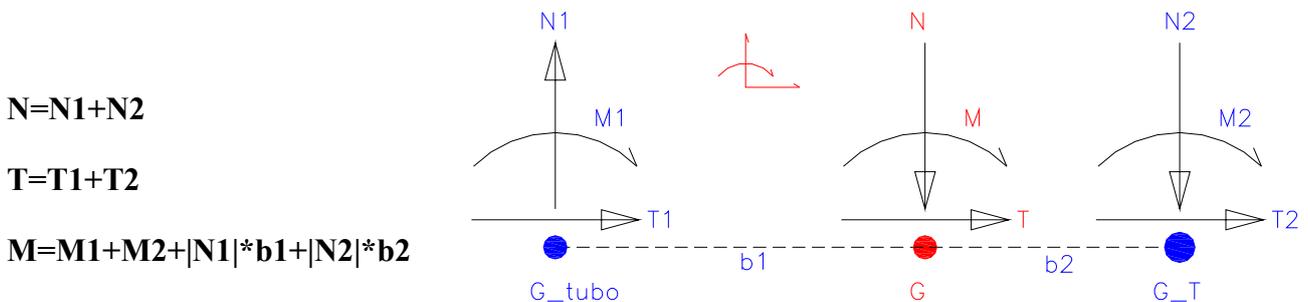


Figura 2-7 - Sezione composta tubo 88.9x16+ Profilo 2T - 2m sul P.F.

Sezione comp. Tubo+2T 2.0 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)	1
Diametro tubo(m)	0.0889	0.0211449	5.798E-04	2.870E-03	1.952E-03	0.0071692	0.1655865	
Spessore tubo(m)	0.0160							
Larghezza ali (m)	0.3600	W int 2T (m ³)	W est 2T (m ³)	G-Y 2T int (m)	G-Y 2T est (m)			
Spessore ali (m)	0.0200	2.870E-03	6.103E-03	0.202	0.095			
Altezza anima+ali (m)	0.2970	W int Tubo (m ³)	W est Tubo (m ³)	G-Y tubo int (m)	G-Y tubo est (m)			
Spessore anima (m)	0.0160	2.787E-03	1.95E-03	0.208	0.297			

2.4.1.1 Verifiche di resistenza

Le caratteristiche di sollecitazione agenti su tale sezione composta, vengono ottenute combinando le sollecitazioni baricentriche dei singoli elementi strutturali (tubolare e Profilo 2T), fornite dall'analisi F.E.M., tenendo conto della relativa posizione dei baricentri (indicati in Figura 2-7) come di seguito riportato per la combinazione PPPBVSP:



VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA						Coeff. di Amplificazione	2.26
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.252
PPPBVPSP_STAT	99	100	133128	-4912	-1334		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI 2T	G-G 2T (m) 0.053
PPPBVPSP_STAT	37	29	-194095	59109	86650		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	-	-	-60966	54196	129152		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
-47.9	63.3	7.56	64.6	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.252
PPPBVPSP_max	99	100	134437	-3045	-822		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI 2T	G-G 2T (m) 0.053
PPPBVPSP_max	37	29	-133564	56983	86636		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	-	-	872	53939	126771		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
-44.1	65.0	7.52	66.3	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.252
PPPBVPSP_min	99	100	83986	-5164	-1409		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI 2T	G-G 2T (m) 0.053
PPPBVPSP_min	37	29	-196616	37784	55567		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	-	-	-112630	32619	85743		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
-35.2	38.6	4.55	39.4	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.252
PPPAVNSN_max	99	100	-48944	3873	1065		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI 2T	G-G 2T (m) 0.053
PPPAVNSN_max	37	29	107937	-21924	-30469		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	-	-	58993	-18050	-47459		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
19.3	-21.5	-2.52	22.0	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.252
PPPAVNSN_min	99	100	-99394	1753	478		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI 2T	G-G 2T (m) 0.053
PPPAVNSN_min	37	29	44885	-41123	-61538		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	-	-	-54509	-39370	-88486		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
28.3	-47.9	-5.49	48.8	190.0			

2.4.1.2 Verifica a fatica

Le verifiche a fatica vengono condotte ragionando in termini di incrementi di sollecitazione ΔN , ΔT , ΔM .

Gli incrementi di sollecitazione considerati costituiscono per la caratteristica di sollecitazione in esame la differenza tra il massimo e il minimo valore registrati nell'intervallo temporale considerato nell'analisi al passo per effetto della sola azione delle sovrappressioni aerodinamiche. Si tratta quindi di valori di inviluppo.

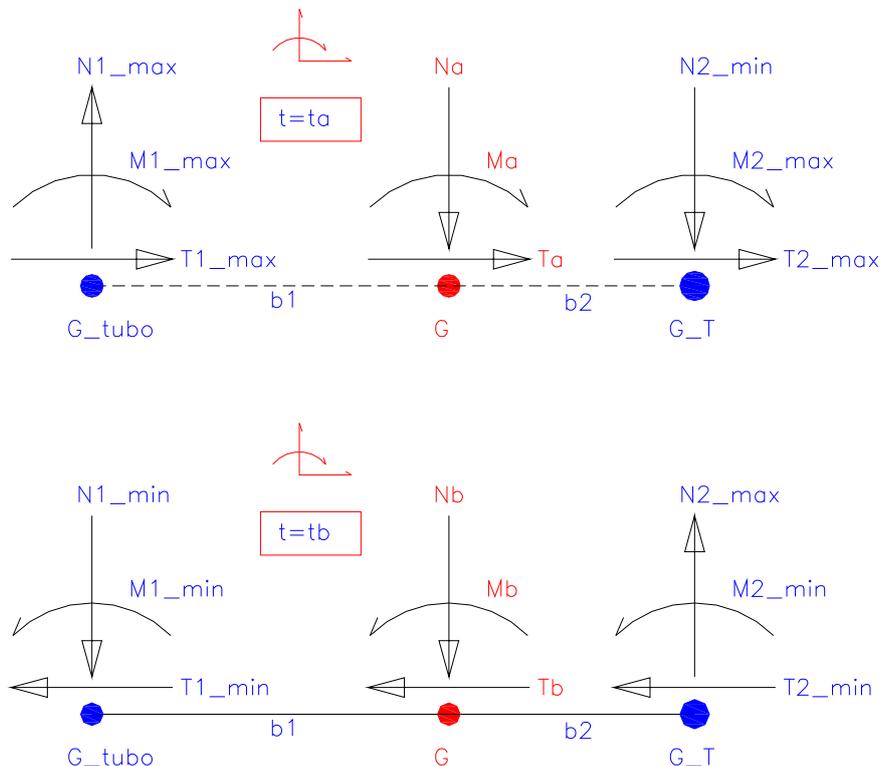
$$\Delta N = N_{\max} - N_{\min}$$

$$\Delta T = T_{\max} - T_{\min}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

Un'analisi dettagliata, che tenga conto della effettiva contemporaneità delle sollecitazioni dimostra che l'accoppiamento delle sollecitazioni è quello riportato nella figura seguente.

Detto t_a l'istante in cui nasce il valore massimo della sollecitazione M e t_b l'istante in cui nasce il valore minimo, si ha:



Pertanto risulta:

$$N_a = N1_{max} + N2_{min}$$

$$N_b = N1_{min} + N2_{max}$$

$$T_a = T1_{max} + T2_{max}$$

$$T_b = T1_{min} + T2_{min}$$

$$M_a = M1_{max} + M2_{max} + |N1_{max}| * b1 + |N2_{min}| * b2$$

$$M_b = M1_{min} + M2_{min} - |N1_{min}| * b1 - |N2_{max}| * b2$$

In definitiva

$$\Delta N = N_a - N_b = N1_{max} + N2_{min} - N1_{min} - N2_{max} = \Delta N1 - \Delta N2$$

$$\Delta T = T_a - T_b = T1_{max} + T2_{max} - T1_{min} - T2_{min} = \Delta T1 + \Delta T2$$

$$\Delta M = M_a - M_b = M1_{max} + M2_{max} + |N1_{max}| * b1 + |N2_{min}| * b2 - M1_{min} - M2_{min} - (-|N1_{min}| * b1) - (-|N2_{max}| * b2) = \Delta M1 + \Delta M2 + \Delta N1 * b1 + \Delta N2 * b2$$

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.252
SOVRAP-SOVRAN	99	100	50450	2120	587		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI 2T	G-G 2T (m) 0.053
SOVRAP-SOVRAN	37	29	63052	19200	31069		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$ $\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$
SOVRAP-SOVRAN	-	-	-12602	21320	47711		
VERIFICA FATICA "TUBO"							
			$\Delta\sigma_{est}$ "tubo" (N/mm ²) 23.8		Categoria particolare 56	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²) 26.20	
			$\Delta\sigma_{int}$ "tubo" (N/mm ²) 16.5		Categoria particolare 56	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²) 26.20	
VERIFICA FATICA "2T"							
			$\Delta\sigma_{est}$ "2T" (N/mm ²) 7.2		Categoria particolare 56	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²) 26.20	
			$\Delta\sigma_{int}$ "2T" (N/mm ²) -17.2		Categoria particolare 71	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²) 41.85	

2.4.2 Sezione 1a - Sezione 2T corrente - 2m sul P.F.

Facendo riferimento alla sola sezione a doppio "T" si esegue la verifica a scorrimento tra anima e ala. Il momento statico dell'ala rispetto all'asse neutro e la forza di scorrimento valgono:

$$S_a = 0.02 * 0.36 * (0.297/2 - 0.02/2) = 0.0009972 \text{ m}^3$$

$$F_{\text{scorr}} = T * S_a / J_x.$$

2T corrente 2.0 m: sezione piena		A (m2)	Jx (m4)	W int barr (m3)	W est barr (m3)	Aty (m2)	ix (m)	1a
Larghezza ali (m)	0.3600	0.017484	0.000293679	0.0019776	0.0019776	0.0035640	0.1296033	
Spessore ali (m)	0.0200							
Altezza anima+ali (m)	0.2970							
Spessore anima (m)	0.0120							

2.4.2.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						Coeff. di Amplificazione	2.26
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	37	29	-194095	59109	86650		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)			
-54.9	32.7	16.6	62.0	190.0			
F scorrimento ala - anima (N/m)		$\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		τ_{am} (N/mm2)			
200706		16.73		109.7			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	37	29	-133564	56983	86636		
F scorrimento ala - anima (N/m)		$\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		τ_{am} (N/mm2)			
193490		16.12		109.7			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	37	29	-196616	37784	55567		
F scorrimento ala - anima (N/m)		$\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		τ_{am} (N/mm2)			
128296		10.69		109.7			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	37	29	107937	-21924	-30469		
F scorrimento ala - anima (N/m)		$\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		τ_{am} (N/mm2)			
-74443		-6.20		109.7			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	37	29	44885	-41123	-61538		
F scorrimento ala - anima (N/m)		$\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		τ_{am} (N/mm2)			
-139636		-11.64		109.7			

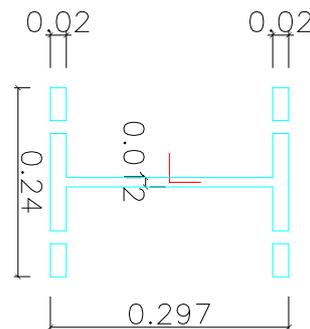
2.4.2.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$ $\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$
SOVRAP-SOVRAN	37	29	63052	19200	31069		
ΔF scorrimento ala - anima (N/m)			$\Delta\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		Categoria particolare		$\Delta\tau_{am}$ (N/mm2)
65193.87			5.43		80		53.28

2.4.3 Sezione 2 – Profilo 2T forato sulle ali - 2.5 m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc) sono riportate in Figura 2-8.

Si tratta della sezione netta del profilo composto a doppio "T" in corrispondenza al giunto bullonato.



Area:	0.01137664
Perimetro:	1.55961647
Casella di delimitazione:	X: -30.30257673 -- -30.00558138 Y: -31.81355090 -- -31.57355090
Baricentro:	X: -30.15406643 Y: -31.69354920
Momenti di inerzia:	X: 11.42766101 Y: 10.34458963
Prodotti di inerzia:	XY: 10.87253593
Raggi di girazione:	X: 31.69360425 Y: 30.15432348
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:	I: 0.00003970 lungo [1.00000000 -0.00000670] J: 0.00017636 lungo [0.00000670 1.00000000]

Figura 2-8 - .Sezione a doppio "T" forata sulle ali- 2.5 m sul P.F.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		A	Jx	W int barr	W est barr	Aty	Ix
		(m ²)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(m ²)	(m)
2T corrente 2.5 m forata		0.011377	0.000176360	0.0011876	0.0011876	0.0030768	0.1245068
Larghezza ali (m)	0.2400						
Spessore ali (m)	0.0200						
Altezza anima+ali (m)	0.2970						
Spessore anima (m)	0.0120						

2

2.4.3.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						Coeff. di Amplificazione 2.26	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	64	86	-191308	53110	56209		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
-64.1	30.5	17.3	70.8	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	64	86	-130701	51860	57135		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
-59.6	36.6	16.9	66.4	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	64	86	-193817	33956	35908		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
-47.3	13.2	11.0	51.0	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	64	86	109504	-19419	-19230		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
25.8	-6.6	-6.3	28.0	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	64	86	46388	-37323	-40457		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
38.1	-30.0	-12.1	43.5	190.0			

2.4.3.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$ $\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$
SOVRAP-SOVRAN	64	86	63116	17904	21227		
$\Delta\sigma$ int barr (N/mm2)	$\Delta\sigma$ est barr (N/mm2)				Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm2)	
-12.3					140	82.52	
$\Delta\sigma$ int barr (N/mm2)	$\Delta\sigma$ est barr (N/mm2)				Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm2)	
	23.4				140	82.52	

2.4.4 Sezione 3 - Sezione comp. Tubo+T – 3.25 m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc) sono riportate in Figura 2-9.

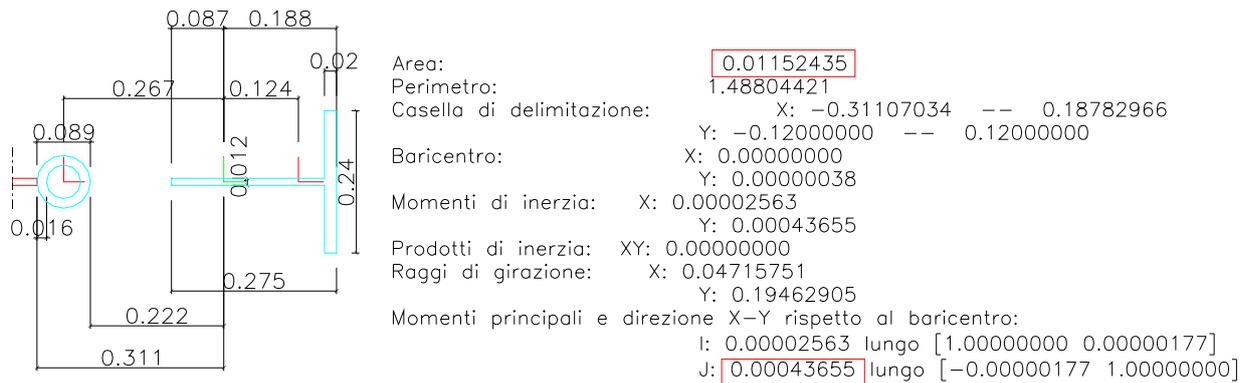
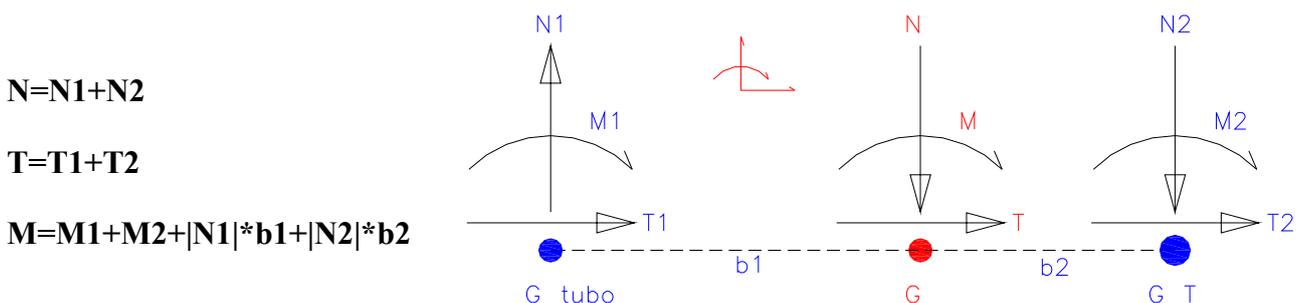


Figura 2-9- Sezione comp. Tubo+T – 3.25 m sul P.F.

Sezione comp. Tubo+T 3.25 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)	3
Diametro tubo(m)	0.0889	0.0115244	4.366E-04	2.322E-03	1.404E-03	0.0057172	0.1946295	
Spessore tubo(m)	0.0160							
Larghezza ala (m)	0.2400			W int T (m ³)	W est T (m ³)	G-Y T int (m)	G-Y T est (m)	
Spessore ala (m)	0.0200			2.322E-03	5.018E-03	0.188	0.087	
Altezza anima+ala (m)	0.2750			W int Tubo (m ³)	W est Tubo (m ³)	G-Y tubo int (m)	G-Y tubo est (m)	
Spessore anima (m)	0.0120			1.966E-03	1.40E-03	0.222	0.311	

2.4.4.1 Verifiche di resistenza

Le caratteristiche di sollecitazione agenti su tale sezione composta, vengono ottenute combinando le sollecitazioni baricentriche dei singoli elementi strutturali (tubolare e Profilo a "T"), fornite dall'analisi F.E.M., tenendo conto della relativa posizione dei baricentri (indicati in Figura 2-9) come di seguito riportato per la combinazione PPPBVSP:



VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA						Coeff. di Amplificazione	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.267
PPPBVPSP_STAT	130	77	109803	2654	1005		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	N (N)	N (N)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.124
PPPBVPSP_STAT	76	62	-163770	36950	15907		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	-	-	-53967	39604	66536		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	Coeff. di Amplificazione 2.26	
-33.3	42.7	6.93	44.4	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.267
PPPBVPSP_max	130	77	114017	2635	1011		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	N (N)	N (N)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.124
PPPBVPSP_max	76	62	-109954	36243	16130		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	-	-	4063	38878	61219		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
-26.0	44.0	6.80	45.5	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.267
PPPBVPSP_min	130	77	67636	1690	639		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	N (N)	N (N)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.124
PPPBVPSP_min	76	62	-169464	23649	10105		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	-	-	-101828	25339	49817		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
-19.5	12.2	3.45	20.4	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.267
PPPAVNSN_max	130	77	-41733	-925	-351		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	N (N)	N (N)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.124
PPPAVNSN_max	76	62	101057	-13555	-5528		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	-	-	59325	-14480	-29553		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
11.5	-7.3	-1.97	12.0	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.267
PPPAVNSN_min	130	77	-88113	-1870	-723		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	N (N)	N (N)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.124
PPPAVNSN_min	76	62	41547	-26149	-11554		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	-	-	-46567	-28019	-40955		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
7.9	-18.2	-3.82	19.3	190.0			

2.4.4.2 Verifica a fatica

Le verifiche a fatica vengono condotte ragionando in termini di incrementi di sollecitazione ΔN , ΔT , ΔM .

Gli incrementi di sollecitazione considerati costituiscono per la caratteristica di sollecitazione in esame la differenza tra il massimo e il minimo valore registrati nell'intervallo temporale considerato nell'analisi al passo per effetto della sola azione delle sovrappressioni aerodinamiche. Si tratta quindi di valori di inviluppo.

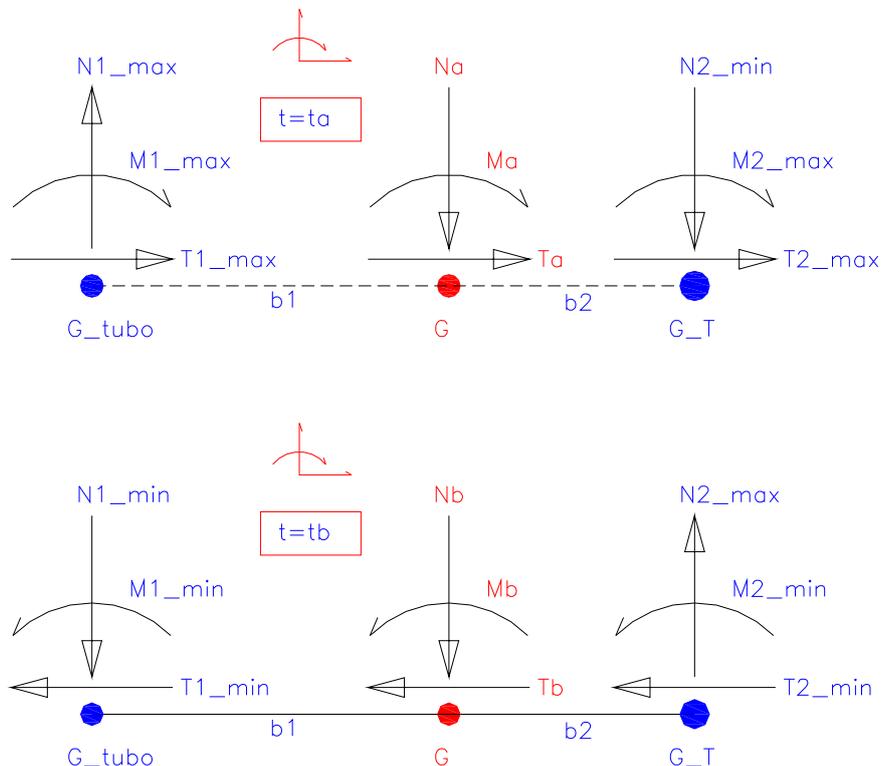
$$\Delta N = N_{\max} - N_{\min}$$

$$\Delta T = T_{\max} - T_{\min}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

Un'analisi dettagliata, che tenga conto della effettiva contemporaneità delle sollecitazioni dimostra che l'accoppiamento delle sollecitazioni è quello riportato nella figura seguente.

Detto t_a l'istante in cui nasce il valore massimo della sollecitazione M e t_b l'istante in cui nasce il valore minimo, si ha:



Pertanto risulta:

$$N_a = N1_{max} + N2_{min}$$

$$N_b = N1_{min} + N2_{max}$$

$$T_a = T1_{max} + T2_{min}$$

$$T_b = T1_{min} + T2_{min}$$

$$M_a = M1_{max} + M2_{max} + |N1_{max}| * b1 + |N2_{min}| * b2$$

$$M_b = M1_{min} + M2_{min} - |N1_{min}| * b1 - |N2_{max}| * b2$$

In definitiva

$$\Delta N = N_a - N_b = N1_{max} + N2_{min} - N1_{min} - N2_{max} = \Delta N1 - \Delta N2$$

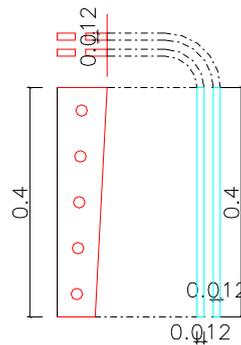
$$\Delta T = T_a - T_b = T1_{max} + T2_{min} - T1_{min} - T2_{min} = \Delta T1 + \Delta T2$$

$$\Delta M = M_a - M_b = M1_{max} + M2_{max} + |N1_{max}| * b1 + |N2_{min}| * b2 - M1_{min} - M2_{min} - (|N1_{min}| * b1) - (|N2_{max}| * b2) = \Delta M1 + \Delta M2 + \Delta N1 * b1 + \Delta N2 * b2$$

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.267
SOVRAP-SOVRAN	130	77	46381	945	372		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	N (N)	N (N)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.124
SOVRAP-SOVRAN	76	62	59510	12594	6026		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$ $\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$
SOVRAP-SOVRAN	-	-	-13130	13539	26160		
$\Delta\sigma_{est}$ "tubo" (N/mm ²)					Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²)	
17.5					160	94.31	
$\Delta\sigma_{int}$ "tubo" (N/mm ²)					Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²)	
12.2					56	26.20	
VERIFICA FATICA "T"							
$\Delta\sigma_{est}$ "T" (N/mm ²)					Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²)	
4.1					140	82.52	
$\Delta\sigma_{int}$ "T" (N/mm ²)					Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²)	
-12.4					140	82.52	

2.4.5 Sezione 4 – Collegamento Profilo annegato -Tubo - lato int. barriera – 2.0 m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc) sono riportate in Figura 2-10. Si tratta della sezione del collegamento laterale bullonato lato interno barriera; sono due piatti s=12mm saldati sulla flangia del profilo annegato nel calcestruzzo.



Area: 0.00959998
 Perimetro: 1.64799707
 Casella di delimitazione: X: -30.01588621 -- -29.97588621
 Y: -30.28137576 -- -29.88137649
 Baricentro: X: -29.99588621
 Y: -30.08137612
 Momenti di inerzia: X: 8.68704829
 Y: 8.63761678
 Prodotti di inerzia: XY: 8.66223246
 Raggi di girazione: X: 30.08159774
 Y: 29.99588968
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00012800 lungo [1.00000000 0.00000000]
 J: 0.00000200 lungo [0.00000000 1.00000000]

Figura 2-10 - Collegamento Profilo annegato -Tubo - lato int. barriera – 2.0 m sul P.F.

Profilo annegato -Tubo 2 m lato int. Barriera	A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)
Altezza piatto (m)	0.4000	0.009600	1.28E-04	0.0006400	0.0006400	0.0080000
Spessore piatto (m)	0.0240					0.1154701

4

2.4.5.1 Verifiche di resistenza

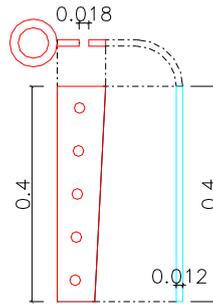
VERIFICA RESISTENZA						Coeff. di Amplificazione 2.26	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	85	97	10565	-163093	24698		
σ_{sup} (N/mm2) -37.5	σ_{inf} (N/mm2) 39.7	τ (N/mm2) -20.4	σ_{id} (N/mm2) 53.1	σ_{am} (N/mm2) 190.0	-		
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	85	97	10924	-102687	25071		
σ_{sup} (N/mm2) -38.0	σ_{inf} (N/mm2) 40.3	τ (N/mm2) -12.8	σ_{id} (N/mm2) 46.0	σ_{am} (N/mm2) 190.0	-		
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	85	97	6592	-165482	15560		
σ_{sup} (N/mm2) -23.6	σ_{inf} (N/mm2) 25.0	τ (N/mm2) -20.7	σ_{id} (N/mm2) 43.7	σ_{am} (N/mm2) 190.0	-		
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	85	97	-3892	122553	-9009		
σ_{sup} (N/mm2) 13.7	σ_{inf} (N/mm2) -14.5	τ (N/mm2) 15.3	σ_{id} (N/mm2) 30.2	σ_{am} (N/mm2) 190.0	-		
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	85	97	-8224	59759	-18520		
σ_{sup} (N/mm2) 28.1	σ_{inf} (N/mm2) -29.8	τ (N/mm2) 7.5	σ_{id} (N/mm2) 32.5	σ_{am} (N/mm2) 190.0	-		

2.4.5.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\tau < \Delta\tau_{am}$ $\Delta\sigma_{inf} < \Delta\sigma_{am}$
SOVRAP-SOVRAN	85	97	4332	62795	9511		
$\Delta\sigma_{sup}$ (N/mm2) -14.4	$\Delta\sigma_{inf}$ (N/mm2) 15.3	$\Delta\tau$ (N/mm2) 15.3	Categoria particolare sigma 56	Categoria particolare tau 80	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm2) 26.20		$\Delta\tau_{am}$ (N/mm2) 53.28

2.4.6 Sezione 5 – Collegamento Profilo annegato -Tubo - lato est. barriera – 2.0 m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc.) sono riportate in Figura 2-11. Si tratta della sezione del collegamento laterale bullonato lato esterno barriera; si tratta di un piatto s=12mm saldato sul tubolare.



Area: 0.00479999
 Perimetro: 0.82399853
 Casella di delimitazione: X: -30.03374521 -- -30.02174521
 Y: -29.19207103 -- -28.79207176
 Baricentro: X: -30.02774521
 Y: -28.99207140
 Momenti di inerzia: X: 4.03464958
 Y: 4.32798644
 Prodotti di inerzia: XY: 4.17871170
 Raggi di girazione: X: 28.99230134
 Y: 30.02774541
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00006400 lungo [1.00000000 0.00000000]
 J: 0.00000006 lungo [0.00000000 1.00000000]

Figura 2-11 - Collegamento Profilo annegato -Tubo - lato est. barriera – 2.0 m sul P.F.

Profilo annegato -Tubo 2 m lato est. Barriera	A (m2)	Jx (m4)	W int barr (m3)	W est barr (m3)	Aty (m2)	ix (m)	5
Altezza piatto (m)	0.4000	0.004800	6.40E-05	0.0003200	0.0003200	0.0040000	0.1154701
Spessore piatto (m)	0.0120						

2.4.6.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						Coeff. di Amplificazione	2.26
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	85	96	10571	-163120	9771		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-28.3	32.7	-40.8	77.9	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	85	96	10930	-102714	9925		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-28.7	33.3	-25.7	55.6	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	85	96	6598	-165508	6161		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-17.9	20.6	-41.4	74.6	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	85	96	-3886	122527	-3541		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
10.3	-11.9	30.6	54.4	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	85	96	-8218	59733	-7305		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
21.1	-24.5	14.9	35.7	190.0			

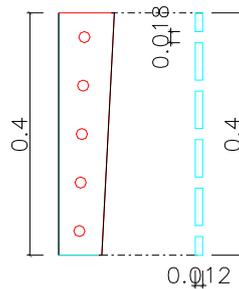
2.4.6.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\tau < \Delta\tau_{am}$ $\Delta\sigma_{inf} < \Delta\sigma_{am}$
SOVRAP-SOVRAN	85	96	4332	62795	3764		
$\Delta\sigma_{sup}$ (N/mm ²)	$\Delta\sigma_{inf}$ (N/mm ²)	$\Delta\tau$ (N/mm ²)	Categoria particolare sigma	Categoria particolare tau	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm ²)	$\Delta\tau_{am}$ (N/mm ²)	
-10.9	12.7	15.7	56	80	26.20	53.28	

2.4.7 Sezione 6 – Collegamento Profilo annegato –Tubo – sezione forata – 2.0 m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc.) sono riportate in

Figura 2-12. Si tratta della sezione netta del piatto di collegamento laterale bullonato, saldato al profilo tubolare.



Area: 0.00370199
 Perimetro: 0.76099853
 Casella di delimitazione: X: -30.03374521 -- -30.02174521
 Y: -28.13412725 -- -27.73412798
 Baricentro: X: -30.02774521
 Y: -27.93412813
 Momenti di inerzia: X: 2.88877108
 Y: 3.33795773
 Prodotti di inerzia: XY: 3.10522608
 Raggi di girazione: X: 27.93436947
 Y: 30.02774541
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00000004 lungo [0.00000000 -1.00000000]
 J: 0.00004991 lungo [1.00000000 0.00000000]

Figura 2-12 - Collegamento Profilo annegato -Tubo - sezione forata – 2.0 m sul P.F.

Calastrello Sella -Tubo 2 m sez. forata		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)	6
Altezza piatto (m)	0.4000	0.003702	4.99E-05	0.0002496	0.0002496	0.0030850	0.1161117	
Spessore piatto (m)	0.0120							

2.4.7.1 Verifiche di resistenza

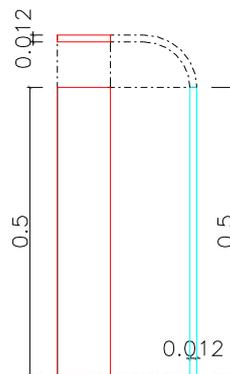
VERIFICA RESISTENZA						Coeff. di Amplificazion	2.26
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	85	96-97	10568	-163107	17234		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-66.2	71.9	-52.9	116.4	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	85	96-97	10927	-102701	17498		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-67.2	73.1	-33.3	93.1	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	85	96-97	6595	-165495	10861		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-41.7	45.3	-53.6	103.4	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	85	96-97	-3889	122540	-6275		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
24.1	-26.2	39.7	73.6	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	85	96-97	-8221	59746	-12913		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
49.5	-54.0	19.4	63.5	190.0			

2.4.7.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\tau < \Delta\tau_{am}$ $\Delta\sigma_{inf} < \Delta\sigma_{am}$
SOVRAP-SOVRAN	85	96-97	4332	62795	6637		
$\Delta\sigma_{sup}$ (N/mm ²)	$\Delta\sigma_{inf}$ (N/mm ²)	$\Delta\tau$ (N/mm ²)	Categoria particolare sigma	Categoria particolare tau	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm ²)	$\Delta\tau_{am}$ (N/mm ²)	
-25.4	27.8	20.4	140	80	82.52	53.28	

2.4.8 Sezione 7 – Calastrello Profilo T-Tubo – 4.0 m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc.) sono riportate in Figura 2-13. Si tratta del piatto rettangolare di collegamento tra la il profilo composto a "T" e il tubolare posto a 4m sul piano del ferro; è il primo salendo verso l'alto e quindi il più sollecitato.



Area: 0.00599999
 Perimetro: 1.02399801
 Casella di delimitazione: X: -30.02974521 -- -30.01774521
 Y: -27.25931161 -- -26.75931161
 Baricentro: X: -30.02374521
 Y: -27.00931211
 Momenti di inerzia: X: 4.37713395
 Y: 5.40854098
 Prodotti di inerzia: XY: 4.86551456
 Raggi di girazione: X: 27.00969778
 Y: 30.02374541
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00000007 lungo [0.00000005 -1.00000000]
 J: 0.00012500 lungo [1.00000000 0.00000005]

Figura 2-13 - Calastrello Profilo T-Tubo – 4.0 m sul P.F

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE							
Calastrello Profilo T-Tubo 4 m	A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)	
Altezza piatto (m)	0.5000	0.006000	1.25E-04	0.0005000	0.0005000	0.0060000	0.1443376
Spessore piatto (m)	0.0120						

7

2.4.8.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						Coeff. di Amplificazion	2.26
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	41	60	-481	66702	-2051		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
4.0	-4.2	11.1	19.7	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	41	60	-249	67168	-1295		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
2.5	-2.6	11.2	19.6	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	41	60	-722	42008	-2073		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
4.0	-4.3	7.0	12.9	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	41	60	381	-23887	1464		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
-2.9	3.0	-4.0	7.5	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	41	60	-91	-49047	686		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
-1.4	1.4	-8.2	14.2	190.0			

2.4.8.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA 1: lato int. Barriera							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\tau < \Delta\tau_{am}$ $\Delta\sigma_{inf} < \Delta\sigma_{am}$
SOVRAP-SOVRAN	41	60	472	25160	778		
$\Delta\sigma_{sup}$ (N/mm ²)	$\Delta\sigma_{inf}$ (N/mm ²)		$\Delta\tau$ (N/mm ²)	Categoria particolare sigma	Categoria particolare tau	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm ²)	$\Delta\tau_{am}$ (N/mm ²)
-1.5	1.6		4.2	140	80	82.52	53.28
VERIFICA FATICA 2: lato est. Barriera							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\tau < \Delta\tau_{am}$ $\Delta\sigma_{inf} < \Delta\sigma_{am}$
SOVRAP-SOVRAN	41	51	472	25160	4174		
$\Delta\sigma_{sup}$ (N/mm ²)	$\Delta\sigma_{inf}$ (N/mm ²)		$\Delta\tau$ (N/mm ²)	Categoria particolare sigma	Categoria particolare tau	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm ²)	$\Delta\tau_{am}$ (N/mm ²)
-8.3	8.4		4.2	63	80	37.14	53.28

2.4.9 Sezione 8 - Sezione comp. Tubo+2T – Sezione su asole - 2 m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc) sono riportate in Figura 2-14.

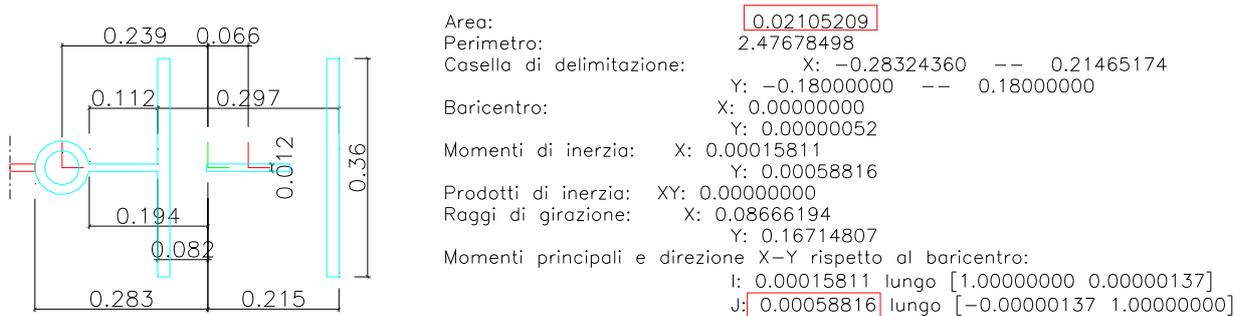
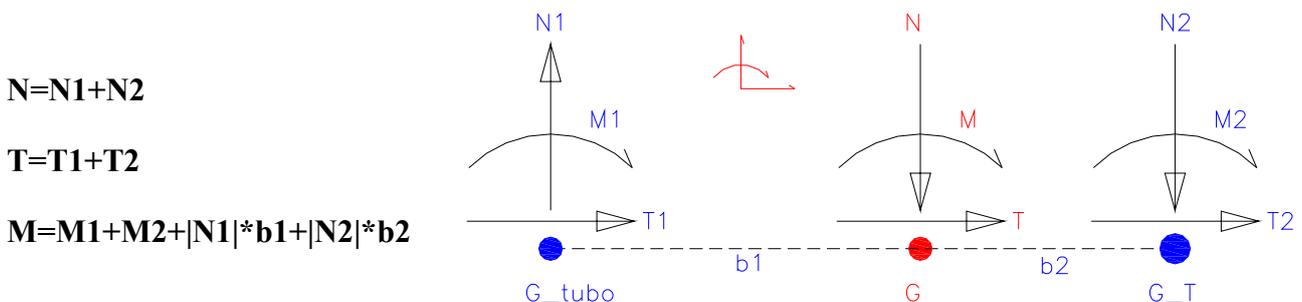


Figura 2-14 - Sezione comp. Tubo+2T – Sezione su asole - 2 m sul P.F.

Sezione comp. Tubo+2T asole 2.0 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)	8
Diametro tubo(m)	0.0889	0.0210521	5.882E-04	2.736E-03	2.078E-03	0.0045412	0.1671476	
Spessore tubo(m)	0.0160							
Larghezza ali (m)	0.3600			W int 2T (m³)	W est 2T (m³)	G-Y 2T int (m)	G-Y 2T est (m)	
Spessore ali (m)	0.0200			2.736E-03	7.173E-03	0.215	0.082	
Altezza anima+ali (m)	0.2970			W int Tubo (m³)	W est Tubo (m³)	G-Y tubo int (m)	G-Y tubo est (m)	
Spessore anima (m)	0.0120			3.032E-03	2.08E-03	0.194	0.283	

2.4.9.1 Verifiche di resistenza

Le caratteristiche di sollecitazione agenti su tale sezione composta, vengono ottenute combinando le sollecitazioni baricentriche dei singoli elementi strutturali (tubolare e Profilo a "T"), fornite dall'analisi F.E.M., tenendo conto della relativa posizione dei baricentri (indicati in Figura 2-14) come di seguito riportato per la combinazione PPPBVSP:



VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA						Coeff. di Amplificazione	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.239
PPPBVPSP_STAT	99	100	133128	-4912	-1334		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI 2T	G-G 2T (m) 0.066
PPPBVPSP_STAT	37	29	-194095	59109	86650		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	-	-	-60966	54196	129944		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
-50.4	59.6	11.93	63.1	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.239
PPPBVPSP_max	99	100	134437	-3045	-822		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI 2T	G-G 2T (m) 0.066
PPPBVPSP_max	37	29	-133564	56983	86636		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	-	-	872	53939	126760		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
-46.3	61.0	11.88	64.4	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.239
PPPBVPSP_min	99	100	83986	-5164	-1409		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI 2T	G-G 2T (m) 0.066
PPPBVPSP_min	37	29	-196616	37784	55567		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	-	-	-112630	32619	87208		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
-37.2	36.6	7.18	39.3	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.239
PPPAVNSN_max	99	100	-48944	3873	1065		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI 2T	G-G 2T (m) 0.066
PPPAVNSN_max	37	29	107937	-21924	-30469		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	-	-	58993	-18050	-48225		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
20.4	-20.4	-3.97	21.6	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.239
PPPAVNSN_min	99	100	-99394	1753	478		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI 2T	G-G 2T (m) 0.066
PPPAVNSN_min	37	29	44885	-41123	-61538		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	-	-	-54509	-39370	-87778		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
29.5	-44.8	-8.67	47.3	190.0			

2.4.9.2 Verifica a fatica

Le verifiche a fatica vengono condotte ragionando in termini di incrementi di sollecitazione ΔN , ΔT , ΔM .

Gli incrementi di sollecitazione considerati costituiscono per la caratteristica di sollecitazione in esame la differenza tra il massimo e il minimo valore registrati nell'intervallo temporale considerato nell'analisi al passo per effetto della sola azione delle sovrappressioni aerodinamiche. Si tratta quindi di valori di inviluppo.

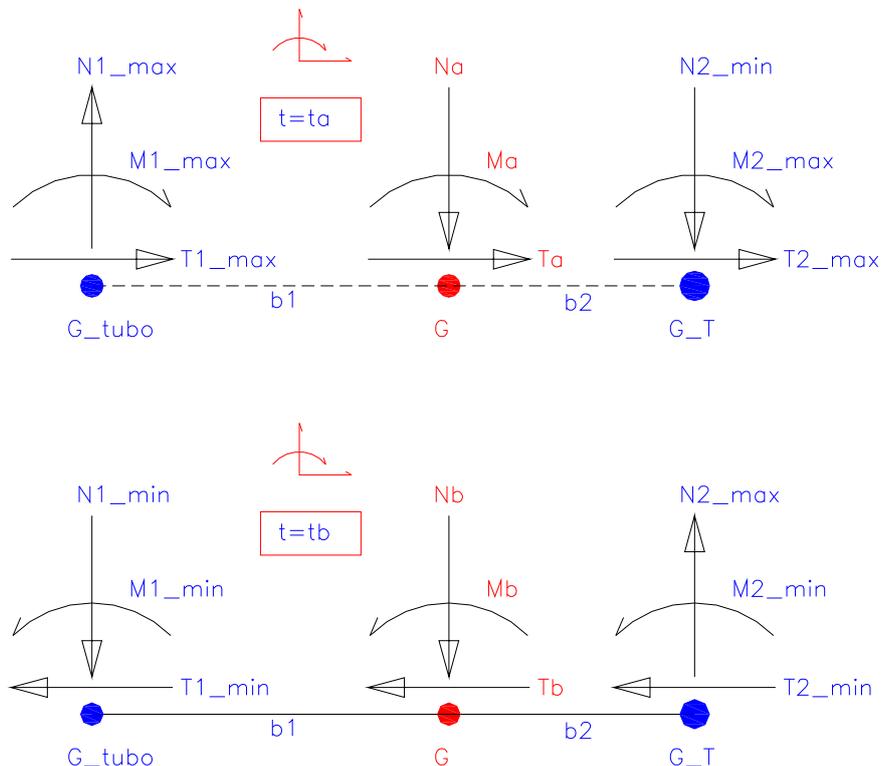
$$\Delta N = N_{\max} - N_{\min}$$

$$\Delta T = T_{\max} - T_{\min}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

Un'analisi dettagliata, che tenga conto della effettiva contemporaneità delle sollecitazioni dimostra che l'accoppiamento delle sollecitazioni è quello riportato nella figura seguente.

Detto t_a l'istante in cui nasce il valore massimo della sollecitazione M e t_b l'istante in cui nasce il valore minimo, si ha:



Pertanto risulta:

$$N_a = N1_{max} + N2_{min}$$

$$N_b = N1_{min} + N2_{max}$$

$$T_a = T1_{max} + T2_{min}$$

$$T_b = T1_{min} + T2_{min}$$

$$M_a = M1_{max} + M2_{max} + |N1_{max}| * b1 + |N2_{min}| * b2$$

$$M_b = M1_{min} + M2_{min} - |N1_{min}| * b1 - |N2_{max}| * b2$$

In definitiva

$$\Delta N = N_a - N_b = N1_{max} + N2_{min} - N1_{min} - N2_{max} = \Delta N1 - \Delta N2$$

$$\Delta T = T_a - T_b = T1_{max} + T2_{min} - T1_{min} - T2_{min} = \Delta T1 + \Delta T2$$

$$\Delta M = M_a - M_b = M1_{max} + M2_{max} + |N1_{max}| * b1 + |N2_{min}| * b2 - M1_{min} - M2_{min} - (-|N1_{min}| * b1) - (-|N2_{max}| * b2) = \Delta M1 + \Delta M2 + \Delta N1 * b1 + \Delta N2 * b2$$

VERIFICA FATICA								
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m)	
SOVRAP-SOVRAN	99	100	50450	2120	587		0.239	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI 2T	G-G 2T (m)	
SOVRAP-SOVRAN	37	29	63052	19200	31069		0.066	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$ $\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$	
SOVRAP-SOVRAN	-	-	-12602	21320	47875			
VERIFICA FATICA "TUBO"								
$\Delta\sigma_{est}$ "tubo" (N/mm ²)			22.4		Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²)	82.52	
$\Delta\sigma_{int}$ "tubo" (N/mm ²)			15.2		Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²)	82.52	
VERIFICA FATICA "2T"								
$\Delta\sigma_{est}$ "2T" (N/mm ²)			6.1		Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²)	26.20	
$\Delta\sigma_{int}$ "2T" (N/mm ²)			-18.1		Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²)	26.20	

2.4.10 Sezione 9 - Sezione comp. Tubo+T – 3.5 m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc) sono riportate in Figura 2-15.

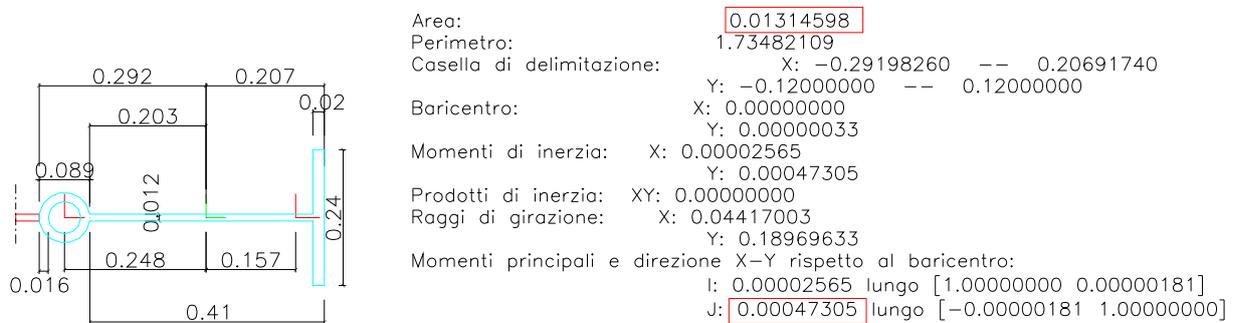
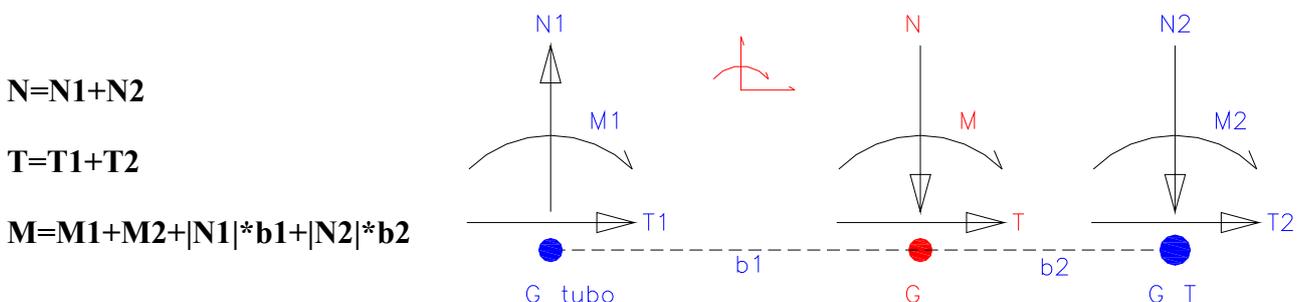


Figura 2-15 - Sezione comp. Tubo+T – 3.5 m sul P.F.

Sezione comp. Tubo+T 3.5 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)	9
Diametro tubo(m)	0.0889	0.0160061	7.832E-04	3.783E-03	2.682E-03	0.0073372	0.2211975	
Spessore tubo(m)	0.0160							
Larghezza ala (m)	0.2400			W int T (m ³)	W est T (m ³)	G-Y T int (m)	G-Y T est (m)	
Spessore ala (m)	0.0200			3.783E-03	3.858E-03	0.207	0.203	
Altezza anima+ala (m)	0.4100			W int Tubo (m ³)	W est Tubo (m ³)	G-Y tubo int (m)	G-Y tubo est (m)	
Spessore anima (m)	0.0120			3.858E-03	2.68E-03	0.203	0.292	

2.4.10.1 Verifiche di resistenza

Le caratteristiche di sollecitazione agenti su tale sezione composta, vengono ottenute combinando le sollecitazioni baricentriche dei singoli elementi strutturali (tubolare e Profilo a "T"), fornite dall'analisi F.E.M., tenendo conto della relativa posizione dei baricentri (indicati in Figura 2-15) come di seguito riportato per la combinazione PPPBVSP:



VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA						Coeff. di Amplificazione 2.26	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.248
PPPBVPSP_STAT	131	73	109734	2668	1670		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.157
PPPBVPSP_STAT	75	57	-165020	39326	25440		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	-	-	-55286	41995	80232		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)			
-24.7	26.5	5.72	28.3	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.248
PPPBVPSP_max	131	73	113951	2669	1677		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.157
PPPBVPSP_max	75	57	-111190	38481	25499		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	-	-	2762	41150	72892		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)			
-19.1	27.4	5.61	29.0	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.248
PPPBVPSP_min	131	73	67566	1694	1061		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.157
PPPBVPSP_min	75	57	-170743	25051	16178		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	-	-	-103176	26745	60802		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)			
-22.5	16.2	3.65	23.4	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.248
PPPAVNSN_max	131	73	-41799	-891	-576		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.157
PPPAVNSN_max	75	57	100557	-14386	-8992		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	-	-	58758	-15277	-35721		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)			
13.1	-9.6	-2.08	13.6	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.248
PPPAVNSN_min	131	73	-88184	-1866	-1191		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.157
PPPAVNSN_min	75	57	41004	-27816	-18313		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	-	-	-129188	-29681	-47811		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)			
4.6	-25.9	-4.05	26.8	190.0			

2.4.10.2 Verifica a fatica

Le verifiche a fatica vengono condotte ragionando in termini di incrementi di sollecitazione ΔN , ΔT , ΔM .

Gli incrementi di sollecitazione considerati costituiscono per la caratteristica di sollecitazione in esame la differenza tra il massimo e il minimo valore registrati nell'intervallo temporale considerato nell'analisi al passo per effetto della sola azione delle sovrappressioni aerodinamiche. Si tratta quindi di valori di inviluppo.

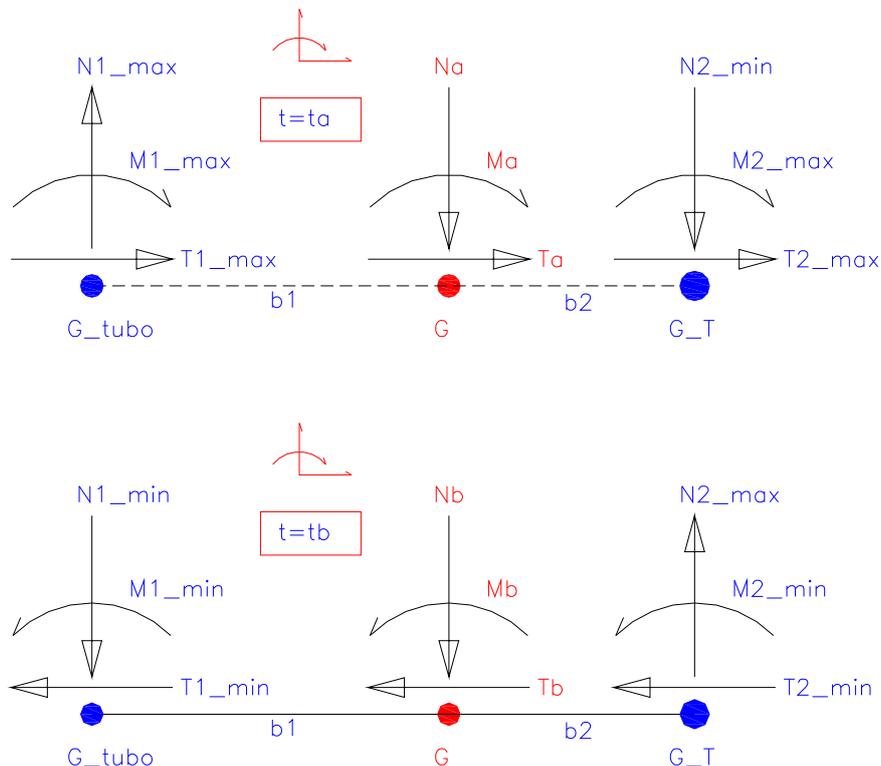
$$\Delta N = N_{\max} - N_{\min}$$

$$\Delta T = T_{\max} - T_{\min}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

Un'analisi dettagliata, che tenga conto della effettiva contemporaneità delle sollecitazioni dimostra che l'accoppiamento delle sollecitazioni è quello riportato nella figura seguente.

Detto t_a l'istante in cui nasce il valore massimo della sollecitazione M e t_b l'istante in cui nasce il valore minimo, si ha:



Pertanto risulta:

$$N_a = N_{1\max} + N_{2\min}$$

$$N_b = N_{1\min} + N_{2\max}$$

$$T_a = T_{1\max} + T_{2\min}$$

$$T_b = T_{1\min} + T_{2\min}$$

$$M_a = M_{1\max} + M_{2\max} + |N_{1\max}| \cdot b_1 + |N_{2\min}| \cdot b_2$$

$$M_b = M_{1\min} + M_{2\min} - |N_{1\min}| \cdot b_1 - |N_{2\max}| \cdot b_2$$

In definitiva

$$\Delta N = N_a - N_b = N_{1\max} + N_{2\min} - N_{1\min} - N_{2\max} = \Delta N_1 - \Delta N_2$$

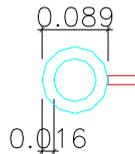
$$\Delta T = T_a - T_b = T_{1\max} + T_{2\min} - T_{1\min} - T_{2\min} = \Delta T_1 + \Delta T_2$$

$$\Delta M = M_a - M_b = M_{1\max} + M_{2\max} + |N_{1\max}| \cdot b_1 + |N_{2\min}| \cdot b_2 - M_{1\min} - M_{2\min} - (-|N_{1\min}| \cdot b_1) - (-|N_{2\max}| \cdot b_2) = \Delta M_1 + \Delta M_2 + \Delta N_1 \cdot b_1 + \Delta N_2 \cdot b_2$$

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.248
SOVRAP-SOVRAN	131	73	46385	975	615		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.157
SOVRAP-SOVRAN	75	57	59553	13430	9321		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$ $\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$
SOVRAP-SOVRAN	-	-	-13168	14405	30790		
VERIFICA FATICA "TUBO"							
			$\Delta\sigma_{est}$ "tubo" (N/mm ²) 10.7		Categoria particolare 56	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²) 26.20	
			$\Delta\sigma_{int}$ "tubo" (N/mm ²) 7.2		Categoria particolare 63	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²) 37.14	
VERIFICA FATICA "T"							
			$\Delta\sigma_{est}$ "T" (N/mm ²) 7.2		Categoria particolare 63	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²) 37.14	
			$\Delta\sigma_{int}$ "T" (N/mm ²) -9.0		Categoria particolare 140	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²) 82.52	

2.4.11 Sezione 10 – Tubolare 88.9x16 – 3.25 m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc.) sono riportate in Figura 2-16.



Area: 0.00366435
 Perimetro: 0.45804421
 Casella di delimitazione: X: -121.49000978 -- -121.40110978
 Y: -87.37847710 -- -87.28957710
 Baricentro: X: -121.44555978
 Y: -87.33402710
 Momenti di inerzia: X: 27.94887920
 Y: 54.04564276
 Prodotti di inerzia: XY: 38.86534358
 Raggi di girazione: X: 87.33403109
 Y: 121.44556265
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00000255 lungo [1.00000000 0.00000000]
 J: 0.00000255 lungo [0.00000000 1.00000000]

Figura 2-16 - Tubolare 88.9x16 – 3.25 m sul P.F.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		A	Jx	W int barr	W est barr	Aly	Ix
Tubo 3.25 m		(m ²)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(m ²)	(m)
Diametro (m)	0.0889	0.0036625	2.551E-06	5.740E-05	5.740E-05	0.0024172	0.0263938
Spessore (m)	0.0160						

10

2.4.11.1 Verifiche di resistenza

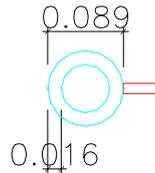
VERIFICA RESISTENZA						Coeff. di Amplificazione 2.26	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_S300	130	77	109803	2654	1005		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
12.5	47.5	1.1	47.5	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	130	77	114017	2635	1011		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
13.5	48.8	1.1	48.8	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	130	77	67636	1690	639		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
7.3	29.6	0.7	29.6	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	130	77	-41733	-925	-351		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
-5.3	-17.5	-0.4	17.5	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	130	77	-88113	-1870	-723		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
-11.5	-36.7	-0.8	36.7	190.0			

2.4.11.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$ $\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$
SOVRAP-SOVRAN	130	77	46381	945	372		
$\Delta\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\Delta\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)				Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm2)	
6.2					56	26.20	

2.4.12 Sezione 10a – Tubolare 88.9x16 – 2.1 m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc.) sono riportate in Figura 2-17.



Area: 0.00366435
 Perimetro: 0.45804421
 Casella di delimitazione: X: -121.49000978 -- -121.40110978
 Y: -87.37847710 -- -87.28957710
 Baricentro: X: -121.44555978
 Y: -87.33402710
 Momenti di inerzia: X: 27.94887920
 Y: 54.04564276
 Prodotti di inerzia: XY: 38.86534358
 Raggi di girazione: X: 87.33403109
 Y: 121.44556265
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00000255 lungo [1.00000000 0.00000000]
 J: 0.00000255 lungo [0.00000000 1.00000000]

Figura 2-17 - Tubolare 88.9x16 – 2.1 m sul P.F.

Tubo 3.25 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)
Diametro (m)	0.0889	0.0036625	2.551E-06	5.740E-05	5.740E-05	0.0024172	0.0263938
Spessore (m)	0.0160						

2.4.12.1 Verifiche di resistenza

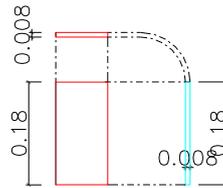
VERIFICA RESISTENZA						Coeff. di Amplificazione	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	67	27	133195	-4924	-153		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm ²)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
39.0	33.7	-2.0	39.2	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	67	27	134501	-3054	-89		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm ²)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
38.3	35.2	-1.3	38.3	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	67	27	84053	-5180	-168		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm ²)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
25.9	20.0	-2.1	26.1	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	67	27	-48880	3860	137		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm ²)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-15.7	-11.0	1.6	16.0	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	67	27	-99328	1734	59		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm ²)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-28.1	-26.1	0.7	28.2	190.0			

2.4.12.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA								
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	(N)	(N)	(Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$ $\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$	
SOVRAP-SOVRAN	67	27	50448	2126	79			
$\Delta\sigma_{int\ barr}$ (N/mm ²)	$\Delta\sigma_{est\ barr}$ (N/mm ²)	Categoria particolare				$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²)		
12.4		71				41.85		

2.4.13 Sezione 11 – Calastrello Tondo $\phi 30$ - Tubolare 88.9x16 – 2m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc.) sono riportate in Figura 2-18. Si tratta di uno dei due piatti di collegamento degli archi esterni con il tubolare; la coppia più sollecitata è quella posta più in basso.



Area: 0.00143999
 Perimetro: 0.37599801
 Casella di delimitazione: X: -30.02974521 -- -30.02174521
 Y: -25.21059854 -- -25.03059854
 Baricentro: X: -30.02574522
 Y: -25.12059903
 Momenti di inerzia: X: 0.90870294
 Y: 1.29821818
 Prodotti di inerzia: XY: 1.08613518
 Raggi di girazione: X: 25.12065277
 Y: 30.02574531
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00000001 lungo [0.00000025 -1.00000000]
 J: 0.00000389 lungo [1.00000000 0.00000025]

Figura 2-18 - Calastrello Tondo D30 - Tubolare 88.9x16 – 2m sul P.F.

Si trascura il contributo dei momenti e dei tagli nel piano orizzontale in quanto portati dal piatto orizzontale di irrigidimento disposto tra i due calastrelli.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE						
Calastrello Tondo-Tubo 2 m	A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	A _{ty} (m ²)	ix (m)
Altezza piatto (m)	0.1800	0.001440	3.89E-06	0.0000432	0.0000432	0.0012000
Spessore piatto (m)	0.0080					0.0519615

2.4.13.1 Verifiche di resistenza

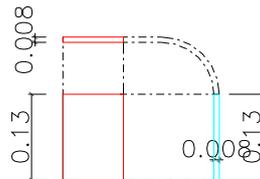
VERIFICA RESISTENZA						Coeff. di Amplificazione	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBPSP_STAT	53	28	-285	-15055	2433		
σ sup (N/mm ²)	σ inf (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-56.5	56.1	-12.5	60.5	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBPSP_max	53	28	-178	-9406	2520		
σ sup (N/mm ²)	σ inf (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
-58.5	58.2	-7.8	60.0	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBPSP_min	53	28	-296	-15597	1523		
σ sup (N/mm ²)	σ inf (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
-35.5	35.1	-13.0	42.0	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	53	28	205	11568	-867		
σ sup (N/mm ²)	σ inf (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
20.2	-19.9	9.6	26.2	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	53	28	87	5378	-1863		
σ sup (N/mm ²)	σ inf (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
43.2	-43.1	4.5	43.9	190.0			

2.4.13.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\tau < \Delta\tau_{am}$ $\Delta\sigma_{sup} < \Delta\sigma_{am}$
SOVRAP-SOVRAN	53	28	118	6191	997		
$\Delta\sigma$ sup (N/mm ²)	$\Delta\sigma$ inf (N/mm ²)	$\Delta\tau$ (N/mm ²)	Categoria particolare sigma	Categoria particolare tau	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm ²)	$\Delta\tau_{am}$ (N/mm ²)	
-23.0	23.2	5.2	63	80	37.14	53.28	

2.4.14 Sezione 12 – Calastrello Tondo $\phi 30$ - Tubolare 88.9x16 – 7m sul P.F.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc.) sono riportate in Figura 2-19. Si tratta di uno degli ultimi due piatti di collegamento degli archi esterni con il tubolare, posti in sommità; tale coppia è la più sollecitata. Si considera la sezione di attacco al tubolare.



Area: 0.00103999
 Perimetro: 0.27599801
 Casella di delimitazione: X: -30.02974521 -- -30.02174521
 Y: -24.93211537 -- -24.80211537
 Baricentro: X: -30.02574522
 Y: -24.86711587
 Momenti di inerzia: X: 0.64310494
 Y: 0.93760003
 Prodotti di inerzia: XY: 0.77651390
 Raggi di girazione: X: 24.86714418
 Y: 30.02574531
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00000001 lungo [0.00000047 -1.00000000]
 J: 0.00000146 lungo [1.00000000 0.00000047]

Figura 2-19 - Calastrello Tondo D30 - Tubolare 88.9x16 – 7m sul P.F.

Si trascura il contributo dei momenti e dei tagli nel piano orizzontale in quanto portati dal piatto orizzontale di irrigidimento disposto tra i due calastrelli.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE							
Calastrello Tondo-Tubo 7 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)
Altezza piatto (m)	0.1300	0.001040	1.46E-06	0.0000225	0.0000225	0.0008667	0.0375278
Spessore piatto (m)	0.0080						

12

2.4.14.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						Coeff. di Amplificazione	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	2.26 $\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	42	37	441	6751	-875		
σ sup (N/mm2)	σ inf (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
39.2	-38.4	7.8	41.5	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	42	37	442	7109	-553		
σ sup (N/mm2)	σ inf (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
25.0	-24.1	8.2	28.7	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	42	37	290	4254	-920		
σ sup (N/mm2)	σ inf (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
41.1	-40.5	4.9	42.0	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	42	37	-195	-2259	663		
σ sup (N/mm2)	σ inf (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
-29.6	29.3	-2.6	30.0	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	42	37	-347	-5114	296		
σ sup (N/mm2)	σ inf (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
-13.5	12.8	-5.9	16.9	190.0			

2.4.14.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\tau < \Delta\tau_{am}$ $\Delta\sigma_{sup} < \Delta\sigma_{am}$
SOVRAP-SOVRAN	42	37	152	2855	367		
$\Delta\sigma$ sup (N/mm2)	$\Delta\sigma$ inf (N/mm2)	$\Delta\tau$ (N/mm2)	Categoria particolare sigma	Categoria particolare tau	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm2)	$\Delta\tau_{am}$ (N/mm2)	
-16.1	16.4	3.3	63	80	37.14	53.28	

2.4.15 Sezione 13 –Tondo $\phi 30$ – 2m sul P.F.

Si tratta di un tondo pieno di diametro 30mm. Poiché l'elemento strutturale preso in considerazione è molto snello, e l'asse dell'asta possiede una modesta curvatura prestabilita ($R=31.94m$), si procede alla verifica a presso flessione mettendo in conto la massima eccentricità geometrica pari a 0.0036 m.

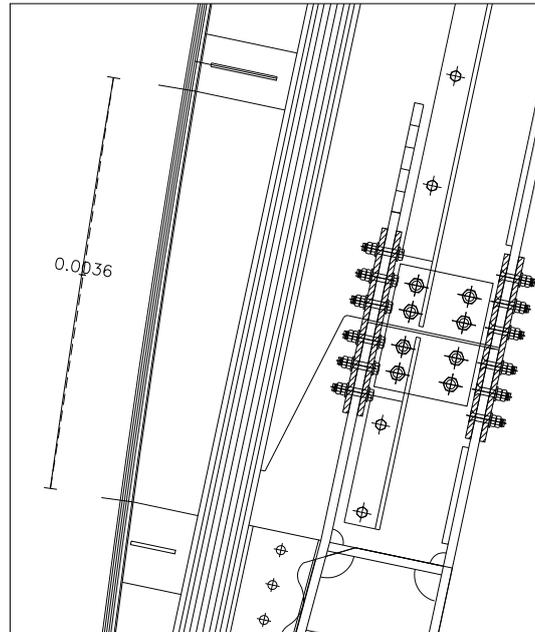


Figura 2-20 – Archi $\phi 30$ - Individuazione della massima eccentricità;

Pertanto la sezione viene verificata considerando uno sforzo normale N (risultante dall'analisi f.e.m.) e un momento $M=N*0.0036$. Per i tagli si fa riferimento ai valori forniti dall'analisi f.e.m.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE							
Tondo $\phi 30$ 2.0 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aly (m ²)	Ix (m)
Diametro (m)	0.0300	0.000707	3.98E-08	0.0000027	0.0000027	0.0006362	0.0075010

2.4.15.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						Coeff. di Amplificazione 2.26	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_S300	51	46	15233	66	55		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)			
20.7	-20.7	0.1	20.7	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	51	46	15778	70	57		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)			
21.4	-21.4	0.1	21.4	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	51	46	9543	39	34		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)			
13.0	-13.0	0.1	13.0	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	51	46	-5354	-31	-19		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)			
-7.3	7.3	0.0	7.3	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	51	46	-11589	-61	-42		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)			
-15.7	15.7	-0.1	15.7	190.0			

2.4.15.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am}$
SOVRAP-SOVRAN	51	46	6235	30	22		
$\Delta\sigma_{int\ barr}$ (N/mm2)	$\Delta\sigma_{est\ barr}$ (N/mm2)			Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm2)		
17.3	0.4			56	26.20		

2.4.16 Verifica del collegamento montante in acciaio - manufatto in C.A.

Il collegamento viene realizzato con una sella in acciaio, costituita da piatti di spessore 20 mm, annegata nel calcestruzzo e con 6+6 barre quadre passanti trasversalmente nel calcestruzzo e saldate a cordone d'angolo sui piatti della sella: le 2 file superiori sono realizzate con barre quadre 40x40, mentre le 4 file inferiori con barre quadre 30x30; le sollecitazioni derivanti dal montante in acciaio vengono trasferite al calcestruzzo, sia attraverso il giunto superiore sia attraverso il giunto laterale. In corrispondenza al collegamento laterale esterno è disposto internamente un piatto d'anima di spessore 20mm, saldato ai due piatti d'ala. Su tale piatto vengono ricavati degli slot per consentire il passaggio dei ferri di ripartizione della base in calcestruzzo.

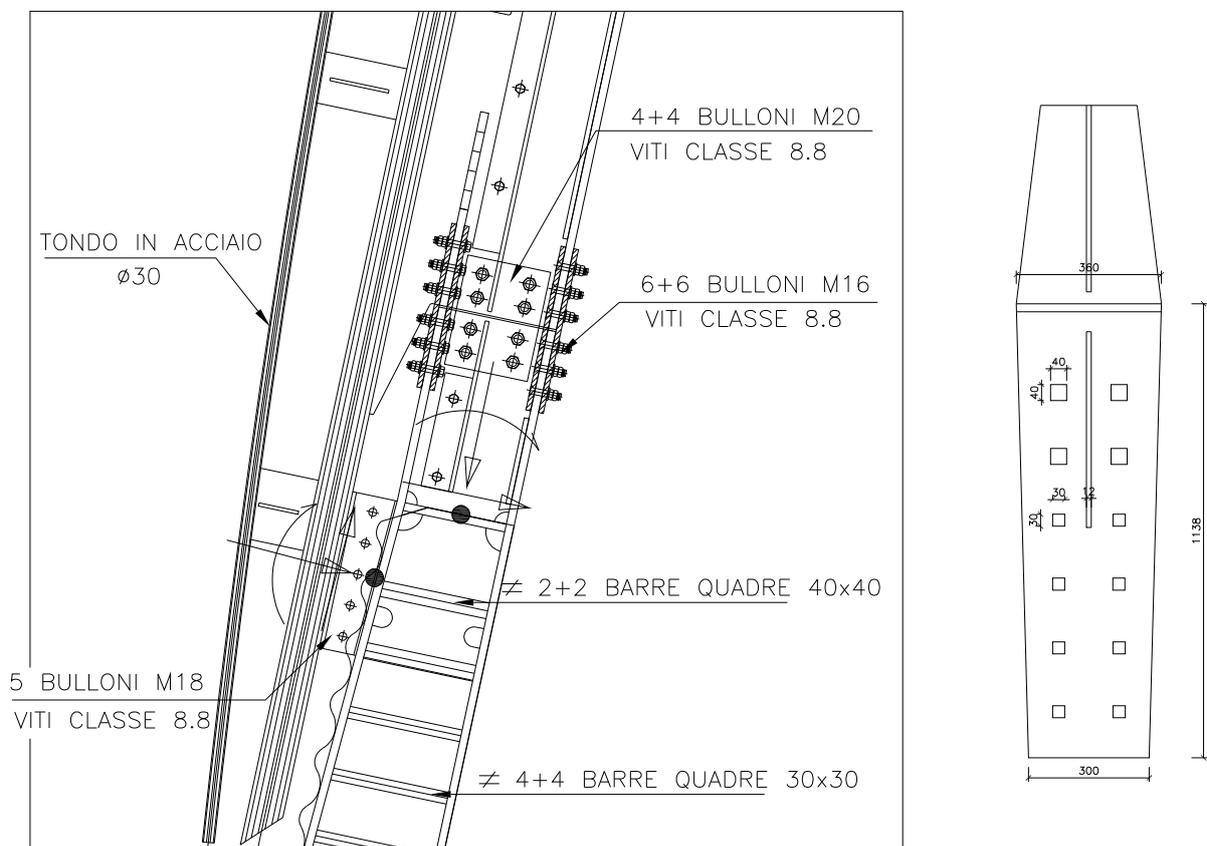


Figura 2-21 -Sella annegata nella base in calcestruzzo.

Si procede di seguito alle verifiche a fatica e resistenza delle barre quadre annegate nel calcestruzzo, alla verifica a schiacciamento del calcestruzzo, alla verifica a fatica del piatto d'anima. Per ottenere le sollecitazioni necessarie a eseguire tali verifiche si è messo a punto un modello del collegamento agli elementi finiti descritto nel seguito.

2.4.16.1 Descrizione del modello f.e.m. del collegamento acciaio-calcestruzzo

Si tratta un modello agli elementi finiti realizzato in Straus 7.2 che riproduce fedelmente la geometria del collegamento (vedi Figura 2-22).

I piatti di acciaio che costituiscono le ali e l'anima del profilo annegato sono stati modellati mediante elementi "shell" disposti nei piani baricentrici. Nella modellazione si è tenuto conto della particolare geometria dei piatti e della presenza delle asole per il passaggio delle armature di ripartizione della base.

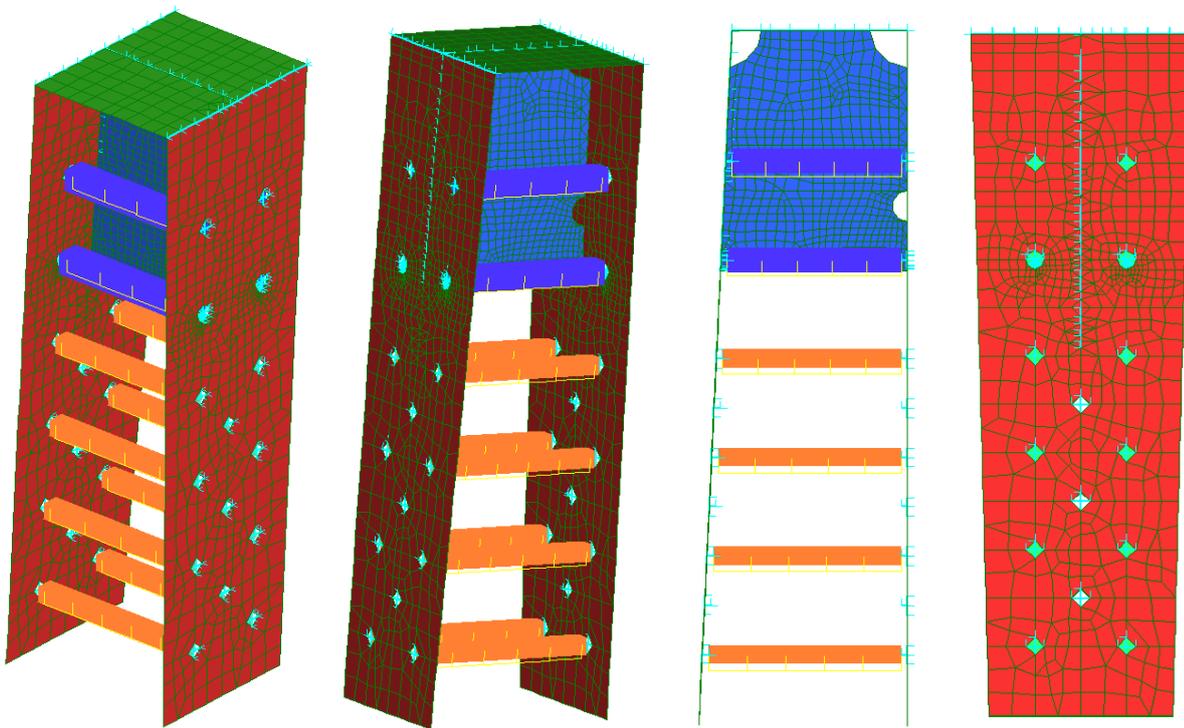


Figura 2-22 - Modello f.e.m. del collegamento acciaio-calcestruzzo – viste e prospetti;

Le barre quadre annegate nel calcestruzzo sono state modellate con elementi "beam" di lunghezza pari a quella effettiva. Il collegamento con gli elementi "shell" è stato eseguito utilizzando "link" rigidi con i quali si è tenuto conto anche dello spessore effettivo dei piatti d'ala. Altri "link" rigidi sono stati utilizzati per schematizzare le sezioni di attacco del collegamento laterale sul piatto lato esterno binario in corrispondenza al piatto d'anima, e la sezione di attacco sul piatto superiore.

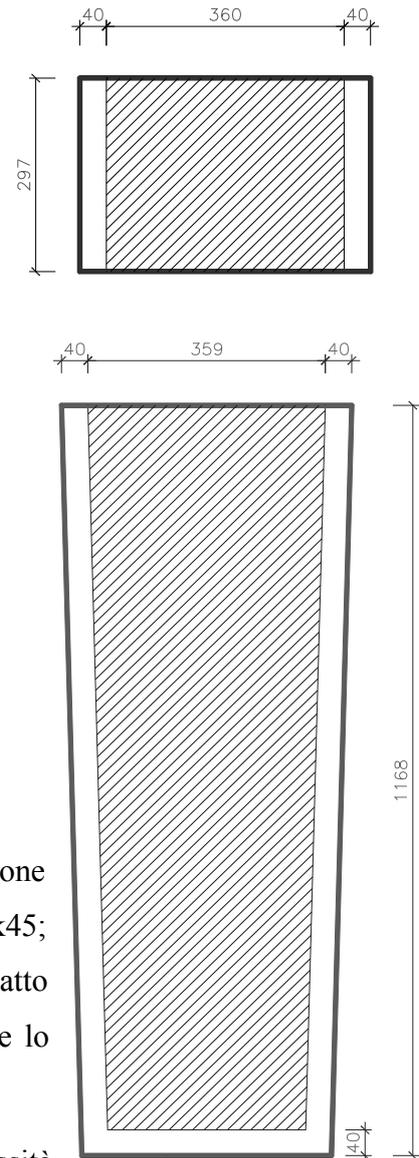
A tali sezioni "rigide" vengono applicate le sollecitazioni ottenute mediante l'analisi globale della struttura al Sap 2000. come carichi nodali (N, M, T) applicati nei rispettivi baricentri (vedi Figura 2-21).

La sella metallica così modellata è annegata nella base in calcestruzzo. L'interazione tra i piatti di acciaio, le barre quadre e il calcestruzzo è schematizzata utilizzando molle di rigidità e di caratteristiche opportune.

Il piatto superiore e i piatti laterali del collegamento sono appoggiati su un letto di molle reagenti solo a compressione la cui rigidità (assegnata come rigidità per unità di superficie) è stata così valutata:

Piatto Superiore	A _{piatto} = 0.10692 m ²
E= 38237 N/mm ²	$K_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot A_{cls}}{S_{cls}}$
A _{infl} = 130680 mm ²	
S=3D= 60 mm	
K= 83279668540 N/m	
K/A= 7.78897E+11 (N/m)/m ²	

Piatto laterale	A _{piatto} = 0.372027 m ²
E= 38237 N/mm ²	$K_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot A_{cls}}{S_{cls}}$
A _{infl} = 477478 mm ²	
S=3D= 60 mm	
K= 3.04287E+11 N/m	
K/A= 8.17916E+11 (N/m)/m ²	



In sostanza si assegna alle molle la rigidità assiale a compressione relativa a una porzione di calcestruzzo reagente (Rck45; E=5700*(45)^{0.5}) avente un'area di base pari a quella del piatto aumentata di 2 volte lo spessore D e una altezza pari a 3 volte lo spessore D, mentre la rigidità a trazione è nulla.

L'utilizzazione di vincoli non lineari impone ovviamente la necessità di eseguire sul modello un'analisi al passo di tipo non lineare.

Le barre quadre sono appoggiate su un letto di molle reagenti sia a trazione che a compressione (poiché il calcestruzzo avvolge completamente la barra) la cui rigidità è stata valutata in funzione del "coefficiente di sottofondo del calcestruzzo". La scelta di assegnare la rigidità del supporto

in funzione di questo parametro nasce dalla necessità di mettere in relazione la capacità portante del sistema di collegamento alle caratteristiche geometriche e meccaniche del connettore e del supporto. Il valore da assegnare al coefficiente di sottofondo del calcestruzzo, inteso come la pressione che provoca lo spostamento unitario, è stato valutato come di seguito descritto.

RigiditàCLS quadro 40X40			
d=	4	cm	largh
b=	4	cm	altezza
$J=d*b^3/12=$	21.333	cm^4	
E=	2100000	kg/cm^2	
EJ=	44800000	$kg\ cm^2$	
$f_{yd}=$	2650	kg/cm^2	Fe430
$f_{cd}=$	3735	kg/cm^2	Rck45
$K_w=$	3.012E+11	$N/m/m^2$	
$K=K_w*2d=$	2.410E+10	$N/m/m$	

RigiditàCLS quadro 30X30			
d=	3	cm	largh
b=	3	cm	altezza
$J=d*b^3/12=$	6.750	cm^4	
E=	2100000	kg/cm^2	
EJ=	14175000	$kg\ cm^2$	
$f_{yd}=$	2650	kg/cm^2	Fe430
$f_{cd}=$	3735	kg/cm^2	Rck45
$K_w=$	4.016E+11	$N/m/m^2$	
$K=K_w*2d=$	2.410E+10	$N/m/m$	

Valutazione del coefficiente di sottofondo del calcestruzzo come supporto di un elemento annegato

Una barra annegata nel calcestruzzo è schematizzabile come un'asta inserita in un mezzo elastico (vedi Figura 2-23). Presso il bordo anteriore si produce una punta elevata di pressione che è funzione della rigidezza a flessione e della resistenza dell'asta stessa, nonché del modulo di elasticità E del calcestruzzo reagente (rigidezza del supporto).

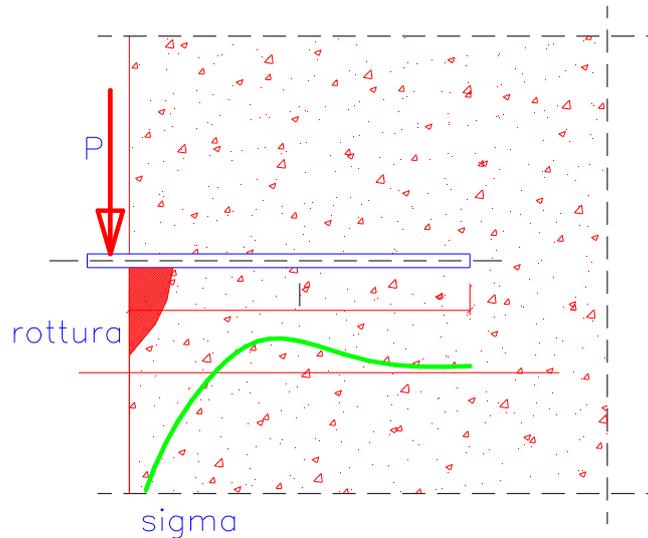


Figura 2-23 - Andamento delle tensioni su un'asta inserita nel calcestruzzo

In mancanza di valori affidabili relativi al comportamento del calcestruzzo sotto questo tipo di sollecitazione non è possibile un trattamento teorico sicuro, pertanto si fa riferimento a risultati sperimentali come quelli di B.H. Rasmussen, codificati anche dal MC90 (par. 3.10 "Dowel Action"). Questo autore indica, nel caso in cui il calcestruzzo di bordo sia confinato da una piastra (come nel caso in esame), che il carico di rottura ultimo per il collegamento vale:

$$P_U = 2.5 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}$$

dove:

ϕ è il diametro della barra;

f_{cd} è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo in kg/cm²;

f_{yd} è il valore di progetto della tensione di snervamento del bullone in kg/cm²;

Per l'applicazione di tale equazione, Rasmussen propone come coefficiente di sicurezza $n=5$, per garantire che lo spostamento della barra nel punto di carico sotto il carico di servizio, rimanga al di sotto di 0.005ϕ .

Pertanto si ammette che sotto il carico $P_{am}=P_u/5$ si abbia uno spostamento $v=0.005\phi$, da cui si ricava immediatamente la **rigidezza del supporto**:

$$K = \frac{P_{am}}{v} = \frac{P_u / 5}{0.005 \cdot \phi} = \frac{2.5 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}{0.005 \cdot \phi} = \frac{\phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}{0.005 \cdot \phi} = \frac{\phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}{2} \cdot \frac{1}{0.005 \cdot \phi} =$$

$$= \frac{\phi \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}{2} \cdot \frac{1}{0.005} = \frac{\phi \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}{0.01} = 100 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}$$

Il valore di tale rigidezza può essere valutato anche assimilando la barra ad un "palo" immerso nel terreno con la sommità impedita di ruotare. In tal caso, se si accetta l'ipotesi di comportamento elastico lineare é per il palo é per il terreno, è noto che una forza H applicata in sommità del palo provoca uno spostamento orizzontale al massimo pari a:

$$y_{\max} = \frac{H \cdot L_0^3}{4EJ}$$

dove:

$$L_0 \text{ è la lunghezza elastica del palo e vale } L_0 = \left(\frac{4EJ}{E_s} \right)^{1/4};$$

EJ è la rigidezza flessionale del palo;

E_s è il modulo di elasticità del suolo e vale $E_s = K_w \mathbf{B}$, essendo K_w il coefficiente di sottofondo (la nostra incognita) e $\mathbf{B} = 2\phi$ la larghezza della zona interessata dal palo nei suoi spostamenti;

Pertanto la **rigidezza del sistema** si valuta immediatamente come:

$$K = \frac{H}{y_{\max}} = \frac{H}{\frac{H \cdot L_0^3}{4EJ}} = \frac{4EJ}{L_0^3}$$

Da cui

$$K = \frac{4EJ}{L_0^3} = \frac{4EJ}{\left(\frac{4EJ}{E_s}\right)^{3/4}} = \frac{4EJ}{\left(\frac{4EJ}{K_w \cdot 2 \cdot \phi}\right)^{3/4}} = \frac{4EJ}{\left(\frac{2EJ}{K_w \cdot \phi}\right)^{3/4}} = \frac{2 \cdot (2EJ)^{4/4}}{\left(\frac{2EJ}{K_w \cdot \phi}\right)^{3/4}} = 2 \cdot (2EJ)^{4/4} \cdot \frac{(2EJ)^{-3/4}}{(K_w \cdot \phi)^{-3/4}} =$$

$$= 2 \cdot (2EJ)^{1/4} \cdot (K_w \cdot \phi)^{3/4}$$

Eguagliando la rigidezza così calcolata con quella valutata precedentemente con le equazioni di Rasmussen si ottiene:

$$2 \cdot (2EJ)^{1/4} \cdot (K_w \cdot \phi)^{3/4} = 100 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}$$

A questo punto si può ottenere il coefficiente di sottofondo K_w risolvendo l'equazione.

$$(2EJ)^{1/4} \cdot (K_w \cdot \phi)^{3/4} = 50 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} ;$$

$$(2EJ)^{1/4} \cdot (K_w \cdot \phi)^{3/4} = 50 \cdot \phi \cdot (f_{cd} \cdot f_{yd})^{1/2} ;$$

$$(K_w \cdot \phi)^{3/4} = 50 \cdot \phi \cdot \frac{(f_{cd} \cdot f_{yd})^{2/4}}{(2EJ)^{1/4}} ; \quad (K_w \cdot \phi)^{3/4} = 50 \cdot \phi \cdot \frac{(f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2)^{1/4}}{(2EJ)^{1/4}} ;$$

$$(K_w \cdot \phi)^{3/4} = 50 \cdot \phi \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ}\right)^{1/4} ; \quad [(K_w \cdot \phi)^{3/4}]^{4/3} = \left[50 \cdot \phi \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ}\right)^{1/4}\right]^{4/3} ;$$

$$K_w \cdot \phi = \left[50 \cdot \phi \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ}\right)^{1/4}\right]^{4/3} ; \quad K_w = 50^{4/3} \cdot \phi^{4/3} \cdot \phi^{-1} \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ}\right)^{1/3}$$

$$K_w = 50^{4/3} \cdot \phi^{1/3} \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ}\right)^{1/3} = \sqrt[3]{6250000 \cdot \phi \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ}\right)}$$

In definitiva:

$$K_w = 184.2 \cdot \sqrt[3]{\phi \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ}\right)}$$

dove

ϕ è il diametro della barra;

f_{cd} è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo in kg/cm^2 ;

f_{yd} è il valore di progetto della tensione di snervamento del bullone in kg/cm^2 ;

EJ è la rigidezza flessionale del connettore;

Nel caso in oggetto si ha:

d=	4	cm	largh
b=	4	cm	altezza
$J=d \cdot b^3 / 12 =$	21.333	cm^4	
E=	2100000	kg/cm^2	
EJ=	44800000	kg cm^2	
$f_{yd} =$	2650	kg/cm^2	Fe430
$f_{cd} =$	3735	kg/cm^2	Rck45

$$K_w = 184.2 \cdot \sqrt[3]{\phi \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ} \right)}$$

$K_w =$	3.012E+11	N/m/m^2
---------	------------------	------------------

2.4.16.2 Verifiche a fatica dei connettori

Le barre quadre 40x40 e 30x30 sono saldate ai piatti della sella, mediante un cordone d'angolo 10x10. Pertanto si procede alla verifica delle barre, in quanto le saldature sono automaticamente verificate essendo dotate in entrambi i casi di un'inerzia pari a più del doppio di quella della barra (vedi Figura 2-24) e quindi a parità di sollecitazioni a tensioni dimezzate.

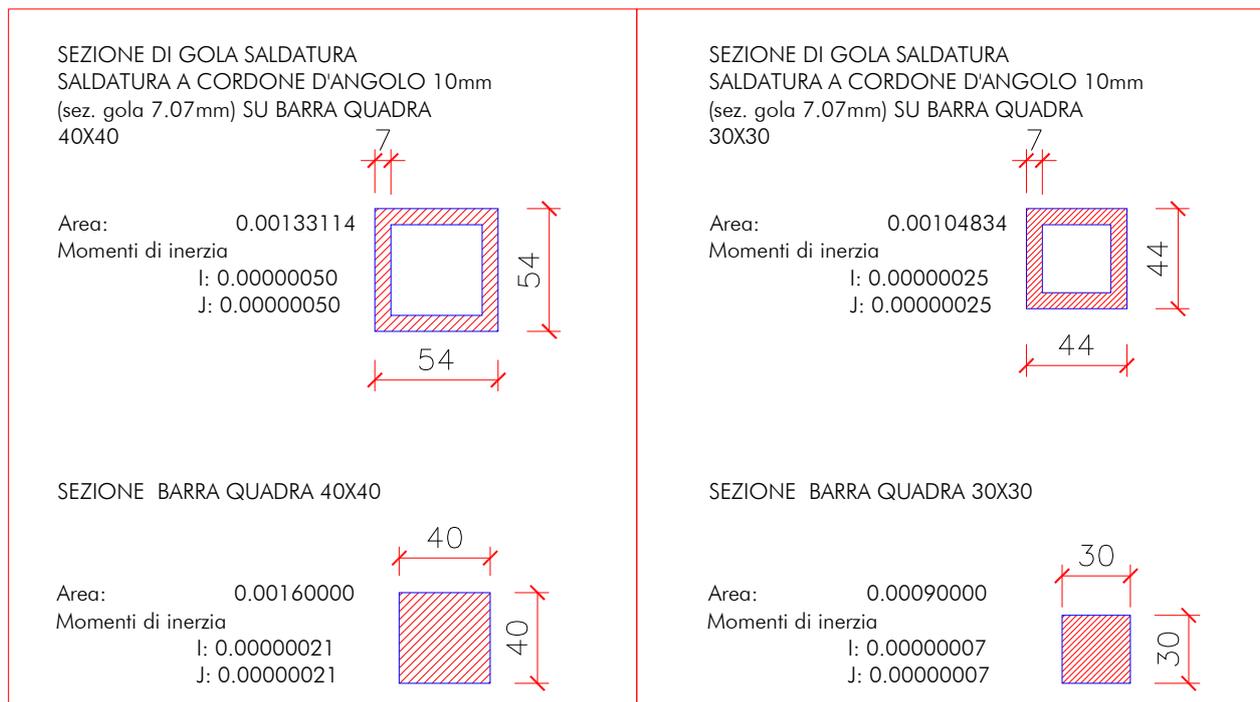


Figura 2-24 - Caratteristiche meccaniche e geometriche dei connettori e delle saldature;

Per le verifiche a fatica sono state considerate le seguenti condizioni di carico:

- condizione “**t=1.638sec**” – si tratta della disposizione di carico superiore e laterale che la sella subisce in corrispondenza all’istante $t=1.638$ sec per effetto della sovrappressione aerodinamica a $V=200\text{km/h}$; in tale istante si registra il massimo valore del momento flettente nell’ambito dell’analisi al passo eseguita sulla struttura in SAP2000 .
- condizione “**t=2.020sec**” – si tratta della disposizione di carico superiore e laterale che la sella subisce in corrispondenza all’istante $t=2.020$ sec per effetto della sovrappressione aerodinamica a $V=300\text{km/h}$; in tale istante si registra il minimo valore del momento flettente nell’ambito dell’analisi al passo eseguita sulla struttura in SAP2000.

		ATTACCO SUPERIORE		N	V	M
				[N]	[N]	[N m]
t[sec]						
1.638	Spinta verso int.	V200	Nmin-Mmax	-38572	11942	19249
2.02	Spinta verso est.	V200	Nmax-Mmin	24480	-7258	-11820

		ATTACCO LATERALE		N	V	M
				[N]	[N]	[N m]
t[sec]						
1.638	Spinta verso int.	V200	Nmax-Mmax	-2611	38449	5822
2.02	Spinta verso est.	V200	Nmin-Mmin	1722	-24345	-3689

Queste prime due condizioni di carico sono state utilizzate per ricavare le sollecitazioni con cui eseguire le verifiche a fatica delle barre.

Per la barra 40x40 più sollecitata risulta:

Giunto in croce - cordone d'angolo

VERIFICA A FATICA 40X40

$\Delta\sigma_A = 63$

d	b	A	$J_x = b \cdot d^3 / 12$	W_x	N_{max}	M_{2max}	$\sigma_{max.s} = N/A - M/W_x$	$\sigma_{max.i} = N/A + M/W_x$
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[N]	[N m]	[MPa]	[MPa]
40	40	1600	213333	10667	7271	-189	22.30	-13.21

d	b	A	$J_x = b \cdot d^3 / 12$	W_x	N_{max}	M_{2max}	$\sigma_{min.s} = N/A - M/W_x$	$\sigma_{min.i} = N/A + M/W_x$
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[N]	[N m]	[MPa]	[MPa]
40	40	1600	213333	10667	1262	47	-3.60	5.18

$\Delta\sigma_s$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma_{At}$	$\Delta\sigma_D$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
25.90	-18.38	25.90	56.02	33.02

Per la barra 30x30 più sollecitata risulta:

Giunto in croce - cordone d'angolo

VERIFICA A FATICA 30X30

$\Delta\sigma_A = 63$

d	b	A	$J_x = b \cdot d^3 / 12$	W_x	N_{max}	M_{2max}	$\sigma_{max.s} = N/A - M/W_x$	$\sigma_{max.i} = N/A + M/W_x$
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[N]	[N m]	[MPa]	[MPa]
30	30	900	67500	4500	660	-103	23.55	-22.09

d	b	A	$J_x = b \cdot d^3 / 12$	W_x	N_{max}	M_{2max}	$\sigma_{min.s} = N/A - M/W_x$	$\sigma_{min.i} = N/A + M/W_x$
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[N]	[N m]	[MPa]	[MPa]
30	30	900	67500	4500	384	18	-3.47	4.33

$\Delta\sigma_s$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma_{At}$	$\Delta\sigma_D$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
27.03	-26.41	27.03	60.19	35.48

La verifiche sono soddisfatte.

2.4.16.3 Verifiche di resistenza dei connettori

Per le verifiche di resistenza sono state considerate le seguenti condizioni di carico:

- condizione PPPBVSP_S200 – si tratta della disposizione di carico superiore e laterale che la sella subisce in corrispondenza alla condizione di carico analoga PPPBVSP_S200 nell'ambito dell'analisi al passo eseguita sulla struttura in SAP2000.
- condizione PPPAVNSN_S200 – si tratta della disposizione di carico superiore e laterale che la sella subisce in corrispondenza alla condizione di carico analoga PPPAVNSN_S200 nell'ambito dell'analisi al passo eseguita sulla struttura in SAP2000).

		ATTACCO SUPERIORE		
		N	V	M
		[N]	[N]	[N m]
Spinta verso int.	PPPBVPSP_S200	-194095	59109	86650
Spinta verso est.	PPPAVNSN_S200	119508	-47933	-68981

		ATTACCO LATERALE		
		N	V	M
		[N]	[N]	[N m]
Spinta verso int.	PPPBVPSP_S200	-10565	163093	24698
Spinta verso est.	PPPAVNSN_S200	8754	-134269	-20279

Queste prime due condizioni di carico sono state utilizzate per ricavare le sollecitazioni con cui eseguire le verifiche di resistenza delle barre.

Per la barra 40x40 più sollecitata risulta:

VERIFICA DI RESISTENZA 40X40

d	b	A	$J_x = b \cdot d^3 / 12$	W_x	At
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ²]
40	40	1600	213333	10667	1600
40	40	1600	213333	10667	1600

	N	V	M	$\sigma = N/A + M/W_x$	$\sigma = N/A - M/W_x$	$\tau = V/At$	$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5}$
	[N]	[N]	[N m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_S200	31413	43915	-809	-56.25	95.52	27.45	106.70
PPPAVNSN_S200	78071	-38752	-626	-9.87	107.46	-24.22	115.36

Per la barra 30x30 più sollecitata risulta:

VERIFICA DI RESISTENZA 30X30

d	b	A	$J_x=b*d^3/12$	W_x	At
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ²]
30	30	900	67500	4500	900
30	30	900	67500	4500	900

	N	V	M	$\sigma=N/A+M/W_x$	$\sigma=N/A-M/W_x$	$\tau=V/At$	$\sigma_{id}=(\sigma^2+3\tau^2)^{0.5}$
	[N]	[N]	[N m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_S200	2865	27027	-441	-94.86	101.22	30.03	113.80
PPPAVNSN_S200	2180	-17195	-268	-57.10	61.95	-19.11	70.23

Le verifiche sono soddisfatte.

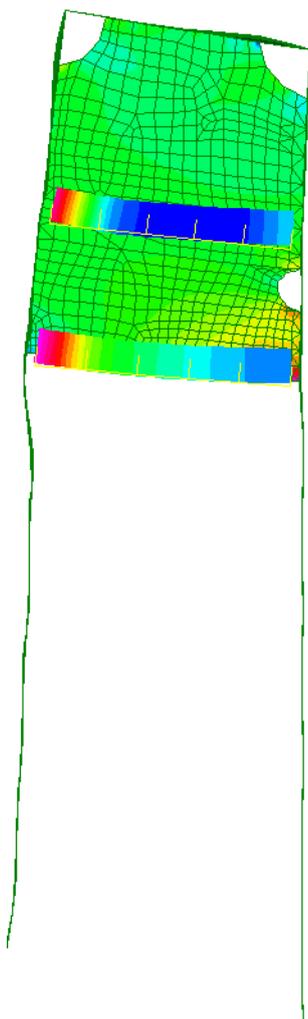
2.4.16.4 Verifiche a schiacciamento locale del calcestruzzo

Si verifica che le tensioni di compressione indotte sul calcestruzzo dalle barre per effetto delle sollecitazioni trasmesse dalle facce della sella, non superino il valore ammissibile previsto $\sigma_{amm.cls} = R_{ck}/1.3$.

Il valore massimo della tensione sul calcestruzzo si ricava moltiplicando il coefficiente di sottofondo del calcestruzzo per il valore massimo dello spostamento del connettore nel piano verticale, che si raggiunge in corrispondenza della condizione di carico PPPBVSP_S200.

Barre 40x40

Dalla figura seguente si evince che il valore tensionale del calcestruzzo è superiore al valore ammissibile pari a 13.5 MPa. Poiché, però, tale tensione si ottiene da un valore di picco puntuale della sollecitazione, la verifica si considera comunque soddisfatta.



Tensione massima sul calcestruzzo

Coeff. Sottofondo del CLS
Spostamento max

$K_w = 3.012E+11 \text{ N/m/m}^2$
 $w_{max} = 5.53E-05 \text{ m}$

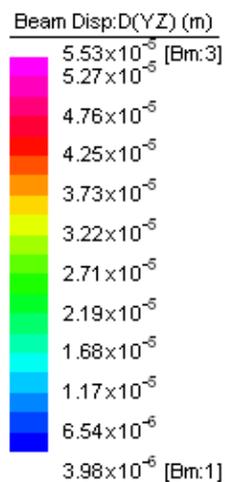
Sigma sul calcestruzzo

$\sigma_{cls} = K_w * w_{max} = 16.66 \text{ Mpa}$

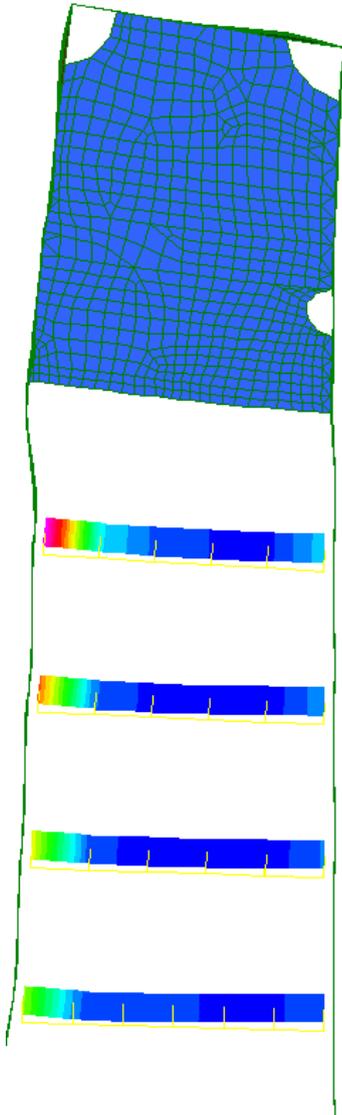
Sigma ammissibile sul cls

$\sigma_{amm.cls} = 34.62 \text{ Mpa}$

$\sigma_{cls} < \sigma_{amm.cls}$ ok



Barre 30x30



Tensione massima sul calcestruzzo

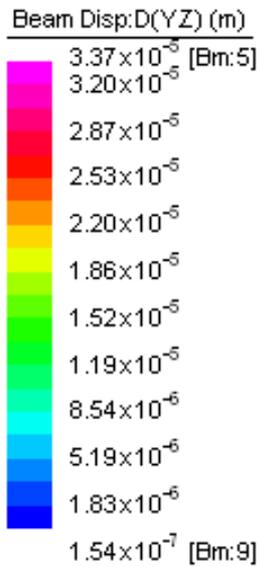
Coeff. Sottofondo del CLS
 Spostamento max

$K_w = 4.016E+11 \text{ N/m/m}^2$
 $w_{max} = 3.37E-05 \text{ m}$

Sigma sul calcestruzzo
 Sigma ammissibile sul cls

$\sigma_{cls} = K_w * w_{max} = 13.54 \text{ Mpa}$
 $\sigma_{amm-cls} = 34.62 \text{ Mpa}$

$\sigma_{cls} < \sigma_{amm-cls}$ ok



2.4.16.5 Verifiche a fatica del piatto d'anima

Si procede ad un controllo delle tensioni in corrispondenza delle zone di estremità del piatto d'anima, in corrispondenza ai quali si ha una forte concentrazione di tensioni.

La verifica a fatica si ritiene soddisfatta se risulta $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{amm}$;

Si indagano, in particolare, i punti A, B, C (vedi Figura 2-25).

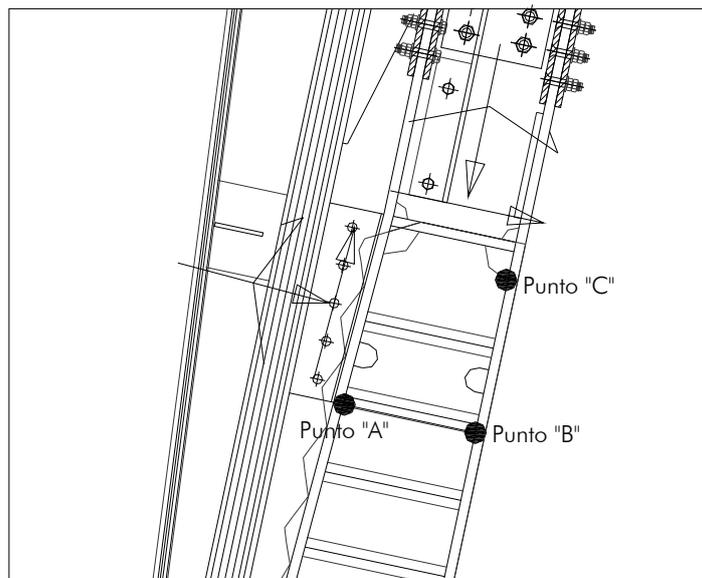
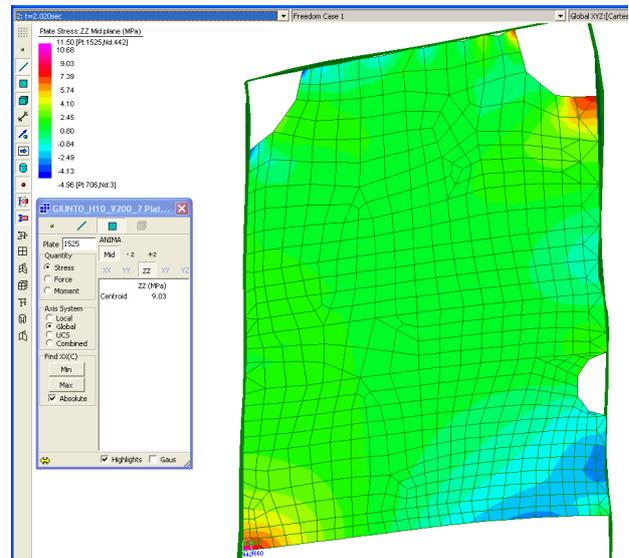
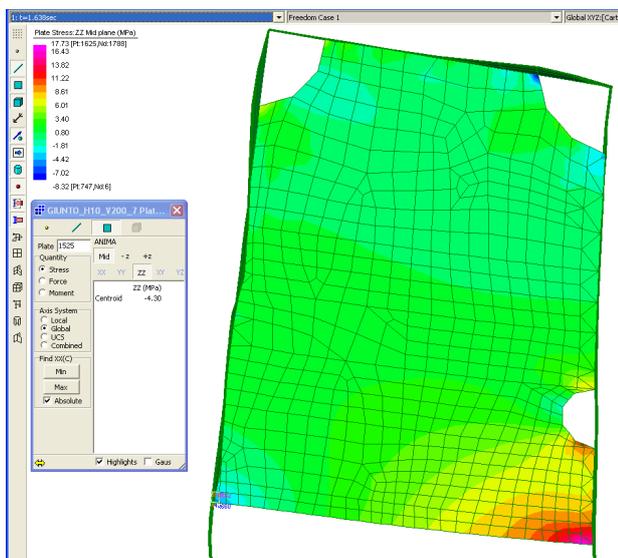


Figura 2-25 – Verifica a fatica del piatto d'anima – punti di massima concentrazione delle tensioni;

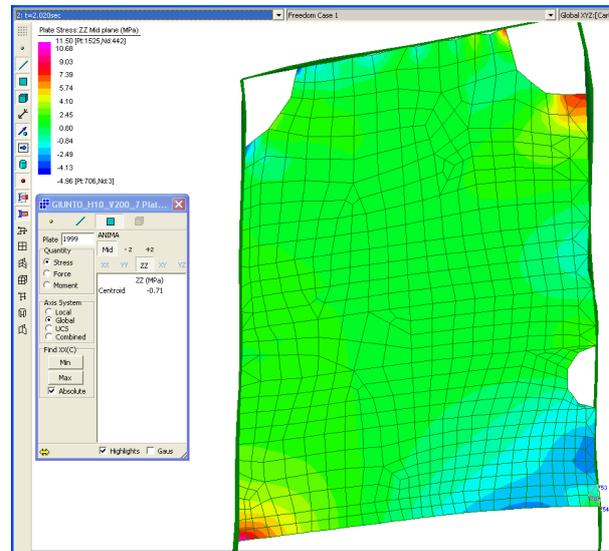
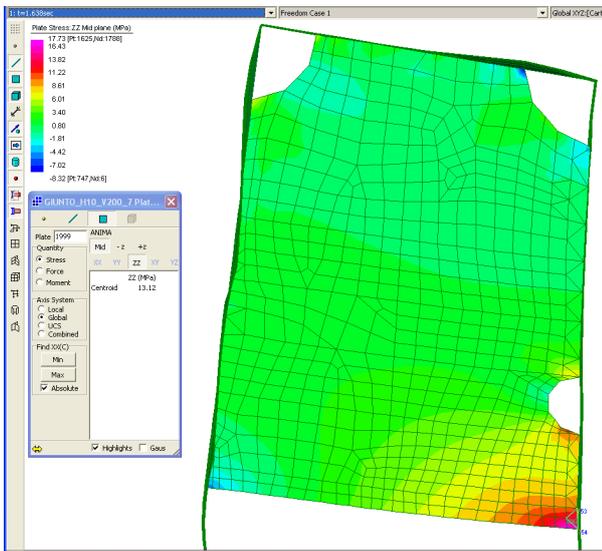
Verifica Punto "A"

$$\Delta\sigma = 13.33 \text{ MPa}$$



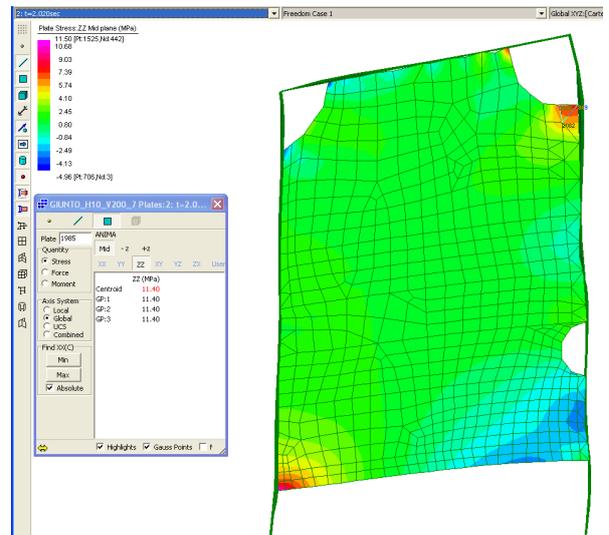
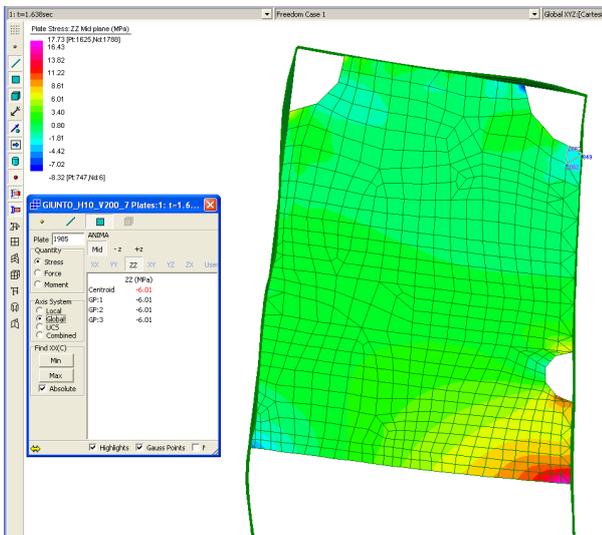
Verifica Punto "B"

$\Delta\sigma = 13.83 \text{ MPa}$



Verifica Punto "C"

$\Delta\sigma = 17.41 \text{ MPa}$



La verifica è soddisfatta essendo $\Delta\sigma_{amm} = 26.2 \text{ MPa (cat. 56)} > \Delta\sigma_{max} = 17.41 \text{ MPa}$.

2.4.17 Verifica del collegamento bullonato a quota 2.5 m sul P.F.

Si procede alle verifiche di resistenza e fatica del giunto bullonato posto a quota 2.5 m sul piano ferro le cui caratteristiche sono riportate nella seguente Figura 2-26.

Si precisa che questo collegamento è calcolato come giunto "a taglio" e non "ad attrito" e che nelle verifiche si è sempre considerata la presenza di bulloni con gambo non filettato, con area resistente pari all'area lorda ($\pi\phi^2/4$).

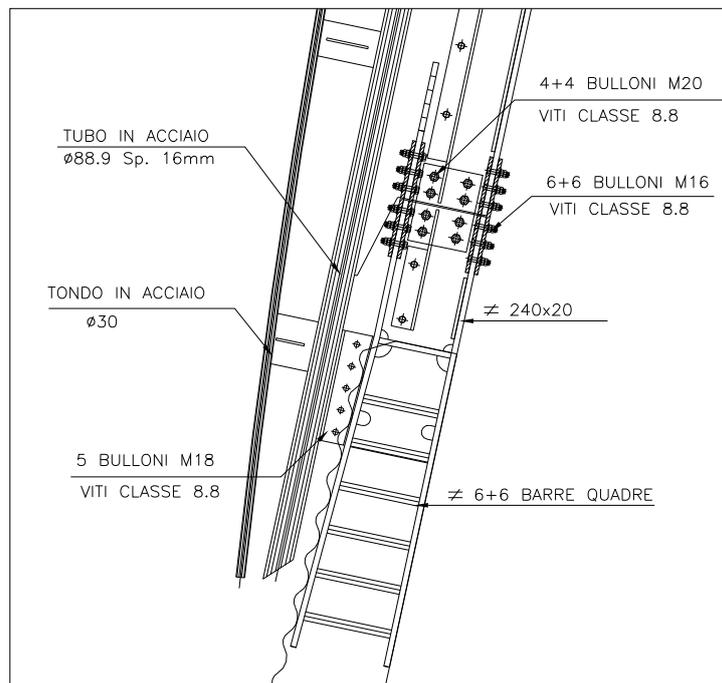
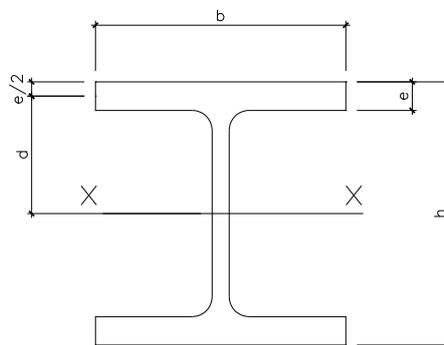


Figura 2-26 - Giunto bullonato a quota 2.5m su P.F.



Con riferimento alla figura precedente indichiamo con:

A_{bp} area gambo bullone sulla piattabanda

A_{ba} area gambo bullone sull'anima

$M_p = b * e * (d_1^2 + d_2^2) * M_x / J_x$ quota del momento M_x trasmesso dai coprigiunti dalle ali

$M_a = (1 - b * e * (d_1^2 + d_2^2) / J_x) * M_x$ quota del momento M_x trasmesso dai coprigiunti dall'anima

$N_p = 2 * b * e * N / A$ quota dello sforzo normale N trasmesso dai coprigiunti dalle ali

$N_a = (1 - 2 * b * e / A) * N$ quota dello sforzo normale N trasmesso dai coprigiunti dall'anima

$S_{px} = M_p / (h - e) + N_p / 2$ sforzo dovuto a M_p e N_p che sollecita i coprigiunti delle ali su un lato del profilo

$S_{py} = M_y / t$ sforzo dovuto a M_y che sollecita i coprigiunti e i bulloni delle ali su un lato del profilo

t distanza tra i bulloni delle ali in direzione longitudinale barriera

$V_p = T_y / (n_{bp} * 2)$ quota di taglio orizzontale T_y su ogni bullone delle ali (n_{bp} num. totale bulloni ali)

$H_p = S_{px} / n_{bp} + S_{py} / n_{bp}$ quota di taglio verticale su un bullone delle ali

$R_p = (V_p^2 + H_p^2)^{0.5}$ taglio complessivo su un bullone delle ali

$V_a = T_x / n_{ba}$ quota di taglio T_x su ogni bullone dell'anima (n_{ba} numero bulloni anima)

f coefficiente dipendente dal numero di file di bulloni sull'anima e dal numero di bulloni su una fila sull'anima

h' distanza tra i bulloni più esterni sull'anima

$H_a = f * M_a / h' + N_a / n_{ba}$ quota di taglio sul bullone più esterno dell'anima dovuta al momento M_a e allo sforzo normale N_a

$R_a = (V_a^2 + H_a^2)^{0.5}$ taglio complessivo sul bullone più esterno dell'anima

$\tau_{bp} = R_p / (n_{fp} * A_{bp})$ tensione di taglio sui bulloni delle ali a resistenza (n_{fp} numero facce resistenti)

$\tau_{ba} = R_a / (n_{fa} * A_{ba})$ tensione di taglio sui bulloni dell'anima a resistenza (n_{fa} numero facce resistenti)

$\Delta\tau_{bp} = 2 * R_p / (n_{fp} * A_{bp})$ delta di tensione di taglio sui bulloni delle ali a fatica

$\Delta\tau_{ba} = 2 * R_a / (n_{fa} * A_{ba})$ delta di tensione di taglio sui bulloni dell'anima a fatica

τ_{am} tensione di taglio ammissibile a resistenza

$\Delta\tau_{am}$ delta di tensione di taglio ammissibile a fatica

2.4.17.1 Verifica di resistenza dei bulloni e rifollamento

La sezione da collegare possiede le seguenti caratteristiche:

2T corrente 2.0 m: sezione piena			A (m²)	J_x (m⁴)
Larghezza ali (m)	0.2400		0.012684	0.000201444
Spessore ali (m)	0.0200			
Altezza anima+ali (m)	0.2970			
Spessore anima (m)	0.0120			

Si utilizzano 6+6 bulloni M16 sulle ali, 4+4 bulloni M20 sull'anima; Si fa riferimento alla condizione di carico "PPPBVSP_S300". I bulloni hanno il gambo non filettato.

RESISTENZA

Profilo con la sezione piena dalle caratteristiche statiche minori: a doppia T saldato

b [mm]	e [mm]	d [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J _x [mm ⁴]
240	20	138.5	297	12684	201444193

Sollecitazioni frame elem. 63 - joint 86

N [N]	M_x [N*mm]	T_x [N]	M_y [N*mm]	T_y [N]
191308	56209465	53110	0	0

Verifica bulloni ali

n° bulloni	6
n° facce	2
A _{bp} [mm ²]	201
t [mm]	160
M _p [N*mm]	51383713
N _p [N]	144793
S _{px} [N]	257897
S _{py} [N]	0
V _p [N]	0
H _p [N]	42983
R _p [N]	42983
tau _{bp} [N/mm ²]	106.9
tau _{am} [N/mm ²]	224.4 cl. 8.8

Verifica bulloni anima

n° bulloni	4
n° facce	2
A _{ba} [mm ²]	314
f	1
h' [mm]	120
M _a [N*mm]	4825753
N _a [N]	46515
V _a [N]	13278
H _a [N]	51843
R _a [N]	53517
tau _{ba} [N/mm ²]	85.2
tau _{am} [N/mm ²]	224.4 cl. 8.8

Verifica soddisfatta

Verifica soddisfatta

Rifollamento ANIMA

s [mm] (spessore minore elementi collegati)	12
d [mm] (diametro bullone)	20
a [mm] (dist. fori-bordo libero in dir. forza)	40

$$\alpha = a/d = 2$$

$$\alpha \cdot \sigma_{amm} [N/mm^2] = 380$$

$$\sigma_{rif} = Ra/(s \cdot d) [N/mm^2] = 111.5$$

$$\sigma_{rif} < \alpha \cdot \sigma_{amm}$$

Verifica soddisfatta

Rifollamento ALI

s [mm] (spessore minore elementi collegati)	4.5
d [mm] (diametro bullone)	16
a [mm] (dist. fori-bordo libero in dir. forza)	40

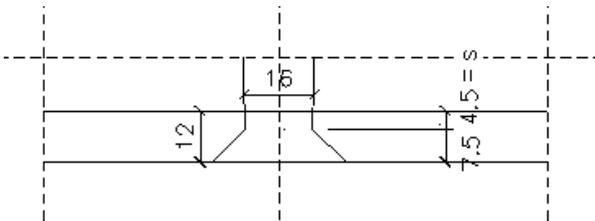
$$\alpha = a/d = 2.5$$

$$\alpha \cdot \sigma_{amm} [N/mm^2] = 475$$

$$\sigma_{rif} = Rp/(s \cdot d) [N/mm^2] = 218.5$$

$$\sigma_{rif} < \alpha \cdot \sigma_{amm}$$

Verifica soddisfatta



FATICA

Profilo con la sezione piena dalle caratteristiche statiche minori: a doppia T saldato

b [mm]	e [mm]	d [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J _x [mm ⁴]
240	20	138.5	297	12684	201444193
				13164	

Sollecitazioni frame elem. 63 - joint 86

N [N]	M _x [N*mm]	T _x [N]	M _y [N*mm]	T _y [N]
63116	21226851	17904	0	0

Verifica bulloni ali

n° bulloni	6
n° facce	2
A _{bp} [mm ²]	201
t [mm]	160

$$M_p [N*mm] = 19404461.9$$

$$N_p [N] = 47769.9$$

$$S_{px} [N] = 93937.1$$

$$S_{py} [N] = 0.0$$

$$V_p [N] = 0.0$$

$$H_p [N] = 15656.2$$

$$R_p [N] = 15656.2$$

$$\Delta\tau_{bp} [N/mm^2] = 38.9$$

$$\Delta\tau_{am} [N/mm^2] = 66.6 \text{ Cat. 100}$$

Verifica soddisfatta

Verifica bulloni anima

n° bulloni	4
n° facce	2
A _{ba} [mm ²]	314
f	1
h' [mm]	120

$$M_a [N*mm] = 1822389.4$$

$$N_a [N] = 15346.1$$

$$V_a [N] = 4476.1$$

$$H_a [N] = 19023.1$$

$$R_a [N] = 19542.6$$

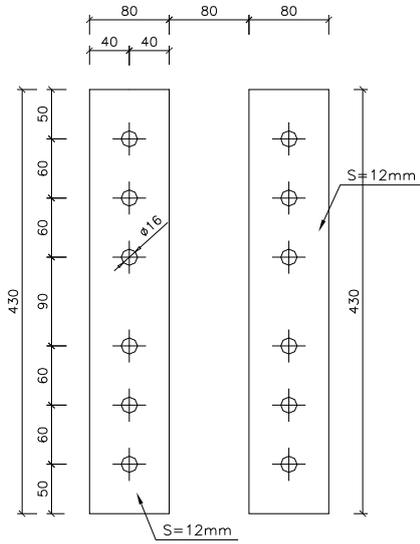
$$\Delta\tau_{ba} [N/mm^2] = 31.1$$

$$\Delta\tau_{am} [N/mm^2] = 66.6 \text{ Cat. 100}$$

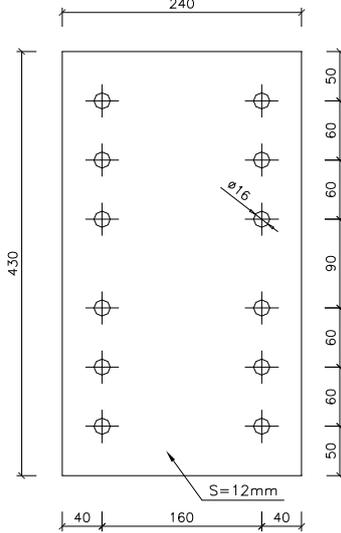
Verifica soddisfatta

2.4.17.2 Verifica piatti coprigiunto

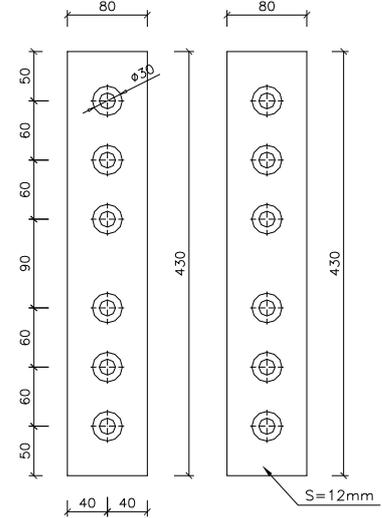
COPRIGIUNTI ESTERNI E INTERNI D'ALA
LATO ESTERNO BINARIO



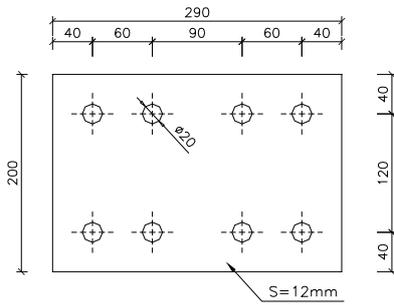
COPRIGIUNTO ESTERNI D'ALA
LATO INTERNO BINARIO



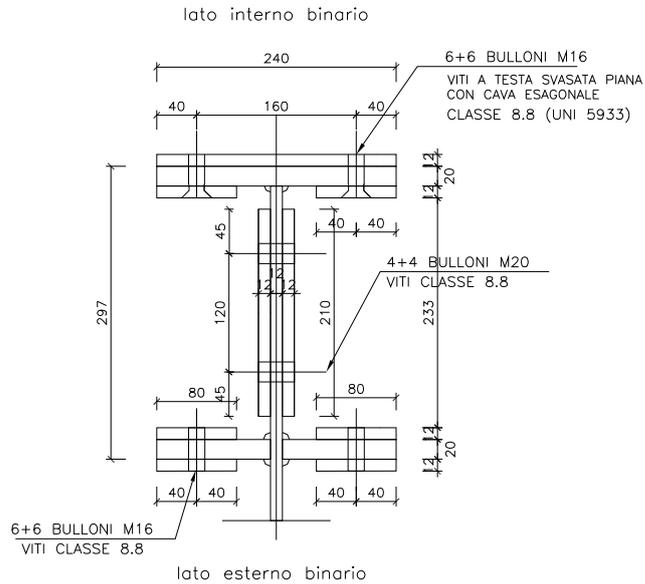
COPRIGIUNTO INTERNI D'ALA
LATO INTERNO BINARIO



COPRIGIUNTO D'ANIMA



GIUNTO – SEZIONE

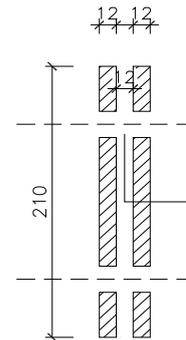


Verifica coprigiunti ANIMA

Resistenza

N_a [N]	62038
M_a [N mm]	3865013
T_a [N]	59912
Area netta coprig. d'anima [mm ²]	4066
momento d'inerzia [mm ⁴]	14980000
y [mm]	105
W [mm ³]	142666.6667
sigma [Mpa]	42.35
tau [Mpa]	14.74
sigma_id [Mpa]	49.45
sigamm [Mpa]	190

Area:	0.00406560
Momenti di inerzia:	I: 0.00000063 J: 0.00001498



Verifica soddisfatta

Fatica

ΔN_a [N]	34186
ΔM_a [N mm]	2385957
Area netta coprig. d'anima [mm ²]	4066
momento d'inerzia [mm ⁴]	14980000
y [mm]	105
W [mm ³]	142666.6667
sigma [Mpa]	25.13

$\Delta\sigma_{amm} = 82.6 \text{ Mpa (cat.140)}$

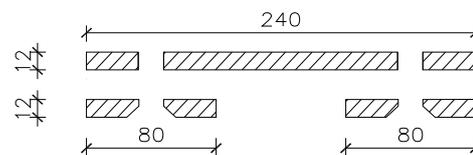
Verifica soddisfatta

Verifica coprigiunto ALI - lato interno Binario

Resistenza

$S=M_p/(h-e)=$	148570	N
A=	3947	mm ²
$\sigma_{cop,ala} = S/A=$	38	Mpa
sigamm [Mpa]	190	

Area: 0.00394684



Verifica soddisfatta

Fatica

ΔS=ΔM _p /(h-e)=	91716	N
A=	3947	mm ²
Δσ _{cop,ala} = ΔS/A=	23	Mpa
Δσ _{amm} =	82.6	Mpa (cat.140)

Verifica soddisfatta

Verifica coprigiunto ALI - lato esterno Binario

Resistenza

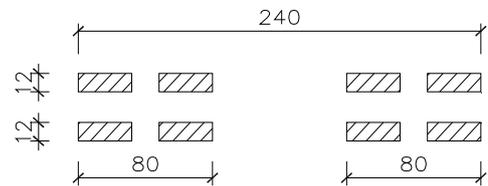
$$S = M_p / (h - e) = 148570 \text{ N}$$

$$A = 3054 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{\text{cop,ala}} = S / A = 49 \text{ Mpa}$$

$$\text{sigamm [Mpa]} = 190$$

Area: 0.00305353



Verifica soddisfatta

Fatica

$$\Delta S = \Delta M_p / (h - e) = 91716 \text{ N}$$

$$A = 3054 \text{ mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{\text{cop,ala}} = \Delta S / A = 30 \text{ Mpa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{amm}} = 82.6 \text{ Mpa (cat.140)}$$

Verifica soddisfatta

2.4.18 Verifica del collegamento laterale a quota 1.8 m sul P.F.

Si procede alle verifiche di resistenza e fatica del giunto bullonato laterale posto a quota 1.8 m sul piano ferro le cui caratteristiche sono riportate nella seguente Figura 2-27. Si precisa che la forza esterna N (ortogonale a T) non è stata considerata perché trascurabile.

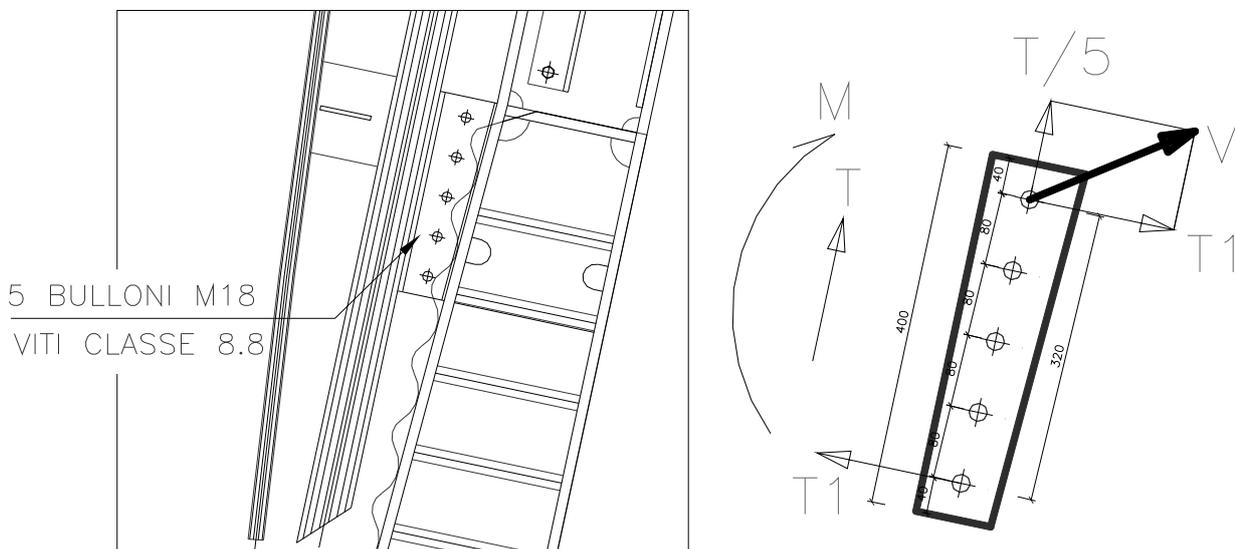


Figura 2-27 - Giunto bullonato laterale

Si ha:

VERIFICA A FATICA

$\Delta M =$	6637329	Nmm
$\Delta T =$	62795	N
$d =$	320	mm
$n_b =$	5	
$\phi =$	18	mm
$A_b =$	254.47	
$\Delta T_1 = 0.8 * \Delta M / d =$	16593	N
$\Delta V = (\Delta T_1^2 + (\Delta T / n_b)^2)^{0.5} =$	20810	N
$\Delta \tau_b = \Delta V / (2 * A_b) =$	40.89	Mpa
$\Delta \tau_{am} [N/mm^2]$	66.6	Cat. 100

Verifica soddisfatta

VERIFICA DI RESISTENZA

$M =$	17234192	Nmm
$T =$	-163107	N
$d =$	480	mm
$n_b =$	7	
$\phi =$	20	mm
$A_b =$	314.16	
$T_1 = 0.8 * M / d =$	28724	N
$V = (T_1^2 + (T / n_b)^2)^{0.5} =$	36986	N
$\Delta \tau_b = \Delta V / (2 * A_b) =$	58.87	Mpa
$\tau_{am} [N/mm^2]$	224.4	cl. 8.8

Verifica soddisfatta

VERIFICA A RIFOLLAMENTO

$s [mm]$ (spessore minore elementi collegati)	12	$\alpha = a/d$	2.22
$d [mm]$ (diametro bullone)	18	$\alpha * \sigma_{amm} [N/mm^2]$	422.22
$a [mm]$ (dist. fori-bordo libero in dir. forza)	40	$\sigma_{rif} = V / (s * d) [N/mm^2]$	85.6
		$\sigma_{rif} < \alpha * \sigma_{amm}$	

Verifica soddisfatta

2.5 Verifica armature manufatto in C.A.

Si riportano di seguito le verifiche più significative del modulo prefabbricato. Sono state considerate 4 sezioni caratteristiche al fine di ottimizzare la disposizione di armatura (vd. Figura 2-28).

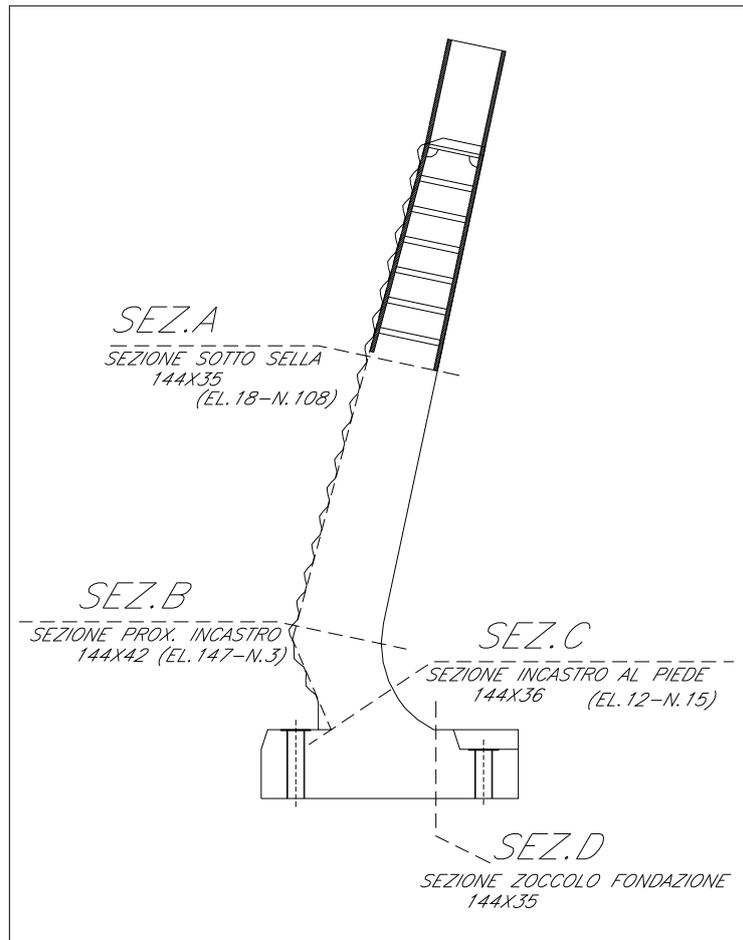


Figura 2-28 - Modulo prefabbricato: sezioni di verifica.

Per ciascuna sezione si sono effettuate le verifiche di resistenza, fessurazione e fatica considerando le combinazioni di carico già descritte precedentemente.

Per le verifiche di resistenza si riportano le rappresentazioni schematiche delle sezioni, con le indicazioni dei diametri e delle posizioni dei ferri nonché le tensioni calcolate per ciascuna combinazione di carico analizzata.

Per le verifiche a fessurazione si riportano due fogli di calcolo: nel primo si considerano le combinazioni di carico con i momenti positivi, che tendono le fibre esterno barriera; nel secondo si considerano le combinazioni di carico con i momenti negativi, che tendono le fibre interno barriera. L'apertura di fessura calcolata si riferisce alla situazione più gravosa.

Per le verifiche a fatica, infine, si confrontano le tensioni massime dell'acciaio, dovute alle combinazioni di carico rare, con il valore limite di normativa:

$$\sigma_{lim} = 0.75 \cdot \sigma_s \left(1 + 0.5 \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \right)$$

in cui $\sigma_s = 0.70 \cdot f_{yk} = 0.70 \cdot 430 = 301$ MPa.

2.5.1 Sezione A: sotto sella

Le sollecitazioni agenti sulla sezione vengono lette dal modello di calcolo in corrispondenza dell'elemento 18 – nodo 108:

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
18	0	PPPBPVSP_V200	Combination	Max	-42806	57022	199423
18	0	PPPBPVSP_V200	Combination	Min	-43053	39022	130049
18	0	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-28246	-18084	-70213
18	0	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-28493	-36084	-139587
18	0	PPPBPVSP_S200	Combination		-42615	60025	201603
18	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-28678	-42959	-159080

NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

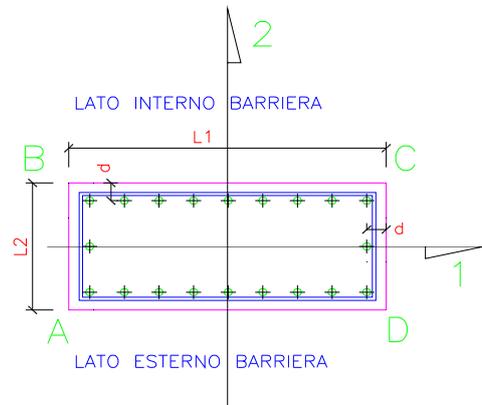
SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE E FATICA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
18	0	PPPBPVSP_V200_F	Combination	Max	-42842	53741	186420
18	0	PPPBPVSP_V200_F	Combination	Min	-43015	41141	137858
18	0	PPPAVNSN_V200_F	Combination	Max	-28282	-21365	-83216
18	0	PPPAVNSN_V200_F	Combination	Min	-28455	-33965	-131778
18	0	PPPBPVSP_S200_F	Combination		-42708	55844	187946
18	0	PPPASNVN_S200_F	Combination		-28585	-38777	-145423

NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

2.5.1.1 Verifica di resistenza

SEZIONE A - SOTTO SELLA - 144X35 **ELEMENTO 18 - NODO 108**

Lunghezza lato in direzione 1	L ₁ = 144 cm
Lunghezza lato in direzione 2	L ₂ = 35 cm
Copriferro	c= 3.5 cm
Distanza armatura dal bordo	d= 5.8 cm



Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate
Diametro ferri longitudinali interno barriera
Diametro ferri longitudinali esterno barriera
Diametro ferri longitudinali laterali

ϕ_{st} =	14 mm	(min 8mm)
$\phi_{long,int}$ =	18 mm	(min 12mm)
$\phi_{long,est}$ =	24 mm	(min 12mm)
$\phi_{long,lat}$ =	mm	(min 12mm)

Num. ferri intermedi dir.1 - lato interno
Num. ferri intermedi dir.1 - lato esterno
Num. ferri intermedi dir.2

$n_{1,int}$ =	12
$n_{1,est}$ =	12
n_2 =	

Interasse dir.1 - lato interno barriera	$i_{1,int}$ = 10.185 cm
Interasse dir.1 - lato esterno barriera	$i_{1,est}$ = 10.185 cm
Interasse dir.2	i_2 = 23.4 cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	σ_{cls} +	σ_{acc} -
	[MPa]	[MPa]
PPPBPSP_V200	6.9	-130.4
PPPBPSP_V200	4.5	-83.8
PPPAVNSN_V200	2.7	-72.6
PPPAVNSN_V200	5.3	-147.9
PPPBPSP_S200	6.9	-131.9
PPPAVNSN_S200	6.1	-169.0

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{max} = V_{2,max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 0.13 \text{ MPa} < \tau_{c0}$$

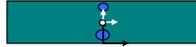
2.5.1.2 Verifica a fessurazione

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) pcosensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	35 (cm)
diametro massimo barre tese	24 (mm)
Interasse massimo barre tese	10 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm2)
E Young	38237 (N/mm2)
f_{ctm} (1)	3.42 (N/mm2)
f_{ctk} (2)	2.87 (N/mm2)
f_{ctk} (3)	2.39 (N/mm2)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β_1	1
β_2	2

Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) **2**



$$f_{ctm} (1) = 3.416 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	ϕ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
esterno	6.1	14	24	63.33	
interno	28.9	14	18	35.63	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP V200_F	4284					1864198
PPPBVPSP V200_F	4302					1378583
PPPBVPSP S200_F	4271					1879456

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	6524.40253 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	109438.831 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	16.7737706 (cm)
Momento di Inerzia bar. in x	703971.923 (cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	8709120 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_S200_F
Sforzo normale di verifica	4270.8262 (kg)
Momento flettente di verifica	1879456.14 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-44.13 (Kg/cm ²)

$$\text{Tensione massima cls teso} \quad -44.13 \leq -28.69 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

Secondo quanto riportato nel punto B.6.6.3. della Circolare n. 252 AA.GG./S.T.C. del 15.10.1996 si ha

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 10 (cm)
Diametro massimo barre tese	ϕ = 24 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 63.33451 (cm ²)
Base calcestruzzo	Bceff = 144 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 10.9846 (cm)
Area efficace	Aeff = 1581.783 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.04004
posizione asse neutro	x = 13.03079 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 65.2 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas = -1191.3 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -922.1 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota def	sigma2 = -14.8 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.166927
Coeff. di aderenza	β_1 = 1
Coeff. di sollec.	β_2 = 0.5
Spaziatura media fess.	Srm = 13.0023 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Epssm = 0.000397
Apertura media fess.	wrm = 0.051659 (mm)
Apertura caratt. fess.	wk = 0.08782 (mm)

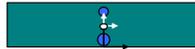
VERIFICA SODDISFATTA wk = 0.088 mm <= wn = 0.15 mm

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) pocosensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	35 (cm)
diametro massimo barre tese	24 (mm)
interasse massimo barre tese	10 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm ²)
E Young	38237 (N/mm ²)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm ²)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm ²)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm ²)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	2

Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) **2**



$$f_{ctm} (1) = 3.416 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
esterno	6.1	14	24	63.33	
interno	28.9	14	18	35.63	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _x	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPAVNSN V200 F	2828					-832160
PPPAVNSN V200 F	2846					-1317775
PPPASNPN S200 F	2858					-1454226

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	6524.40253 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	109438.831 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	16.7737706 (cm)
Momento di Inerzia bar. in x	703971.923 (cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	8709120 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPAVNSN_S200_F
Sforzo normale di verifica	2858.48859 (kg)
Momento flettente di verifica	-1454225.58 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-37.21 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls teso -37.21 <= -28.69 (Kg/cm²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

Secondo quanto riportato nel punto B.6.6.3. della Circolare n. 252 AA.GG./S.T.C. del 15.10.1996 si ha

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 10 (cm)
Diametro massimo barre tese	φ = 24 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 35.62566 (cm ²)
Base calcestruzzo	Bceff = 144 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 12.55154 (cm)
Area efficace	Aeff = 1807.421 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.019711
posizione asse neutro	x = 9.896925 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 56.1 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas = -1615.0 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -1482.5 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -11.3 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.162905
Coeff. di aderenza	β1 = 1
Coeff. di sollec.	β2 = 0.5

Spaziatura media fess.	Srm = 16.9342 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Epssm = 0.000445
Apertura media fess.	wrm = 0.075363 (mm)
Apertura caratt. fess.	wk = 0.128118 (mm)

VERIFICA SODDISFATTA wk = 0.128 mm <= wn = 0.15 mm

2.5.1.3 Verifica a fatica

Dai tabulati della verifica a fessurazione si deduce che le combinazioni più gravose sono **PPPBVPSP_S200_F** e **PPPAVNSN_S200_F**; si desumono i seguenti valori per le tensioni dell'acciaio, del calcestruzzo, la posizione x dell'asse neutro ed il valore del copriferro da cui si calcola la tensione del ferro compresso:

Sez. A	σ _{fe,teso}	σ _{cls}	x	coprif	σ _{fe,comp}
	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[MPa]
PPPBVPSP_S200_F	119	-6.5	13.0	6.1	-52.03
PPPAVNSN_S200_F	161	-5.6	9.9	6.1	-32.27

In definitiva, per ciascun lato della barriera, si calcola la tensione limite dell'acciaio:

	σ_{min}	σ_{max}		σ_{lim}
	[MPa]	[MPa]		[MPa]
lato esterno barriera	-32.27	119	<	195
lato interno barriera	-52.03	161	<	189

2.5.2 Sezione B: vicino incastro al piede

Le sollecitazioni agenti sulla sezione vengono lette dal modello di calcolo in corrispondenza dell'elemento 147 – nodo 3:

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
147	0	PPPBPVSP_V200	Combination	Max	-63390	66999	289802
147	0	PPPBPVSP_V200	Combination	Min	-63809	47315	194542
147	0	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-48821	-16631	-95624
147	0	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-49240	-36315	-190883
147	0	PPPBPVSP_S200	Combination		-63274	71142	297171
147	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-49324	-44202	-222769

NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

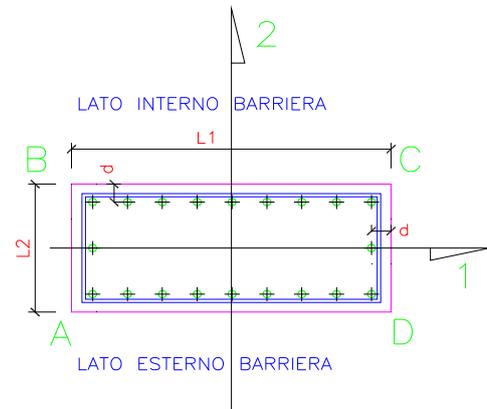
SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
147	0	PPPBPVSP_V200_F	Combination	Max	-63448	63485	271835
147	0	PPPBPVSP_V200_F	Combination	Min	-63741	49706	205154
147	0	PPPAVNSN_V200_F	Combination	Max	-48879	-20145	-113590
147	0	PPPAVNSN_V200_F	Combination	Min	-49172	-33924	-180272
147	0	PPPBPVSP_S200_F	Combination		-63367	66385	276993
147	0	PPPASNVN_S200_F	Combination		-49231	-39445	-202592

NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

2.5.2.1 Verifica di resistenza

SEZIONE B - PROX. INCASTRO - 144X42 **ELEMENTO 147 - NODO 3**

Lunghezza lato in direzione 1 $L_1 = 144$ cm
 Lunghezza lato in direzione 2 $L_2 = 42$ cm
 Copriferro $c = 3.5$ cm
 Distanza armatura dal bordo $d = 6.1$ cm



Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate
 Diametro ferri longitudinali interno barriera
 Diametro ferri longitudinali esterno barriera
 Diametro ferri longitudinali laterali

$\phi_{st} = 14$ mm (min 8mm)
 $\phi_{long.int} = 24$ mm (min 12mm)
 $\phi_{long.est} = 24$ mm (min 12mm)
 $\phi_{long.lat} =$ mm (min 12mm)

Num. ferri intermedi dir.1 - lato interno
 Num. ferri intermedi dir.1 - lato esterno
 Num. ferri intermedi dir.2

$n_{1.int} = 12$
 $n_{1.est} = 12$
 $n_2 =$

Interasse dir.1 - lato interno barriera $i_{1.int} = 10.138$ cm
 Interasse dir.1 - lato esterno barriera $i_{1.est} = 10.138$ cm
 Interasse dir.2 $i_2 = 29.8$ cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{acc} -$
	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_V300	6.2	-143.9
PPPBVPSP_V300	4.2	-95.0
PPPAVNSN_V300	2.1	-45.4
PPPAVNSN_V300	4.1	-94.2
PPPBVPSP_S300	6.4	-147.7
PPPAVNSN_S300	4.8	-110.6

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{max} = V2_{max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 0.13 \text{ MPa} < \tau_{c0}.$$

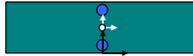
2.5.2.2 Verifica a fessurazione

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) pocosensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	42 (cm)
diametro massimo barre tese	26 (mm)
Interasse massimo barre tese	10 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm ²)
E Young	38237 (N/mm ²)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm ²)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm ²)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm ²)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	2

(inserire 1-2-3)
Ver. form. fess con f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk} 2



$$f_{ctm} (1) = 3.416 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
esterno	6.1	14	24	63.33	
interno	35.9	14	24	63.33	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _x	M _y	M _z
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP V200 F	6345					2718351
PPPBVPSP V200 F	6374					2051536
PPPBVPSP S200 F	6337					2769934

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	7948.03524 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	166908.74 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	21 (cm)
Momento di inerzia bar. in x	1310882.82 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	10450944 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_S200_F
Sforzo normale di verifica	6336.66453 (kg)
Momento flettente di verifica	2769934.12 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-43.58 (Kg/cm ²)

$$\text{Tensione massima cls teso} \quad -43.58 \leq -28.69 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

Secondo quanto riportato nel punto B.6.6.3. della Circolare n. 252 AA.GG./S.T.C. del 15.10.1996 si ha

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 10 (cm)
Diametro massimo barre tese	φ = 26 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	A _s = 63.33451 (cm ²)
Base calcestruzzo	B _{ceff} = 144 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 13.91194 (cm)
Area efficace	A _{eff} = 2003.319 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.031615
posizione asse neutro	x = 14.17613 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 59.7 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas = -1373.2 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -1076.4 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -14.2 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.165676
Coeff. di aderenza	β1 = 1
Coeff. di sollec.	β2 = 0.5

Spaziatura media fess.	S _m = 14.4501 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Ep _{ssm} = 0.000453
Apertura media fess.	w _m = 0.065458 (mm)
Apertura caratt. fess.	w _k = 0.111278 (mm)

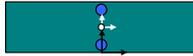
VERIFICA SODDISFATTA w_k = 0.111 mm <= w_n = 0.15 mm

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) pocosensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	42 (cm)
diametro massimo barre tese	24 (mm)
Interasse massimo barre tese	10 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm ²)
E Young	38237 (N/mm ²)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm ²)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm ²)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm ²)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	2

Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) **2**



$$f_{ctm} (1) = 3.416 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. mgli.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y) i =	(cm)	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
esterno	6.1	14	24	63.33	
interno	35.9	14	24	63.33	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _l	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPAVNSN V200 F	4888					-1135901
PPPAVNSN V200 F	4917					-1802715
PPPASNVN S200 F	4923					-2025919

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	7948.03524 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	166908.74 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	21 (cm)
Momento di inerzia bar. in x	1310882.82 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	10450944 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPASNVN_S200_F
Sforzo normale di verifica	4923.14819 (kg)
Momento flettente di verifica	-2025919.39 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-31.84 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls teso -31.84 <= -28.69 (Kg/cm²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

Secondo quanto riportato nel punto B.6.6.3. della Circolare n. 252 AA.GG./S.T.C. del 15.10.1996 si ha

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 10 (cm)
Diametro massimo barre tese	φ = 24 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 63.33451 (cm ²)
Base calcestruzzo	
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 13.89986 (cm)
Area efficace	Aeff = 2001.579 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.031642
posizione asse neutro	x = 14.20029 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 43.7 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas = -1002.2 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -1075.3 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -10.4 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.165653
Coeff. di aderenza	β1 = 1
Coeff. di sollecc.	β2 = 0.5

Spaziatura media fess.	Srm = 14.0258 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Epssm = 0.000203
Apertura media fess.	wrm = 0.028403 (mm)
Apertura caratt. fess.	wk = 0.048286 (mm)

VERIFICA SODDISFATTA wk = 0.048 mm <= wn = 0.15 mm

2.5.2.3 Verifica a fatica

Dai tabulati della verifica a fessurazione si deduce che le combinazioni più gravose sono PPPBVSP_S200_F e PPPAVNSN_S200_F; si desumono i seguenti valori per le tensioni dell'acciaio, del calcestruzzo, la posizione x dell'asse neutro ed il valore del copriferro da cui si calcola la tensione del ferro compresso:

Sez. B	σ _{fe,teso}	σ _{cls}	x	coprif	σ _{fe,comp}
	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[MPa]
PPPBVPSP_S200_F	137	-6.0	14.2	6.1	-51.05
PPPASNVN_S200_F	100	-4.4	14.2	6.1	-37.41

In definitiva, per ciascun lato della barriera, si calcola la tensione limite dell'acciaio:

	σ_{\min}	σ_{\max}		σ_{\lim}
	[MPa]	[MPa]		[MPa]
lato esterno barriera	-37.41	137	<	195
lato interno barriera	-51.05	100	<	168

2.5.3 Sezione C: incastro al piede

Le sollecitazioni agenti sulla sezione vengono lette dal modello di calcolo in corrispondenza dell'elemento 12 – nodo 15:

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBPVSP_V200	Combination	Max	-85001	3408	296969
12	0	PPPBPVSP_V200	Combination	Min	-98096	-11477	194660
12	0	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-16768	-50099	-115177
12	0	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-29864	-64983	-217486
12	0	PPPBPVSP_S200	Combination		-100956	6974	305978
12	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-11303	-71212	-252443

NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

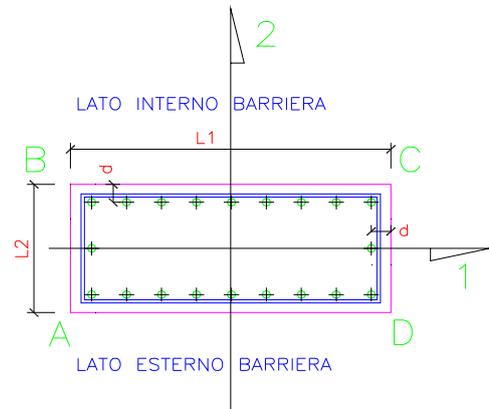
SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE E FATICA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBPVSP_V200_F	Combination	Max	-86574	776	277731
12	0	PPPBPVSP_V200_F	Combination	Min	-95741	-9643	206114
12	0	PPPAVNSN_V200_F	Combination	Max	-18342	-52731	-134415
12	0	PPPAVNSN_V200_F	Combination	Min	-27509	-63150	-206032
12	0	PPPBPVSP_S200_F	Combination		-97743	3272	284036
12	0	PPPASNVN_S200_F	Combination		-14516	-67510	-230502

NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

2.5.3.1 Verifica di resistenza

SEZIONE C - INCASTRO AL PIEDE - 144X42 **ELEMENTO 12 - NODO 15**

Lunghezza lato in direzione 1	$L_1 = 144$ cm
Lunghezza lato in direzione 2	$L_2 = 36$ cm
Copriferro	$c = 3.5$ cm
Distanza armatura dal bordo	$d = 6.1$ cm



Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate
Diametro ferri longitudinali interno barriera
Diametro ferri longitudinali esterno barriera
Diametro ferri longitudinali laterali

$\phi_{st} =$	14	mm	(min 8mm)
$\phi_{long.int} =$	24	mm	(min 12mm)
$\phi_{long.est} =$	24	mm	(min 12mm)
$\phi_{long.lat} =$		mm	(min 12mm)

Num. ferri intermedi dir.1 - lato interno
Num. ferri intermedi dir.1 - lato esterno
Num. ferri intermedi dir.2

$n_{1.int} =$	12
$n_{1.est} =$	12
$n_2 =$	

Interasse dir.1 - lato interno barriera	$i_{1.int} = 10.138$ cm
Interasse dir.1 - lato esterno barriera	$i_{1.est} = 10.138$ cm
Interasse dir.2	$i_2 = 23.8$ cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{acc} -$
	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_V300	8.8	-180.3
PPPBVPSP_V300	5.8	-115.0
PPPAVNSN_V300	3.4	-71.2
PPPAVNSN_V300	6.4	-134.5
PPPBVPSP_S300	9.1	-184.7
PPPAVNSN_S300	7.4	-157.9

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{max} = V2_{max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 0.15 \text{ MPa} < \tau_{c0}.$$

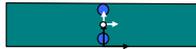
2.5.3.2 Verifica a fessurazione

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) pcosensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	36 (cm)
diametro massimo barre tese	24 (mm)
Interasse massimo barre tese	8 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm ²)
E Young	38237 (N/mm ²)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm ²)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm ²)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm ²)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	2

Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) **2**



$$f_{ctm} (1) = 3.416 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
esterno	6.1	14	24	63.33	
interno	29.9	14	24	63.33	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP V200 F	8657					2777307
PPPBVPSP V200 F	9574					2061140
PPPBVPSP S200 F	9774					2840364

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	7084.03524 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	127512.634 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	18 (cm)
Momento di Inerzia bar. in x	828935.99 (cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	8957952 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_S200_F
Sforzo normale di verifica	9774.32962 (kg)
Momento flettente di verifica	2840364.06 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-60.30 (Kg/cm ²)

$$\text{Tensione massima cls teso} \quad -60.30 \leq -28.69 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

Secondo quanto riportato nel punto B.6.6.3. della Circolare n. 252 AA.GG./S.T.C. del 15.10.1996 si ha

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 8 (cm)
Diametro massimo barre tese	φ = 24 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 63.33451 (cm ²)
Base calcestruzzo	
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	d _{eff} = 11.65912 (cm)
Area efficace	A _{eff} = 1678.913 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.037724
posizione asse neutro	x = 12.68177 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	σ _{mac} = 84.1 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	σ _{mas} = -1711.8 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	σ _{masr} = -969.8 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	σ ₂ = -20.3 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.167181
Coeff. di aderenza	β1 = 1
Coeff. di sollecc.	β2 = 0.5

Spaziatura media fess.	S _{rm} = 12.8545 (cm)
Deform. unitaria media arm.	E _{pssm} = 0.000684
Apertura media fess.	w _{rm} = 0.087969 (mm)
Apertura caratt. fess.	w _k = 0.149547 (mm)

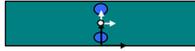
VERIFICA SODDISFATTA $w_k = 0.15 \text{ mm} \leq w_n = 0.15 \text{ mm}$

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) pocosensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	36 (cm)
diametro massimo barre tese	24 (mm)
Interasse massimo barre tese	8 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm ²)
E Young	38237 (N/mm ²)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm ²)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm ²)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm ²)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	1

Ver. form. fess con f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk} (inserire 1-2-3) **2**



$$f_{ctm} (1) = 3.416 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1) , barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
esterno	6.1	14	24	63.33	
interno	29.9	14	24	63.33	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPAVNSN V200 F	1834	0	-5273	0	0	-1344155
PPPAVNSN V200 F	2751	0	-6315	0	0	-2060321
PPPASNVN S200 F	1452	0	-6751	0	0	-2305019

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	7084.03524 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	127512.634 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	18 (cm)
Momento di inerzia bar. in x	828935.99 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	8957952 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPASNVN_S200_F
Sforzo normale di verifica	1451.63753 (kg)
Momento flettente di verifica	-2305019.31 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-49.85 (Kg/cm ²)

$$\text{Tensione massima cls teso} \quad -49.85 \leq -28.69 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

Secondo quanto riportato nel punto B.6.6.3. della Circolare n. 252 AA.GG./S.T.C. del 15.10.1996 si ha

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 8 (cm)
Diametro massimo barre tese	φ = 24 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 63.33451 (cm ²)
Base calcestruzzo	Bceff = 144 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 11.8224 (cm)
Area efficace	Aeff = 1702.426 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.037203
posizione asse neutro	x = 12.3552 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 67.5 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas = -1438.7 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -985.9 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -17.0 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.167562
Coeff. di aderenza	β1 = 1
Coeff. di sollec.	β2 = 0.5

Spaziatura media fess.	S _m = 12.9239 (cm)
Deform. unitaria media arm.	E _{pssm} = 0.000524
Apertura media fess.	w _m = 0.067753 (mm)
Apertura caratt. fess.	w _k = 0.11518 (mm)

VERIFICA SODDISFATTA w_k = 0.115 mm ≤ w_n = 0.15 mm

2.5.3.3 Verifica a fatica

Dai tabulati della verifica a fessurazione si deduce che le combinazioni più gravose sono **PPPBVPSP_S200_F** e **PPPAVNSN_S200_F**; si desumono i seguenti valori per le tensioni dell'acciaio, del calcestruzzo, la posizione x dell'asse neutro ed il valore del copriferro da cui si calcola la tensione del ferro compresso:

Sez. C	σ _{fe.teso}	σ _{cls}	x	coprif	σ _{fe.comp}
	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[MPa]
PPPBVPSP_S200_F	171	-8.4	12.7	6.1	-65.43
PPPASNVN_S200_F	144	-6.8	12.4	6.1	-51.29

In definitiva, per ciascun lato della barriera, si calcola la tensione limite dell'acciaio:

	σ_{min}	σ_{max}		σ_{lim}
	[MPa]	[MPa]		[MPa]
lato esterno barriera	-51.29	171	<	192
lato interno barriera	-65.43	144	<	174

2.5.4 Sezione D: incastro zoccolo di base

Le sollecitazioni agenti sulla sezione vengono determinate a partire dalle sollecitazioni agenti sull'interfaccia tra lo zoccolo di base e il plinto di fondazione calcolate di seguito. Lo schema di calcolo (vedi Figura 2-29) è quello di mensola incastrata e sollecitata dalla risultante delle trazioni nei tirafondi, per le combinazioni con vento e sovrappressione negativi (verso l'esterno barriera), e dalla risultante delle compressioni sul calcestruzzo, per le combinazioni con vento e sovrappressione positivi (verso l'interno barriera).

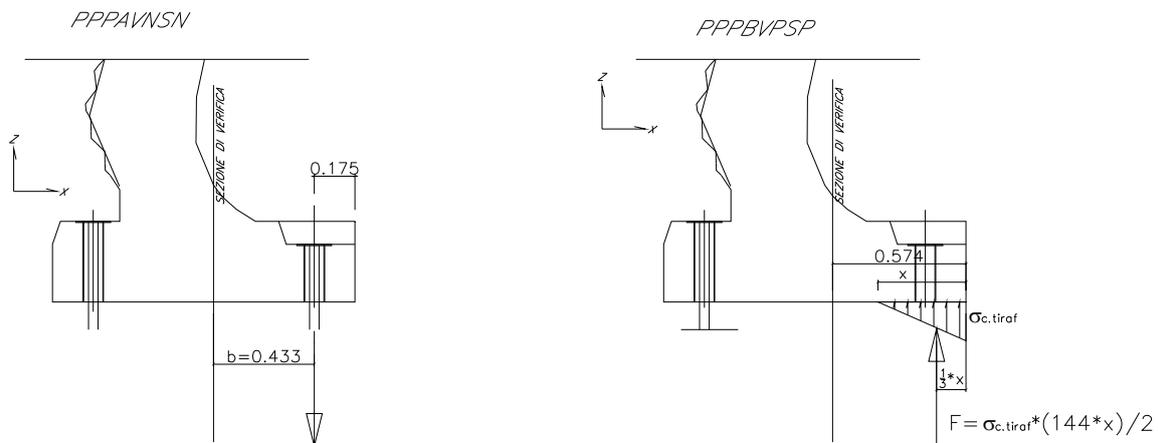


Figura 2-29 – Sollecitazioni sullo zoccolo di base dovute ai tirafondi

Per le combinazioni di carico con vento verso l'esterno la sezione di verifica è presa in corrispondenza dell'intersezione tra l'armatura superiore dello zoccolo e l'armatura inclinata che sale nella barriera; per le combinazioni con il vento verso l'interno, invece, la sezione è presa secondo la regola dello "spuntamento" del diagramma dei momenti: a $\frac{1}{4}$ della dimensione del nodo.

Nello schema seguente si riportano i moduli di elasticità dei materiali e l'altezza utile in pianta "h" dei tirafondi; inoltre, per ciascuna combinazione di carico analizzata, si possono leggere: le tensioni "σ" sul calcestruzzo e nei tirafondi calcolate nel paragrafo 2.6; la distanza "x" dell'asse neutro dal

bordo compresso della sezione; la forza F sollecitante la mensola e il momento flettente che sollecita la sezione d'incastro $M = F \cdot b$, dove "b" è il braccio della forza dall'incastro.

SEZIONE D - INCASTRO AL PIEDE - 144X35
ELEMENTO 12 - NODO 15

$E_{cls} =$	382368	kg/cm²
$E_{acc} =$	2100000	kg/cm²
$h =$	112.5	cm

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	σ_{cls+}	σ_{acc-}	$k = \epsilon_{cls+} / \epsilon_{acc-}$	$x = h \cdot k / (k+1)$	F	M=F*b
	Text	Text	Text	Text	kg/cm ²	kg/cm ²		cm	kg	kg cm
-	-	PPPBVPSP_V200	Combination	Max	12.6	-645.6	0.107	11	9844	529368
-	-	PPPBVPSP_V200	LinModHist	Min	20.0	-1168.4	0.094	10	13942	755320
-	-	PPPAVNSN_V200	LinModHist	Max	16.1	-961.4	0.092	9	-19329	-836965
-	-	PPPAVNSN_V200	LinStatic	Min	8.7	-458.3	0.104	11	-9214	-398952
-	-	PPPBVPSP_S200	Combination		20.7	-1202.4	0.094	10	14433	781770
-	-	PPPAVNSN_S200	Combination		18.6	-1148.8	0.089	9	-23099	-1000183

Azione dovuta ai tirafondi tesi	\Rightarrow	$\max \sigma_{acc.tiraf}$	\Rightarrow	$F = \sigma_{acc.tiraf} \cdot 2 \cdot A_{1tiraf}$	\Rightarrow	$b = 43.3$ cm
Azione dovuta al cls compresso	\Rightarrow	$\max \sigma_c$	\Rightarrow	$F = \sigma_{cls} \cdot (x \cdot 144) / 2$	\Rightarrow	$b = 57.4 - (1/3) \cdot x$ cm

La base è ancorata con 2+2 tirafondi $\phi 40$

$$A_{1tiraf} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Analogamente per la verifica a fessurazione:

SEZIONE D - INCASTRO AL PIEDE - 144X35
ELEMENTO 12 - NODO 15

$E_{cls} =$	382368	kg/cm²
$E_{acc} =$	2100000	kg/cm²
$h =$	92.5	cm

SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	σ_{cls+}	σ_{acc-}	$k = \epsilon_{cls+} / \epsilon_{acc-}$	$x = h \cdot k / (k+1)$	F	M=F*b
	Text	Text	Text	Text	kg/cm ²	kg/cm ²		cm	kg	kg cm
-	-	PPPBVPSP_V200_F	Combination	Max	5.0	-230.6	0.118	10	3492	189058
-	-	PPPBVPSP_V200_F	LinModHist	Min	4.5	-175.6	0.140	11	3673	196921
-	-	PPPAVNSN_V200_F	LinModHist	Max	3.7	-346.3	0.058	5	-6962	-301452
-	-	PPPAVNSN_V200_F	LinStatic	Min	3.4	-286.2	0.066	6	-5754	-249167
-	-	PPPBVPSP_S200_F	Combination		4.7	-180.9	0.141	11	3831	205313
-	-	PPPASNVN_S200_F	Combination		3.4	-347.6	0.054	5	-6990	-302649

Azione dovuta ai tirafondi tesi	\Rightarrow	$\max \sigma_{acc.tiraf}$	\Rightarrow	$F = \sigma_{acc.tiraf} \cdot 2 \cdot A_{1tiraf}$	\Rightarrow	$b = 43.3$ cm
Azione dovuta al cls compresso	\Rightarrow	$\max \sigma_c$	\Rightarrow	$F = \sigma_{cls} \cdot (x \cdot 144) / 2$	\Rightarrow	$b = 57.4 - (1/3) \cdot x$ cm

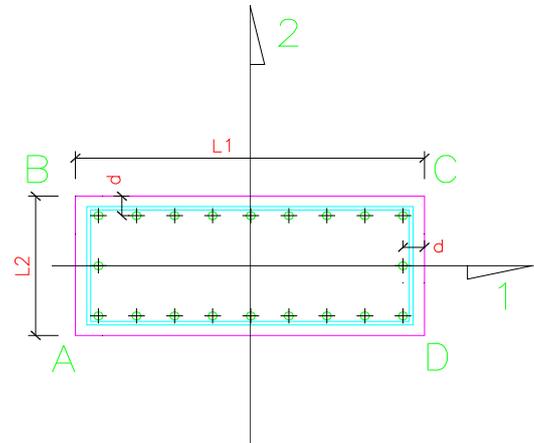
La base è ancorata con 2+2 tirafondi $\phi 40$

$$A_{1tiraf} = 10.05 \text{ cm}^2$$

2.5.4.1 Verifica di resistenza

SEZIONE D - SEZIONE ZOCCOLO BASE - 144X35

Lunghezza lato in direzione 1	$L_1 = 144$ cm
Lunghezza lato in direzione 2	$L_2 = 35$ cm
Copriferro	$c = 3.5$ cm
Distanza armatura dal bordo	$d = 5.8$ cm



Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate
Diametro ferri longitudinali superiori
Diametro ferri longitudinali inferiori
Diametro ferri longitudinali laterali

$\phi_{st} =$	14	mm	(min 8mm)
$\phi_{long, sup} =$	18	mm	(min 12mm)
$\phi_{long, inf} =$	18	mm	(min 12mm)
$\phi_{long, lat} =$		mm	(min 12mm)

Num. ferri intermedi dir.1 - superiori
Num. ferri intermedi dir.1 - inferiori
Num. ferri intermedi dir.2

$n_{1, int} =$	12
$n_{1, est} =$	12
$n_2 =$	1

Interasse dir.1 - superiore	$i_{1, int} = 10.185$ cm
Interasse dir.1 - inferiore	$i_{1, est} = 10.185$ cm
Interasse dir.2	$i_2 = 11.7$ cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{acc} -$
	[MPa]	[MPa]
PPPBVSPSP_V300	2.1	-59.0
PPPBVSPSP_V300	3.1	-84.2
PPPAVNSN_V300	3.4	-93.2
PPPAVNSN_V300	1.6	-44.4
PPPBVSPSP_S300	3.2	-87.1
PPPAVNSN_S300	4.1	-111.4

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{max} = V2_{max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 0.51 \text{ MPa} < \tau_{c0}$$

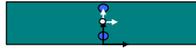
2.5.4.2 Verifica a fessurazione

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) pocosensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	35 (cm)
diametro massimo barre tese	18 (mm)
Interasse massimo barre tese	10 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm ²)
E Young	38237 (N/mm ²)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm ²)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm ²)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm ²)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	2

Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) 2



$$f_{ctm} (1) = 3.416 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)
superiori	5.8	14	18	35.63
inferiori	29.2	14	18	35.63

- CALCOLA -

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP V200 F						189058
PPPBVPSP V200 F						196921
PPPBVPSP S200 F						205313

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	6108.76982 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	106903.472 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	17.5 (cm)
Momento di Inerzia bar. in x	660803.901 (cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	8709120 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_S200_F
Sforzo normale di verifica	(kg)
Momento flettente di verifica	205312.657 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-5.44 (Kg/cm ²)

$$\text{Tensione massima cls teso} \quad -5.44 > -28.69 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

LA SEZIONE NON E' FESSURATA

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

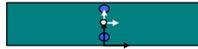
VERIFICA NON NECESSARIA

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) poco sensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	35 (cm)
di diametro massimo barre tese	18 (mm)
interasse massimo barre tese	10 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm ²)
E Young	38237 (N/mm ²)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm ²)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm ²)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm ²)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	2

(inserire 1-2-3)
Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ 2



$$f_{ctm} (1) = 3.416 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1) , barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	6108.76982 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	106903.472 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	17.5 (cm)
Momento di inerzia bar. in x	660803.901 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	8709120 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPASN_N_S200_F
Sforzo normale di verifica	(kg)
Momento flettente di verifica	-302648.724 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-8.02 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls teso -8.02 > -28.69 (Kg/cm²)

LA SEZIONE NON E' FESSURATA

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA NON NECESSARIA

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y) i =	(cm)	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)
superiori	5.8	14	18	35.63
inferiori	29.2	14	18	35.63

- CALCOLA -

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPASN_N V200_F						-301452
PPPASN_N V200_F						-249167
PPPASN_N S200_F						-302649

2.5.4.3 Verifica a fatica

Dai tabulati della verifica a fessurazione si deduce che le combinazioni più gravose sono **PPPBVSP_S200_F** e **PPPAVNSN_S200_F**; si determinano, pertanto, con tali sollecitazioni, le tensioni dell'acciaio, del calcestruzzo, la posizione x dell'asse neutro ed il valore del copriferro da cui si calcola la tensione del ferro compresso:

Sez. D	σ _{fe.teso}	σ _{cls}	x	coprif	σ _{fe.comp}
	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[MPa]
PPPBVPSP_S300_F	23	0.8	10.3	5.8	5.44
PPPAVNSN_S300_F	34	1.2	10.3	5.8	8.06

In definitiva, per ciascun lato della barriera, si calcola la tensione limite dell'acciaio:

	σ_{\min}	σ_{\max}		σ_{lim}
	[MPa]	[MPa]		[MPa]
intradosso	8.06	23	<	265
estradosso	5.44	34	<	244

2.6 Verifiche tirafondi

2.6.1 Calcolo sollecitazioni

Dal modello agli elementi finiti derivano le seguenti caratteristiche di sollecitazione sulla singola base poggiate sul cordolo di fondazione, relative alla sezione d'incastro della mensola sullo zoccolo di base (punto P0 in figura seguente, nodo n° 15 del modello di calcolo).

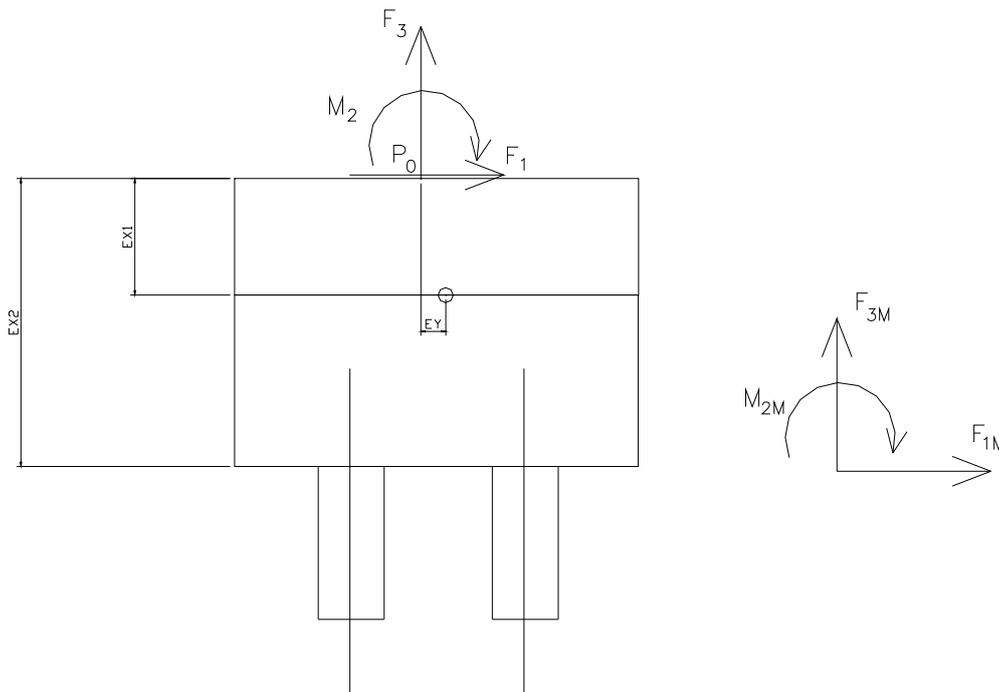


Figura 2-30 Sistemi di riferimento e punti di verifica

SOLLECITAZIONI ALL'INCASTRO – CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N = F3	V = F1	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PP	LinStatic		-48030	0	8849
15	PESOAS	LinStatic		-8320	0	8959
15	PESOBAG	LinStatic		-24959	0	26877
15	VENTO	LinStatic		-8004	40164	197114
15	V200	LinModHist	Max	-2458	-7908	-38180
15	V200	LinModHist	Min	1528	11513	64129
15	S200	LinStatic		-1402	7093	32362
15	PPPBVPSP_V200	Combination	Max	-83452	32257	194660
15	PPPBVPSP_V200	Combination	Min	-79466	51677	296969
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-50804	-48072	-217486
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-46818	-28652	-115177
15	PPPBVPSP_S200	Combination		-84161	56194	305978
15	PPPAVNSN_S200	Combination		-45178	-56194	-252443

Partendo da queste sollecitazioni si sono determinate le sollecitazioni agenti sulla superficie d'interfaccia tra modulo prefabbricato e plinto di fondazione, che sollecitano i tirafondi.

Le eccentricità, in questo caso, valgono:

$$e_{x1} = 35 \text{ cm} \quad e_y = 16 \text{ cm.}$$

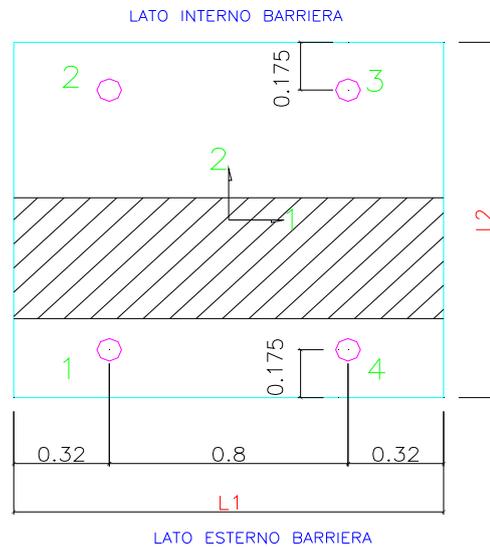
Occorre, inoltre, aggiungere il peso dello zoccolo di base 130x150x35 cm, pari a 17.06 kN, che non è considerato nel modello di calcolo.

SOLLECITAZIONI LIVELLO TIRAFONDI - VERIFICA DI RESISTENZA						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PPPBVPSP_V200	Combination	Max	-100514	32257	192597
15	PPPBVPSP_V200	Combination	Min	-96528	51677	302342
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-67867	-48072	-242440
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-63881	-28652	-132696
15	PPPBVPSP_S200	Combination		-101224	56194	312180
15	PPPAVNSN_S200	Combination		-62241	-56194	-279340

2.6.2 Verifica di resistenza

TIRAFONDI BM 130

Lunghezza lato in direzione 1	$L_1 =$	144	cm
Lunghezza lato in direzione 2	$L_2 =$	130	cm
Distanza tirafondo dal bordo L1	$d1 =$	32	cm
Distanza tirafondo dal bordo L2	$d2 =$	17.5	cm



Diametro tirafondi interno barriera
Diametro tirafondi esterno barriera

$\phi_{long.int} =$ 40 mm
 $\phi_{long.est} =$ 40 mm

Sezione	X Y	
	A	-72.0
D	72.0	-65.0
C	72.0	65.0
B	-72.0	65.0

Tirafondi	X Y As n				
	1	-40.0	-47.5	10.053	15
2	40.0	-47.5	10.053	15	
	-40.0	47.5	10.053	15	non considerato
	-40.0	47.5	10.053	15	non considerato

TENSIONI AMMISSIBILI

$\sigma_{c,amm} =$	13.4	MPa
$\sigma_{s,amm} =$	255	MPa
$\tau_{c0} =$	0.8	MPa
$\tau_{c1} =$	2.26	MPa

TENSIONE AMMISSIBILE A FATICA TIRAFONDI

$\Delta\sigma_D =$	36.8	Mpa
diametro	40	mm
k =	0.931	
$\Delta\sigma_{tir,amm} =$	27.4	Mpa

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{acc} -$
	[MPa]	[MPa]
PPPBVSP_V300	1.3	-64.6
PPPBVSP_V300	2.0	-116.8
PPPAVNSN_V300	1.6	-96.1
PPPAVNSN_V300	0.9	-45.8
PPPBVSP_S300	2.1	-120.2
PPPAVNSN_S300	1.9	-114.9

NB: per la verifica si trascura il contributo dei tirafondi compressi.

2.6.3 Verifica a fatica

Per valutare la variazione tensionale ammissibile a fatica si è fatto riferimento alle "Prescrizioni Tecniche Integrative e Provvisorie per la Progettazione delle Barriere Anti Rumore" del 24\3\04, punto "c":

$$\Delta\sigma_{amm} = \Delta\sigma_D / \gamma_m$$

con $\gamma_m = 1.25$

$$\Delta\sigma_D = \Delta\sigma_A * \sqrt[3]{n_A / n_D}$$

Per i valori di $\Delta\sigma_A$, n_A e n_D si è fatto riferimento alle "Indicazioni Tecniche per Barriere Anti Rumore" del 21\6\06, punto "b" (con rimando all' EuroCodice 3):

$$\Delta\sigma_A = 50 \text{ MPa}$$

$$n_A = 2e6$$

$$n_D = 5e6.$$

Pertanto $\Delta\sigma_D = 36.84 \text{ MPa}$. Per valutare $\Delta\sigma_{amm}$ occorre considerare un'ulteriore riduzione per i tirafondi di diametro superiore a 30 mm:

$$\Delta\sigma_{amm} = k \Delta\sigma_D / \gamma_m$$

con $k = \left(\frac{30}{\phi}\right)^{0.25}$.

In conclusione:

$$\Delta\sigma_{amm} = 29.5 \text{ MPa per } \phi 30$$

$$\Delta\sigma_{amm} = 27.4 \text{ MPa per } \phi 40$$

Per la verifica a fatica il $\Delta\sigma_{\max}$ è stato determinato a partire dallo stato tensionale di esercizio sotto l'effetto dei pesi fissi, PP + PA (pesi propri + pesi pannelli asciutti) e considerando gli effetti delle sovrappressioni dovute al treno:

SOLLECITAZIONI LIVELLO TIRAFONDI - VERIFICA A FATICA						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PP_V200	LinModHist	Max	-75871	-7908	-32549
15	PP_V200	LinModHist	Min	-71885	11513	77195

La sezione su cui agiscono tali sollecitazioni è la stessa rappresentata a pag. 109. Anche in questo caso si trascura il contributo dei tirafondi posti in zona compressa, per cui i tirafondi hanno sempre un $\Delta\sigma$ che varia dal valore minimo pari a 0 al valore massimo determinato dalle sollecitazioni sopra riportate.

Pertanto si ha:

$$\text{Comb PP_V200-Max:} \quad \Delta\sigma_{\max} = 1.04 \text{ Mpa} < \Delta\sigma_{\text{amm}} = 27.4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Comb PP_V200-Min:} \quad \Delta\sigma_{\max} = 18.3 \text{ Mpa} < \Delta\sigma_{\text{amm}} = 27.4 \text{ Mpa.}$$

2.7 Verifica globale di deformabilità

La **verifica globale di deformabilità** consiste nel verificare, secondo le indicazioni del Disciplinare Tecnico sulle barriere antirumore, che lo spostamento in sommità nella peggiore condizione di carico possibile sia inferiore a "L/150", essendo "L" l'altezza del montante.

Essendo in questo caso $L = 8210 \text{ mm}$ l'altezza della barriera fuori terra, si ha quindi $f_{am} = 8210/150 = 54.73 \text{ mm}$.

Dal calcolo la freccia massima si ha nella condizione di carico "PPBVPSP_S200"; essa risulta pari a

$$f_{max} = \sqrt{27.53^2 + 6.51^2} = 28.29 \text{ mm} < f_{am}$$

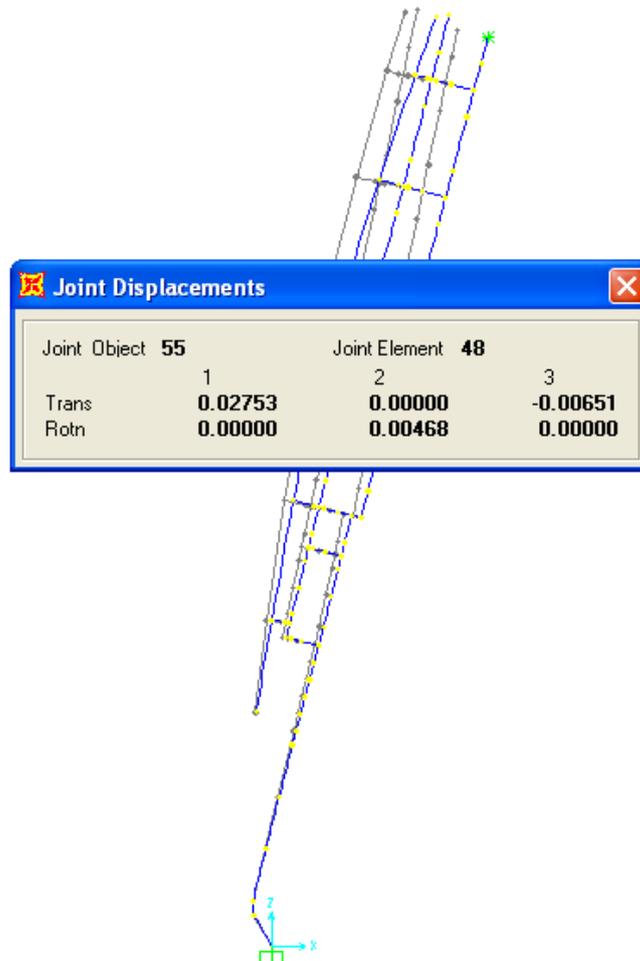


Figura 2-31 -Deformata barriera con spostamento max. in testa per "PPBVPSP_S200".

Nell'ambito di questa verifica si esplicita inoltre la **rigidezza globale del montante** (in termini di spostamenti e rotazioni del punto di sommità sotto un carico unitario orizzontale $F=1000N$), che nell'ipotesi di una integrazione dei sistemi di T.E. sulla barriera, è un utile parametro di confronto per determinare la qualità della captazione a 200 km/h.

Nodo 55	DX=Ux	DZ=Uy	RY=Rz
	(m)	(m)	(rad)
Tip. Itf	1.10E-03	-2.63E-04	2.24E-04

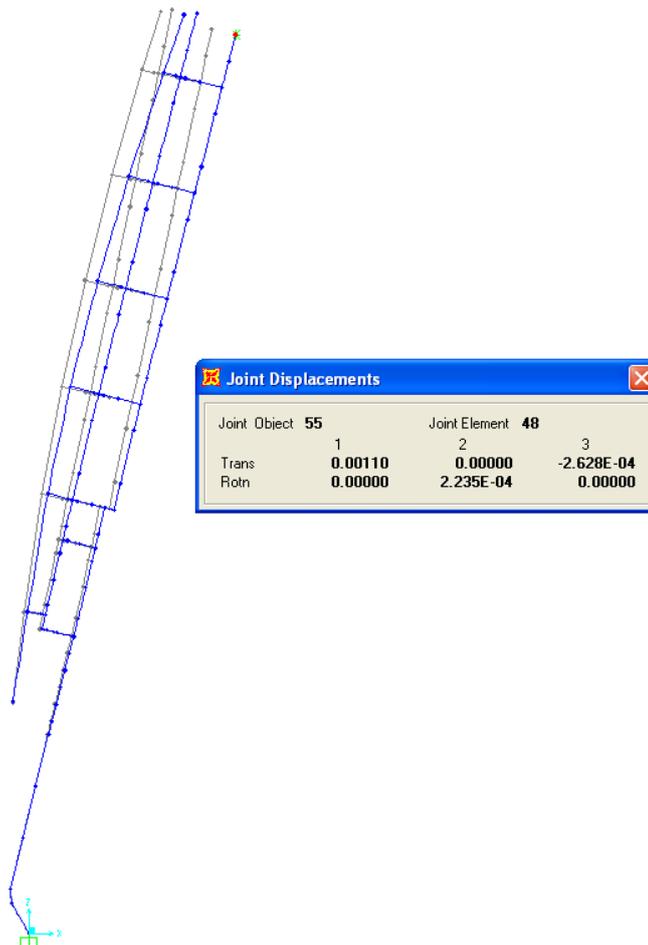


Figura 2-32 - Deformata barriera con spostamento max. in testa per un carico nodale $F=1000N$ in sommità;

3 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

3.1 Calcolo delle sollecitazioni

Dal modello agli elementi finiti derivano le seguenti caratteristiche di sollecitazione sulla singola base poggiante sul plinto di fondazione, relative alla sezione d'incastro della mensola sullo zoccolo di base (punto P0 in figura seguente, nodo n° 15 del modello di calcolo).

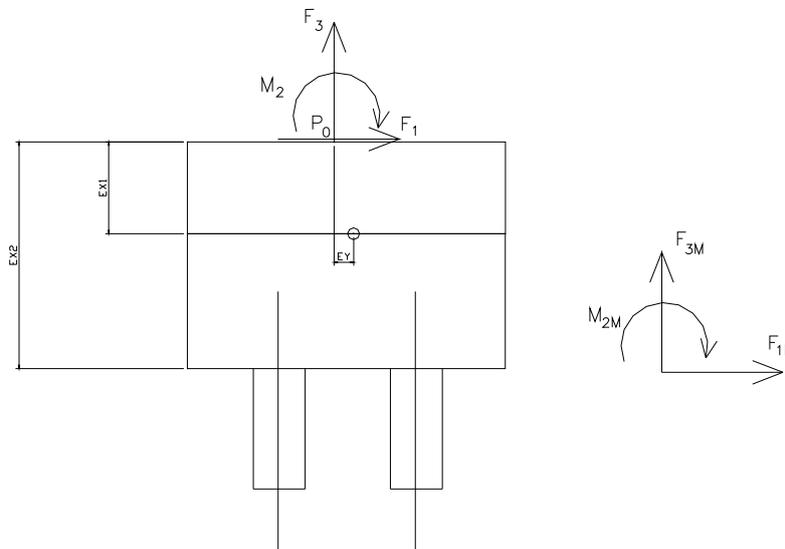


Figura 3-1 - Sistemi di riferimento e punti di verifica

Modello H10_V200 – Sollecitazioni all'incastro						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N = F3	V = F1	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PP	LinStatic		-89303	0	11992
15	PESOAS	LinStatic		-8320	0	8959
15	PESOBAG	LinStatic		-24959	0	26877
15	VENTO	LinStatic		-9262	48625	209634
15	S200	LinStatic		-1652	8776	34853
15	PPPBVSP_S200	Combination		-127257	68460	327272
15	PPPAVNSN_S200	Combination		-84628	-68460	-267452

Partendo da queste sollecitazioni si sono determinate le sollecitazioni agenti sulla superficie d'interfaccia tra cordolo di fondazione e terreno, che sollecitano i micropali. *In primis* si sommano

le sollecitazioni che derivano dal modulo "tampone" BT95 contiguo, determinato da un diverso modello di calcolo.

Modello BT95 – Sollecitazioni all'incastro						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N = F3	V = F1	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PP	LinStatic		-41273	0	3143
15	PESOAS	LinStatic		0	0	0
15	PESOBAG	LinStatic		0	0	0
15	VENTO	LinStatic		-1258	8461	12520
15	S200	LinStatic		-250	1684	2492
15	PPPBVSP_S200	Combination		-43096	12266	21294
15	PPPAVNSN_S200	Combination		-39449	-12266	-15009

Le sollecitazioni così ottenute vanno poi trasportate nel baricentro della sezione d'interfaccia cordolo di fondazione – superficie di sottofondo, considerando le seguenti eccentricità:

$$e_{x1} = 35+65 = 100 \text{ cm} \qquad e_y = 16 \text{ cm.}$$

Infine, occorre sommare il peso dei seguenti elementi con le relative eccentricità:

- zoccolo di base BM130 130x150x35 cm P = 17.06 kN e = 0 cm;
- zoccolo di base BT95 95x150x35 cm P = 12.47 kN e = 17.5 cm;
- cordolo di fondazione 140x300x65 cm P = 68.25 kN e = 0 cm;

SOLLECITAZIONI LIVELLO MICROPALI - VERIFICA DI RESISTENZA						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PPPBVSP_S300	Combination		-225038	68460	373189
15	PPPAVNSN_S300	Combination		-182409	-68460	-351635

3.2 Micropali

I micropali da utilizzare nel progetto delle barriere antirumore saranno del tipo valvolati iniettati a pressione con armatura in acciaio Fe430B. Il diametro e la lunghezza del micropalo dipenderanno dall'altezza della barriera e dalle caratteristiche geotecniche del terreno su cui si opera.

In ogni caso si cercherà di realizzare micropali con diametro massimo di perforazione di 225 mm al fine di poter operare in linea con macchinari di ridotte dimensioni.

Il copriferro minimo (semidifferenza tra il diametro di perforazione e diametro esterno dell'armatura del micropalo) da garantire all'armatura del micropalo può assumersi pari a circa 2.5 cm. Come criterio preferenziale di scelta del diametro dell'armatura si può pertanto partire dai valori commerciali immediatamente inferiori (o molto prossimi) al diametro della perforazione (D_s) diminuito di 5 cm.

L'ancoraggio nel calcestruzzo è realizzato mediante piastre ottagonali di dimensioni lorde 270x270x25 con lati da 112 mm, saldate ai micropali tramite doppi **cordoni d'angolo** su ciascun piatto di dimensioni 10x10 mm.

3.2.1 Calcolo della capacità portante verticale del micropalo

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées" da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro N_{SPT} e/o p_L (pressione laterale limite) dei terreni attraversati. I micropali vengono distinti in due categorie:

- micropali eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore (**IRS**, injection répétitive et selective). Appartengono a tale gruppo i micropali da adottare per le barriere antirumore;
- micropali eseguiti con getto dell'intero palo in un'unica soluzione (**IGU**, injection globale inique).

Il metodo si avvale, per la capacità portante ultima della relazione :

$$Q_{lim} = Q_{ll} + Q_{pl}$$

dove Q_{ll} : portata laterale limite: $Q_{ll} = \pi \cdot D_b \cdot L_p \cdot q_s$

con D_b = diametro reso del micropalo = αD_s ;

D_s = diametro di perforazione;

L_p = lunghezza della zona iniettata;

α = coefficiente adimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella A). In via cautelativa si può adottare un coefficiente **α pari ad 1.1** per la parte IGU e **1.2** per la parte IRS, cioè i valori minimi per ognuna delle due categorie di micropali;

q_s = portata laterale unitaria stabilita in funzione del valore N_{SPT} o p_L . È ricavabile tramite i grafici messi a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées" in base a numerose prove di carico a rottura (267) per vari tipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo. Tali grafici vengono riportati alle pagine seguenti nelle figure I, II, III e IV.

Q_{pl} : portata alla punta ultima. Dato l'alto rapporto esistente fra superficie laterale portante e superficie della punta del palo, normalmente, per i micropali, si considera un valore della **portata alla punta pari al 15% della portata laterale**.

La peculiarità del calcolo per un micropalo consiste nella scelta di D_s e nella determinazione di q_s e di L_p .

In ogni caso, visto che il tratto iniettato del micropalo raggiunge la superficie del terreno, si raccomanda che, per i **primi 5 metri**, esso venga considerato in ogni caso del **tipo IGU**.

La capacità portante verticale si calcolerà pertanto per integrazione dei valori di Q_{lim} trovati per il tratto di tipo IGU e per quello di tipo IRS.

Si riportano di seguito i diagrammi necessari per ricavare il valore di q_s in funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche di resistenza nonché dalla tecnica di realizzazione del micropalo.

q_s (MPa)

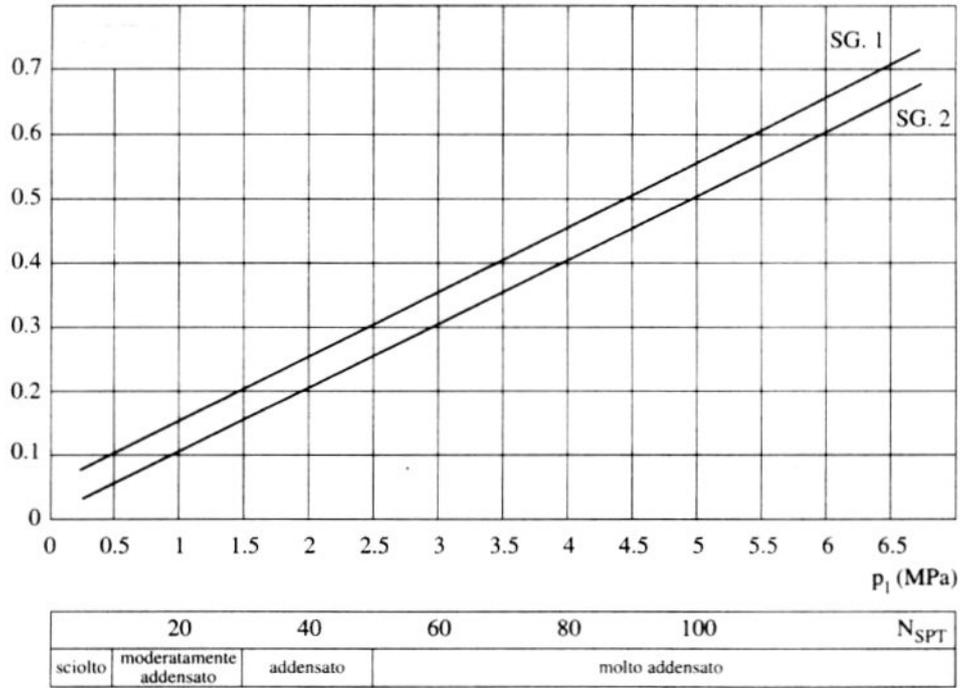


Figura I: Abaco per il calcolo di q_s per sabbie e ghiaie.

q_s (MPa)

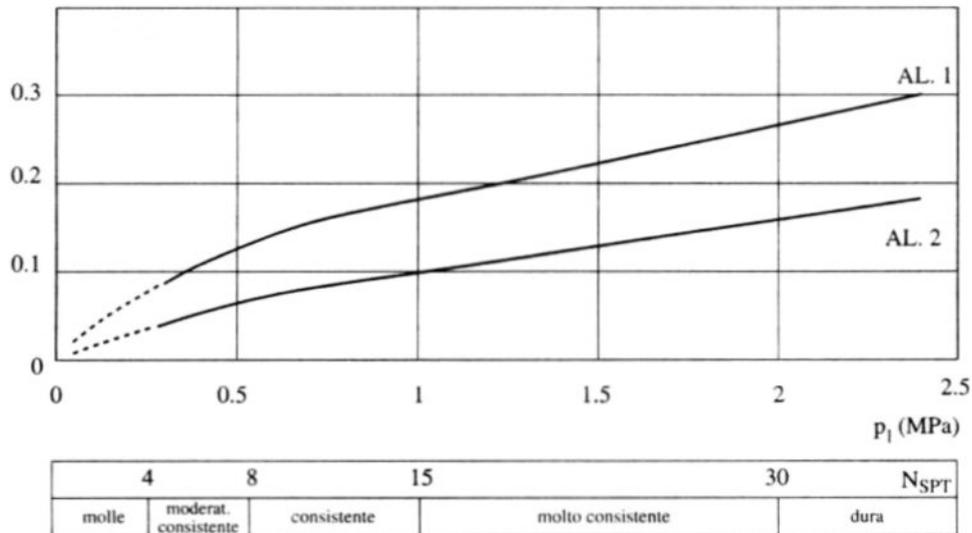


Figura II: Abaco per il calcolo di q_s per argille e limi.

q_s (MPa)

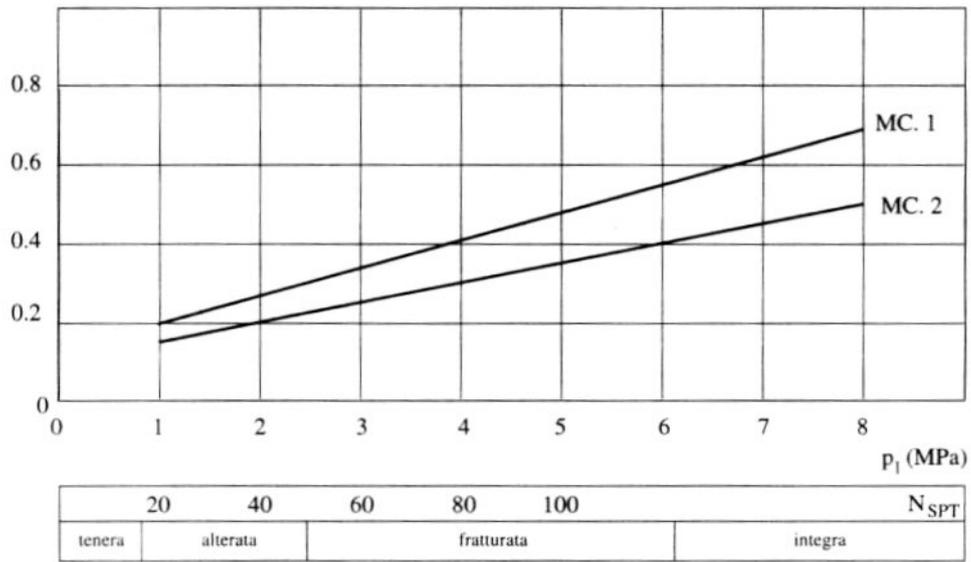


Figura III: Abaco per il calcolo di q_s per gessi, marne e marne calcaree.

q_s (MPa)

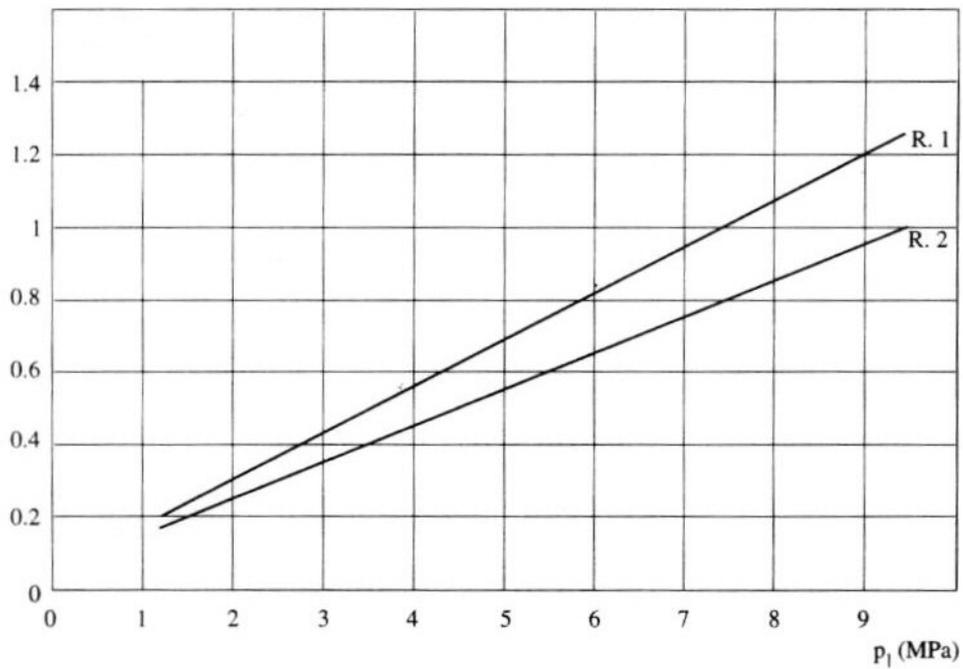


Figura IV: Abaco per il calcolo di q_s per rocce alterate e fratturate.

Tabella A: Valori del coefficiente α ; $V_s = L_p \cdot \frac{\pi D_s^2}{4}$

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V_s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V_s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) V_s ; IGU: (1,5-2) V_s
Marna	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) V_s per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) V_s o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5) V_s per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati

Tabella B: indicazioni per la scelta del valore q_s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

In funzione delle condizioni locali del terreno si dovrà tener conto dell'eventuale effetto di gruppo della palificata definendo un coefficiente riduttivo η della capacità portante.

Si può a questo punto calcolare la capacità portante ammissibile del micropalo per sforzo N di compressione e/o trazione secondo le seguenti formule:

$$\text{a) } Q_{\text{amm,comp}} = Q_{\text{lim}}/F_s - W_p$$

$$\text{b) } Q_{\text{amm,traz}} = (Q_{\text{lim}} - Q_{\text{pl}})/F_s + W_p$$

in cui:

$$F_s = 2,5 \text{ (coefficiente di sicurezza minimo richiesto dalla normativa)}$$

$$W_p = \gamma_{\text{cls}} \cdot A_b \cdot L_p \text{ (peso del micropalo)}$$

I valori delle capacità portanti andranno confrontati con il massimo valore del carico verticale che si applica al micropalo per sforzo N di compressione e/o trazione. I valori di D_s e la determinazione di L_p saranno accettabili solo se i valori ammissibili risulteranno superiori ai rispettivi sforzi:

$$Q_{\text{amm}} > N$$

La lunghezza del micropalo così calcolata dovrà essere **umentata di 2 metri** in caso di realizzazione dell'opera su rilevato ferroviario per tener conto del ridotto stato di addensamento del terreno in prossimità della scarpata del rilevato stesso.

3.2.2 Calcolo della capacità portante orizzontale del micropalo

La valutazione dello stato di sollecitazione dei micropali in condizioni di esercizio può essere effettuata assimilando il terreno ad un mezzo alla Winkler, costituito da un letto di molle orizzontali indipendenti l'una dall'altra.

Nell'ipotesi di k_h (coefficiente di reazione orizzontale del terreno) costante con la profondità, l'equazione differenziale che governa lo spostamento di un palo caricato lateralmente è:

$$E \cdot J \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot D_b \cdot y = 0$$

in cui:

E = modulo elastico longitudinale del micropalo

J = momento d'inerzia del micropalo

y = spostamento orizzontale rispetto alla direzione verticale

L'equazione si può anche scrivere nella forma:

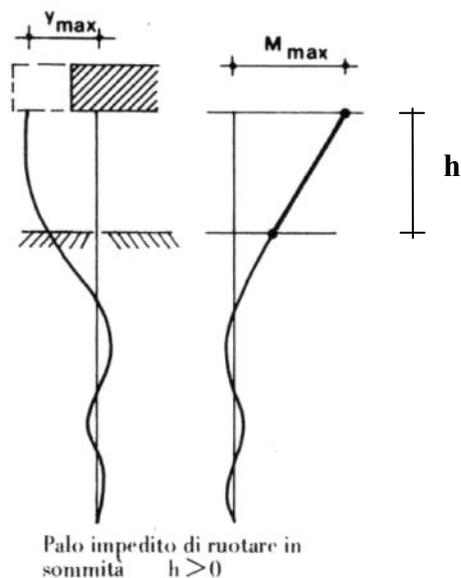
$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{4}{\lambda^4} y = 0$$

in cui $\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D_b}}$ = lunghezza caratteristica del micropalo

Dalla risoluzione dell'equazione differenziale per un micropalo soggetto ad una forza orizzontale $H = T$ applicata in testa, sporgente dal terreno di $h = 2.00$ m (nel caso di rilevato) o di $h=1.00$ m (negli altri casi) ed impedito di ruotare in testa per l'incastro determinato dal plinto, il massimo valore del momento e del taglio agenti sul palo valgono:

$$M_{max} = 0.5 \cdot H \cdot (h + \lambda)$$

$$T_{max} = H$$



Utilizzando queste sollecitazioni sarà possibile dimensionare l'armatura del micropalo.

Il calcolo riportato di seguito è riferito a condizioni geotecniche ipotetiche e quindi si pone come un dimensionamento di massima. Ovviamente il progetto costruttivo dei micropali dovrà essere eseguito di volta in volta in base alle reali condizioni geotecniche riscontrate nei terreni di posa delle barriere.

3.2.3 Verifiche strutturali

Con riferimento alla figura sottostante, gli sforzi nei micropali e le tensioni normali di compressione all'interfaccia piatti/calcestruzzo sono stati calcolati con le formule seguenti, a partire dalle sollecitazioni determinate nel paragrafo 3.1.

$$F_{SX} = \left(\frac{N_M}{4} + \frac{M_M}{2b} \right)$$

$$F_{DX} = \left(\frac{N_M}{4} - \frac{M_M}{2b} \right)$$

in cui **b = 900 mm** è l'interasse trasversale dei micropali.

La tensione è data dalla forza diviso l'area di contatto pari a:

$$A_1 = 95950 \text{ mm}^2 \text{ (Piatto sup. + piatto inf.) se } F < 0;$$

$$A_2 = 71120 \text{ mm}^2 \text{ (2 x piatto inf.) se } F > 0.$$

Pertanto si ha per la barriera H10:

Combinazioni di carico	F_{SX}	F_{DX}	σ_{c1}	σ_{c2}
	[N]	[N]	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_S200	151067	-263587	2.12	-2.75
PPPAVNSN_S200	-240955	149750	-2.51	2.11

Le tensioni sono tutte inferiori al valore limite $R_{ck}/1.3 = 34.6 \text{ MPa}$.

3.2.3.1 Verifica di resistenza del tubo

Micropali:

ϕ perforazione = $D_s = 225$ mm

Per pali valvolati: ϕ calcolo = $1.1 * D_s = D_d = 250$ mm

tubo: $\phi 177.8 \times 10$ mm

Gli sforzi assiali sul singolo micropalo di sinistra o di destra ed il taglio totale all'intradosso della fondazione già calcolati sono i seguenti:

Condizioni di carico	N [N]	V [N]	M [Nm]
PPPBVPSP_S200	-225 038	68 460	373 189
PPPAVNSN_S200	-182 409	-68 460	-351 635

Per cui si hanno le seguenti azioni massime:

$N^- = -264$ kN (compressione)

$N^+ = +151$ kN (trazione)

$T_{max} = 68.5 / 4 = 17.1$ kN

Proprietà tubo $\phi 177.8 \times 10$ mm:

$A_s = 5272$ mm²

$J_s = 18619818$ mm⁴

$W_s = J_s / (177.8 / 2) = 209447$ mm³

$A_{st} = 2636$ mm² area di taglio

Carico sul tubo in compressione (a favore di sicurezza tutto lo sforzo di compressione è affidato al tubo di acciaio): **-264 kN**

Carico sul tubo in trazione: **151 kN**

Il massimo valore del momento flettente e del taglio agenti sul palo valgono:

$T_{max} = H$ forza orizzontale applicata in testa al micropalo sporgente dal terreno di $h = 2$ m per la presenza di uno strato superficiale assunto come non collaborante (nel caso di rilevati) oppure $h = 1$ m nei restanti casi.

Negli esempi che seguono si considera il caso maggiormente gravoso costituito dalla presenza di rilevato.

$M_{max} = 0.5 * H * (h + L_0)$ calcolato in base alle seguenti proprietà:

$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D_d}}$ = lunghezza caratteristica del micropalo

$E = 28500$ N/mm² (modulo elastico calcestruzzo $R_{ck} 250$)

J_s = momento d'inerzia del tubo

$J_c = 191747600 \text{ mm}^4$ momento d'inerzia del calcestruzzo per diametro del cls $D_d = 250 \text{ mm}$

l'acciaio e' omogeneizzato al calcestruzzo con $n=6$

$J = J_c + n \cdot J_s = 303466508 \text{ mm}^4$ momento d'inerzia totale

$k_h = c_g \cdot n_h \cdot z/d$ coefficiente di reazione orizzontale del terreno

$c_g = 0.5$ coefficiente riduttivo di gruppo (dipendente dal numero di micropali)

$n_h = A \cdot \gamma / 1.35$ dove:

A coefficiente adimensionale dipendente dallo stato di addensamento del terreno;

$\gamma = 1700 \text{ kg/m}^3$ peso specifico del terreno.

z profondità media del terreno reagente, trascurando i primi 2 metri di terreno per tener conto della scarsa resistenza laterale offerta da tale strato

$d = D_d$

Il momento flettente viene ricavato per un micropalo che si trovi in un terreno con ipotetici diversi valori di N_{SPT} e diverse profondità z, ipotizzando una rotazione nulla in testa per l'incastro determinato dal plinto:

$$N_{SPT} = 15 \quad A = 450$$

$$N_{SPT} = 20 \quad A = 600$$

$$N_{SPT} = 30 \quad A = 1000$$

Si riporta di seguito la verifica più gravosa per $N_{spt}=15$

Verifica per $N_{SPT}=15$

$$A = 450$$

$$\gamma = 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$n_h = A \cdot \gamma / 1.35 = 566667 \text{ kg/m}^3$$

$$c_g = 0.5$$

$$z = 4 \text{ m}$$

$$d = D_d = 0.25 \text{ m}$$

$$k_h = c_g \cdot n_h \cdot z/d = 4533336 \text{ kg/m}^3 = 0.04533 \text{ N/mm}^3$$

Si assumerà nel calcolo in via cautelativa $k_h = 0.040 \text{ N/mm}^3$

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D_d}} = 1364 \text{ mm}$$

$$T_{\max} = H = 17100 \text{ N}$$

$$M_{\max} = 0.5 \cdot H \cdot (h + L_0) = 0.5 \cdot 17100 \cdot (2000 + 1364) = 28787508 \text{ Nmm}$$

$$N_{\max, \text{traz}} = 151067 \text{ N}$$

$$N_{\max, \text{comp}} = -263587 \text{ N}$$

Verifica a trazione

$$\sigma = N_{\max, \text{traz}}/A_s + M_{\max}/W_s = 166 \text{ MPa}$$

$$\tau = T_{\max}/A_{st} = 6.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 166 \text{ MPa} < \sigma_{am} = 190 \text{ MPa}$$

Verifica a compressione

$$\sigma = N_{\max, \text{comp}}/A_s + M_{\max}/W_s = 187 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = T_{\max}/A_{st} = 6.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 188 \text{ MPa} < \sigma_{am} = 190 \text{ MPa}$$

3.2.4 Verifiche geotecniche

Il nostro scopo è di ricavare la lunghezza del micropalo che si trovi in un terreno con diverse caratteristiche di resistenza e quindi ipotetici diversi valori del parametro N_{SPT} :

$$N_{SPT} = 15$$

$$N_{SPT} = 20$$

$$N_{SPT} = 30$$

e consenta un carico assiale ammissibile a compressione $Q_{amm, \text{comp}} = 264 \text{ kN}$ ed a trazione un $Q_{amm, \text{traz}} = 151 \text{ kN}$.

Scegliamo:

- un diametro di perforazione $D_s = 225 \text{ mm}$
- tubo di armatura $\Phi 177.8 \times 10 \text{ mm}$ valvolato per tutta l'altezza
- L = incognita del problema = lunghezza micropalo
- terreno incoerente (sabbia)
- coefficiente di gruppo $\eta = 0.8$
- W_p peso del micropalo calcolato con $D_b = \alpha_{IRS} D_s$;

Calcolo per $N_{SPT}=15$

Dai grafici della figura I, per pali valvolati e non (SG.1 e SG.2) valido per le sabbie, e per $N_{SPT}=15$ si ha:

$$q_{s,IGU} = 0.08 \text{ Mpa} = 80 \text{ Kpa (SG.2)};$$

$$q_{s,IRS} = 0.12 \text{ Mpa} = 120 \text{ Kpa (SG.1)};$$

Si pone:

$$\alpha_{IRS} = 1.2 ;$$

$$\alpha_{IGU} = 1.1 ;$$

$$L_{IGU} = 5 \text{ metri};$$

$$F_s = 2.5.$$

○ **Compressione**

$$Q_{amm,comp} = Q_{lim}/F_s - W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \beta \cdot \eta] / F_s - W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot \beta \cdot (\alpha_{IGU} \cdot D_s \cdot L_{IGU} \cdot q_{s,IGU} + \alpha_{IRS} \cdot D_s \cdot L_{IRS} \cdot q_{s,IRS}) / 2.5 - W_p$$

$\beta = 1.15$ tiene conto della portata alla punta pari al 15% di quella laterale

Si calcola una lunghezza L_{IRS} di 5 metri che mi garantisce un $Q_{amm,comp}$ pari a 287 kN.

○ **Trazione**

$$Q_{amm,traz} = (Q_{lim} - Q_{pl}) / F_s + W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \eta] / F_s + W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot (\alpha_{IGU} \cdot D_s \cdot L_{IGU} \cdot q_{s,IGU} + \alpha_{IRS} \cdot D_s \cdot L_{IRS} \cdot q_{s,IRS}) / 2.5 + W_p$$

Per un valore di L_{IRS} di 5 metri si ottiene un $Q_{amm,traz}$ pari a 277 kN ampiamente sufficiente per sostenere la massima sollecitazione di trazione. Il calcolo esatto di L_{IRS} fornirebbe lunghezze inferiori, ma non sufficienti per sviluppare la capacità portante richiesta per sforzi verticali di compressione.

Si ottiene quindi una lunghezza di calcolo del micropalo $L_p = L_{IGU} + L_{IRS} = (5 + 5) \text{ m} = 10 \text{ m}$.

In presenza di rilevato la lunghezza calcolata sopra va aumentata di 2 m, cioè si avrà:

$$L' = L + 2 \text{ m} = 12 \text{ m}.$$

Calcolo per $N_{SPT}=20$

Dai grafici della figura I, per pali valvolati e non (SG.1 e SG.2) valido per le sabbie, e per $N_{SPT}=20$ si ha:

$$q_{s,IGU} = 0.10 \text{ Mpa} = 100 \text{ Kpa (SG.2);}$$

$$q_{s,IRS} = 0.15 \text{ Mpa} = 150 \text{ Kpa (SG.1);}$$

Si pone:

$$\alpha_{IRS} = 1.2 ;$$

$$\alpha_{IGU} = 1.1 ;$$

$L_{IGU} = 5$ metri;

$F_s = 2.5$.

a. Compressione

$$Q_{amm,comp} = Q_{lim}/F_s - W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \beta \cdot \eta] / F_s - W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot \beta \cdot (\alpha_{IGU} \cdot D_s \cdot L_{IGU} \cdot q_{s,IGU} + \alpha_{IRS} \cdot D_s \cdot L_{IRS} \cdot q_{s,IRS}) / 2.5 - W_p$$

$\beta = 1.15$ tiene conto della portata alla punta pari al 15% di quella laterale

Si calcola una lunghezza L_{IRS} di 3 metri che mi garantisce un $Q_{amm,comp}$ pari a 272 kN.

b. Trazione

$$Q_{amm,traz} = (Q_{lim} - Q_{pl}) / F_s + W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \eta] / F_s + W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot (\alpha_{IGU} \cdot D_s \cdot L_{IGU} \cdot q_{s,IGU} + \alpha_{IRS} \cdot D_s \cdot L_{IRS} \cdot q_{s,IRS}) / 2.5 + W_p$$

Per un valore di L_{IRS} di 3 metri si ottiene un $Q_{amm,traz}$ pari a 258 kN ampiamente sufficiente per sostenere la massima sollecitazione di trazione. Il calcolo esatto di L_{IRS} fornirebbe lunghezze inferiori, ma non sufficienti per sviluppare la capacità portante richiesta per sforzi verticali di compressione.

Si ottiene quindi una lunghezza di calcolo del micropalo $L_p = L_{IGU} + L_{IRS} = (5 + 3) \text{ m} = 8 \text{ m}$.

In presenza di rilevato la lunghezza calcolata sopra va aumentata di 2 m, cioè si avrà:

$$L' = L + 2 \text{ m} = 10 \text{ m}.$$

Calcolo per $N_{SPT}=30$

Dai grafici della figura I, per pali valvolati e non (SG.1 e SG.2) valido per le sabbie, e per $N_{SPT}=30$ si ha:

$$q_{s,IGU} = 0.15 \text{ Mpa} = 150 \text{ Kpa (SG.2);}$$

$$q_{s,IRS} = 0.20 \text{ Mpa} = 200 \text{ Kpa (SG.1);}$$

Si pone:

$$\alpha_{IRS} = 1.2 ;$$

$$\alpha_{IGU} = 1.1 ;$$

$$L_{IGU} = 5 \text{ metri;}$$

$$F_s = 2.5.$$

a. Compressione

$$Q_{\text{amm,comp}} = Q_{\text{lim}}/F_s - W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \beta \cdot \eta] / F_s - W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot \beta \cdot (\alpha_{\text{IGU}} \cdot D_s \cdot L_{\text{IGU}} \cdot q_{s,\text{IGU}} + \alpha_{\text{IRS}} \cdot D_s \cdot L_{\text{IRS}} \cdot q_{s,\text{IRS}}) / 2.5 - W_p$$

$\beta = 1.15$ tiene conto della portata alla punta pari al 15% di quella laterale

Si calcola una lunghezza L_{IRS} di 1 metri che mi garantisce un $Q_{\text{amm,comp}}$ pari a 268 kN.

b. Trazione

$$Q_{\text{amm,traz}} = (Q_{\text{lim}} - Q_{\text{pl}}) / F_s + W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \eta] / F_s + W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot (\alpha_{\text{IGU}} \cdot D_s \cdot L_{\text{IGU}} \cdot q_{s,\text{IGU}} + \alpha_{\text{IRS}} \cdot D_s \cdot L_{\text{IRS}} \cdot q_{s,\text{IRS}}) / 2.5 + W_p$$

Per un valore di L_{IRS} di 1 metri si ottiene un $Q_{\text{amm,traz}}$ pari a 249 kN ampiamente sufficiente per sostenere la massima sollecitazione di trazione. Il calcolo esatto di L_{IRS} fornirebbe lunghezze inferiori, ma non sufficienti per sviluppare la capacità portante richiesta per sforzi verticali di compressione.

Si ottiene quindi una lunghezza di calcolo del micropalo $L_p = L_{\text{IGU}} + L_{\text{IRS}} = (5 + 1) \text{ m} = 6 \text{ m}$.

In presenza di rilevato la lunghezza calcolata sopra va aumentata di 2 m, cioè si avrà:

$$L' = L + 2 \text{ m} = 8 \text{ m}.$$

3.3 Trave di Fondazione

La sezione della trave di fondazione ha dimensioni 140x65 cm. Per la verifica delle armature si considera uno schema semplificato a vantaggio di sicurezza, costituito da una trave di n campate appoggiata sui micropali e caricata dalle forze concentrate in corrispondenza dei tirafondi tesi; Come sezione resistente si considera, a v.d.s., solo una fascia 50x65 cm armata con **3+3 $\phi 20$** ; si trascura, inoltre, il contributo benefico del tiro del tirafondo del modulo tampone BT, poiché il momento massimo si ha in campata.

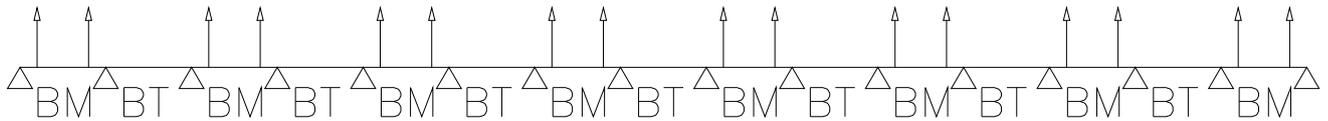


Figura 3-2 Trave di Fondazione: schema di calcolo

3.3.1 Sollecitazioni e verifiche

Le tensioni nei tirafondi per le varie condizioni di carico sono quelle sotto riportate:

Condizione di carico	σ_s [MPa]
PPPBVSP_S300	120
PPPAVNSN_S300	115

L'area resistente di un tirafondo $\phi 40$ vale 1005 mm^2 , per cui:

$$F = 120 \times 1005 = 120.6 \text{ kN} .$$

Ciascun tirafondo è racchiuso da due staffe chiuse $\phi 12$, che riportano le sollecitazioni sulle armature longitudinali. La tensione nelle staffe vale:

$$\sigma_{\text{staffe}} = F / (4 \times 154) = 196 \text{ MPa} < \sigma_{s,\text{am}} = 255 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda la verifica delle armature longitudinali, in Figura 3-3 si riporta l'andamento dei momenti flettenti: il valore massimo si registra in prossimità dei bordi e vale $M = 32.8$ kNm.

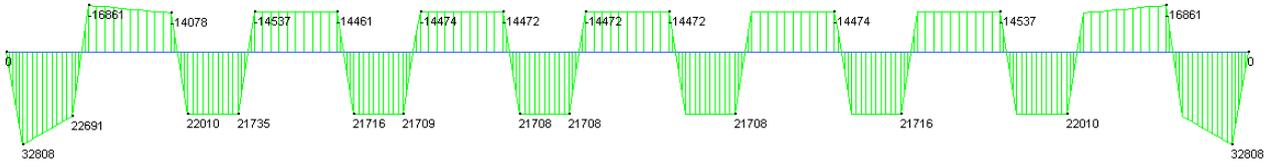


Figura 3-3 Trave di fondazione : momenti flettenti

Di seguito si riporta la verifica della sezione:

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	65	1	9.42	5
			2	9.42	60

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C...

File

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

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

Verifica

N° iterazioni: 4

Materiali
 FeB44k C25/30
 ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{cu} 3.5 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm² f_{cd} 15.63 N/mm²
 E_s 200 N/mm² α 0.95
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -1.320 N/mm²
 σ_s 63.10 N/mm²

d 60 cm
 x 14.33 x/d 0.2389

3.3.2 Verifica a punzonamento

Si verifica la resistenza a punzonamento del cordolo di fondazione per azione concentrata del micropalo; si considera che la rottura può avvenire a trazione secondo determinate superfici con inclinazione a 45° a partire dal perimetro dei piatti saldati al micropalo. Si valuta la resistenza in corrispondenza della superficie media S (equivalente a quella di rottura) perpendicolare al piano dell'intradosso del plinto di altezza H e sezione di base avente contorno racchiuso dal perimetro p e si verifica che sia superiore all'azione del micropalo (moltiplicata x 1.5 perché la verifica è relativa agli S.L.).

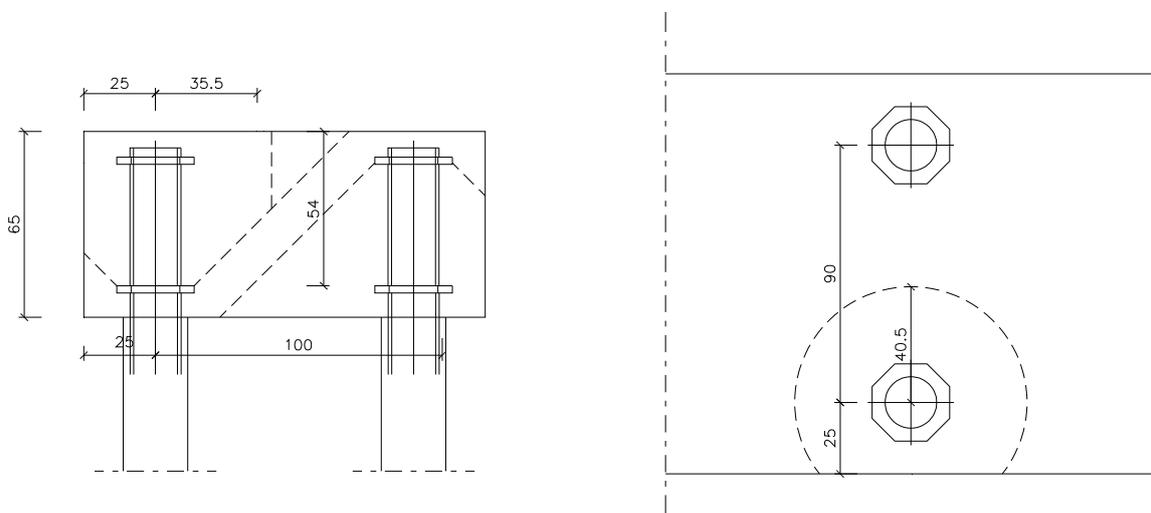


Figura 3-4– Verifica a punzonamento: individuazione della superficie di rottura.

Lo sforzo massimo sul micropalo risulta il seguente:

$$N = 264 \cdot 1.5 = 396 \text{ kN}$$

$$H = 540 \text{ mm}$$

$$p = 1810 \text{ mm perimetro della superficie}$$

$$S = p \cdot H = 977400 \text{ mm}^2 \text{ area superficie rottura}$$

Forza resistente al punzonamento:

$$F = 0.5 \cdot S \cdot f_{ctd} = 617 \text{ kN} > N$$

$$\text{essendo: } f_{ctd} = \frac{0.7 \cdot 0.27 \cdot 35^{2/3}}{1.6} = 1.264 \text{ N/mm}^2 \text{ il valore di calcolo della resistenza a trazione.}$$

Non sono necessarie dunque armature aggiuntive, specifiche per il punzonamento.