

COMMITTENTE: DIREZIONE TECNICA - INGEGNERIA CIVILE

PROGETTAZIONE: S.O. AMBIENTE

PROGETTO ESECUTIVO

BARRIERE ANTIRUMORE STANDARD PER IMPIEGHI FERROVIARI TIPO "HS"

RELAZIONE DI CALCOLO BASE BM95 - BARRIERA H2

Codice Progetto	Documento		Elaborato di Progetto N°	Scala:
	Tipo	Progressivo		
RFI DTC ICI AM ST 01 2010	REL.	01/01	05/17	-

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

Barriera antirumore standard tipo “HS” per velocità fino a 300 km/h.

Relazione di calcolo per base “BM95” per tipologia di barriera H1 e H2 (2.98 m sul p.f.).

Relazione sui materiali

Relazione di calcolo (comprensiva di analisi dinamica per velocità fino a 300 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.....	23
2.4	VERIFICHE DEL MONTANTE IN ACCIAIO.....	26
2.4.1	Sezione 1 - Sezione 2T - 2m sul p.f.....	29
2.4.2	Sezione 2 – Profilo 2T forato sulle ali - 2.5 m sul p.f.....	32
2.4.3	Sezione 3 – Tubolare 88.9x6.3 – 2.00 m sul p.f.....	34
2.4.4	Sezione 4 – Tubolare 88.9x6.3 – 2.25 m sul p.f.....	36
2.4.5	Sezione 5 – Calastrello Tondo $\phi 30$ - Tubolare 88.9x6.3 – 3.00m sul p.f.....	38
2.4.6	Sezione 6 –Tondo $\phi 30$ – 2m sul p.f.....	40
2.4.7	Verifica del collegamento montante in acciaio - manufatto in C.A.....	42
2.4.8	Verifica del collegamento bullonato a quota 2.5 m sul p.f.....	54
2.5	VERIFICA ARMATURE MANUFATTO IN C.A.....	61
2.5.1	Sezione A: sotto sella.....	62
2.5.2	Sezione B: vicino incastro al piede.....	65
2.5.3	Sezione C: incastro al piede.....	68

2.5.4	Sezione D: incastro zoccolo di base	71
2.6	VERIFICHE TIRAFONDI.....	73
2.6.1	Calcolo sollecitazioni	73
2.6.2	Verifica di resistenza	75
2.6.3	Verifica a fatica	76
2.7	VERIFICA GLOBALE DI DEFORMABILITÀ	78
3	RELAZIONE SULLE FONDAZIONI.....	79
3.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	79
3.2	MICROPALI.....	81
3.2.1	Calcolo della capacità portante verticale del micropalo.....	81
3.2.2	Calcolo della capacità portante orizzontale del micropalo.....	86
3.2.3	Verifiche strutturali.....	88
3.2.4	Verifiche geotecniche.....	91
3.3	TRAVE DI FONDAZIONE.....	95
3.3.1	Sollecitazioni e verifiche.....	95
3.3.2	Verifica a punzonamento	97

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 Disciplinare 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 $\phi 88.9 \times 6.3$ mm e da un profilo reggipannello in composizione saldata caratterizzato da un'ala 240X8 mm ed un'anima 267X8 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 dovute dalla sovrappressione dinamica indotta dal passaggio di convogli di forma aerodinamica per velocità comprese nell'intervallo 200-300 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 dal documento RFI/DIN/IC/009/239 "Prescrizioni Tecniche Integrative e provvisorie per la Progettazione di Barriere Antirumore".

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

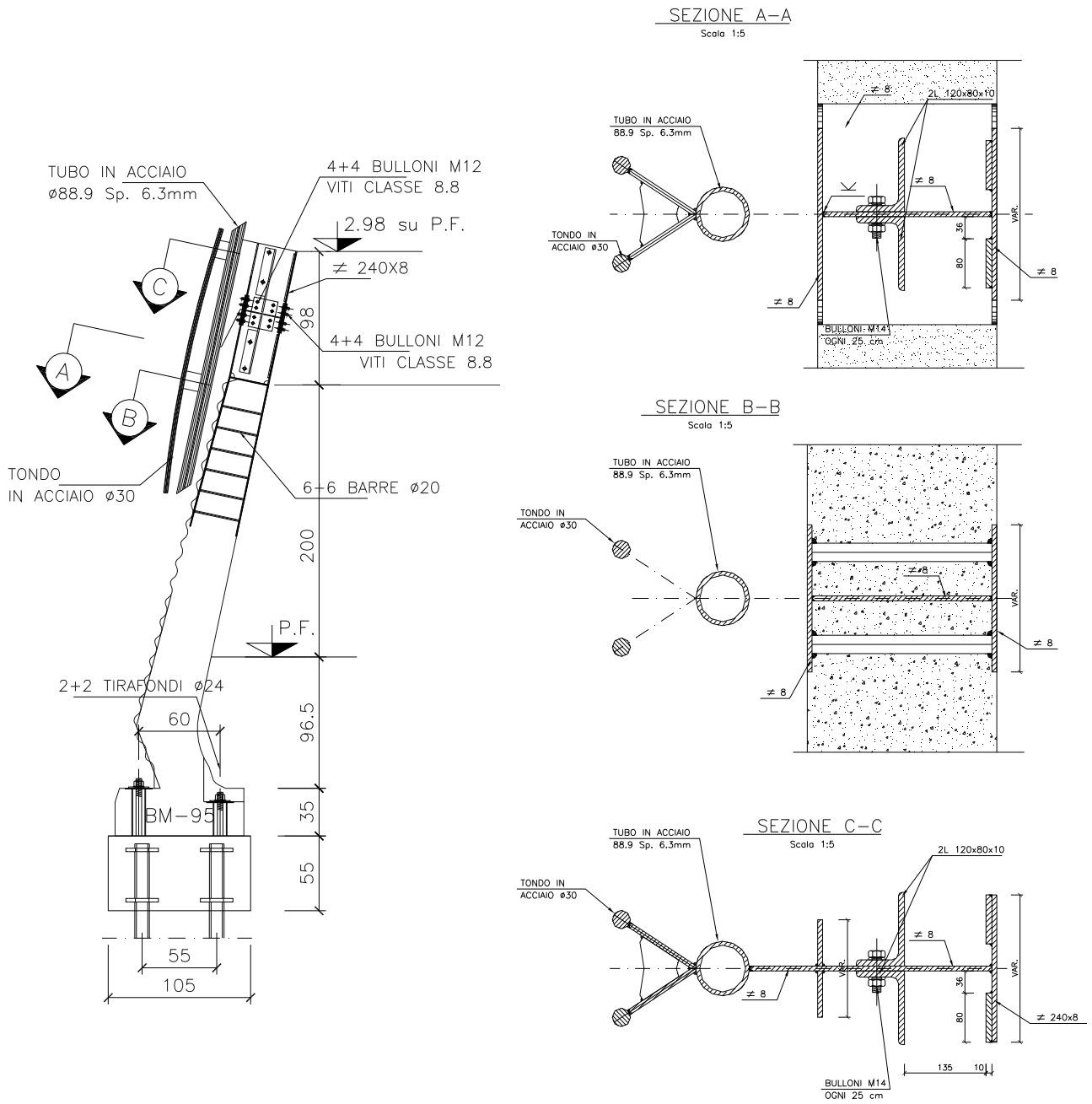


Figura 2-1 - Vista laterale e sezioni trasversali montante

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 "Specificata tecnica relativa 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 l'altezza della barriera $h = 2.98$ m su p.f. (barriera tipo H2), 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 doppio 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.

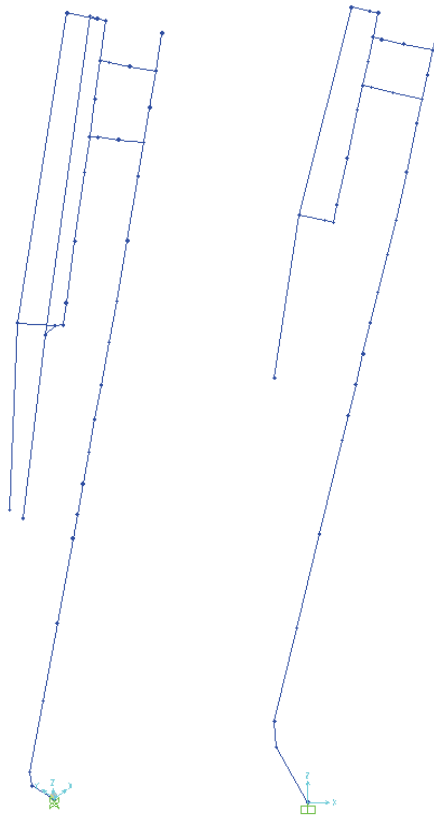


Figura 2-2 - Vista laterale e vista assonometrica del modello a tutta altezza.

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.

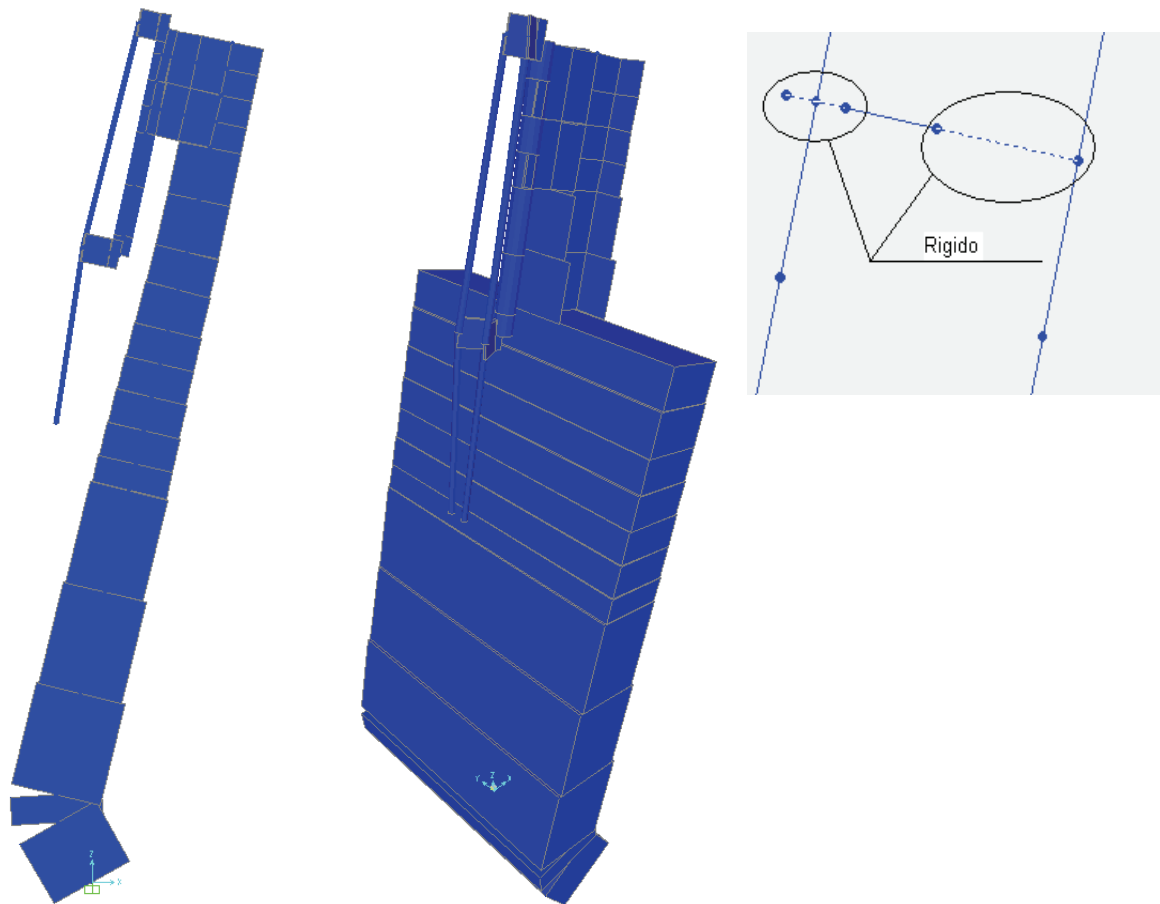


Figura 2-3-Vista solida e prospetto laterale del modello.

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):

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

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

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

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

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 $a'_g = (0.6 \times 3.50) + (0.4 \times 4.22) = 3.78 \text{ m}$ (punto 1.4.6.5, distanza minima $a_g = 2.57 \text{ m}$, distanza massima $a_g = 3.50 \text{ m}$), poiché la barriera H2 è priva di aggetto. Tuttavia si assume a favore di sicurezza la distanza minima 2.57 m utilizzata per le barriere più alte (pari al limite barriera) e quindi una distanza fittizia $a'_g = (0.6 \times 2.57) + (0.4 \times 4.22) = 3.23 \text{ m}$.

La velocità V della linea varia tra 200 e 300 km/h e pertanto si procede investigando lo stato di fatto in questo intervallo di velocità con passo $\Delta = 10 \text{ km/h}$. I valori caratteristici p_{v_unit} sono relativi ai treni con forme aerodinamiche sfavorevoli. Per convogli di forme aerodinamiche favorevoli tali valori vanno corretti per mezzo di un fattore k_1 che vale 0.85 per convogli formati da carrozze di sagoma arrotondata e 0.60 per treni aerodinamici.

In questo caso in particolare si assume il coefficiente k_1 per la forma aerodinamica del treno pari a 0.60 . per velocità superiori a 200 km/h e a 0.85 per la velocità di 200 km/h .

Ne deriva una pressione p_v , che varia al variare della velocità di transito del convoglio come riportato nella tabella seguente:

Velocità (km/h)	p_v unit (N/m ²)	k1	p_v (N/m ²)
200	456	0.85	388
210	503	0.6	302
220	552	0.6	331
230	603	0.6	362
240	657	0.6	394
250	713	0.6	428
260	771	0.6	463
270	831	0.6	499
280	894	0.6	536
290	959	0.6	575
300	1026	0.6	616

Per quanto riguarda la distribuzione delle pressioni in altezza, si applica la pressione di Normativa secondo quanto prescritto dall'Istruzione N° I/SC/PS-OM/229; è stato considerato un pressiogramma le cui caratteristiche sono riportate di seguito (vedi Figura 2-4):

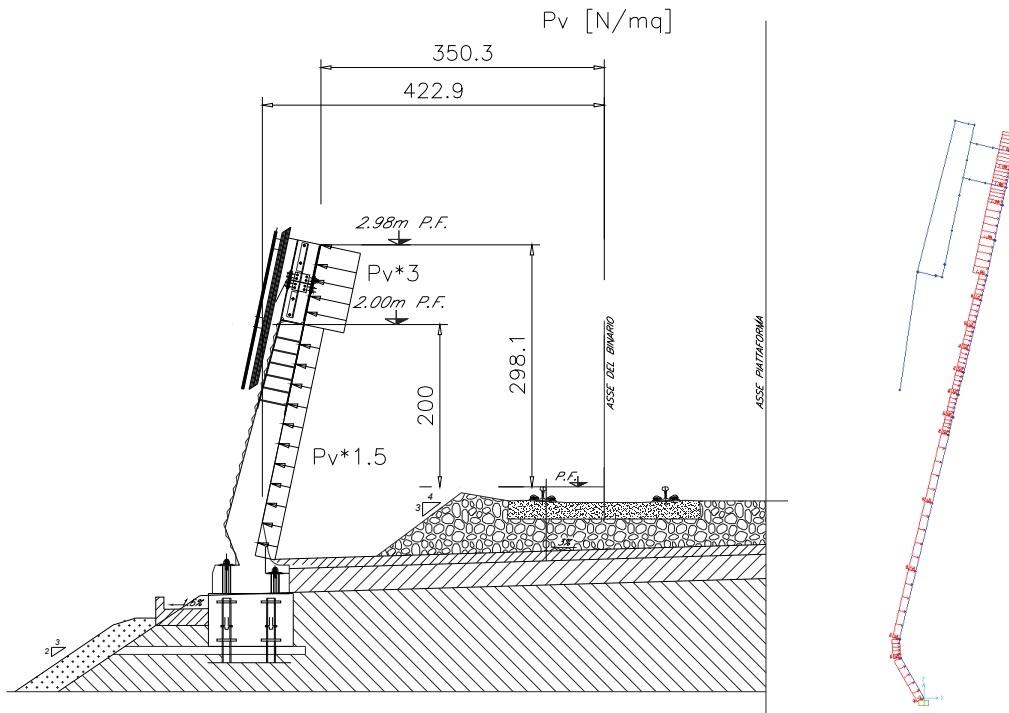


Figura 2-4 - Distribuzione delle pressioni sull'altezza della barriera

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".

Si riporta in Figura 2-5 una rappresentazione grafica adimensionalizzata della *time history*, per V= 300 Km/h .

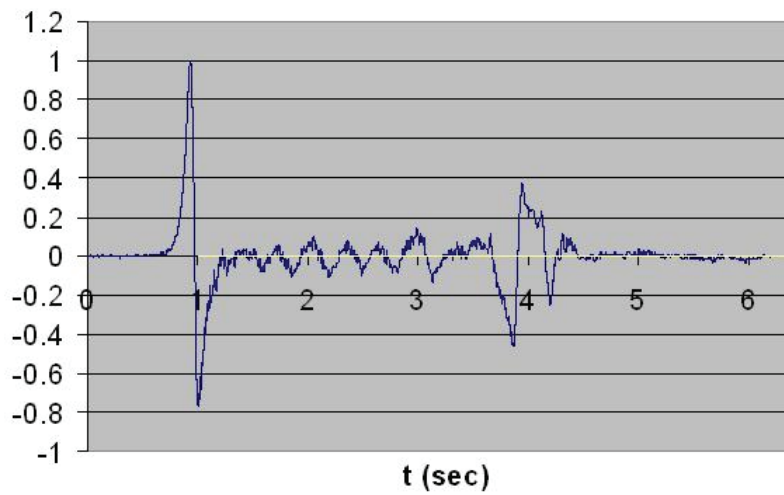


Figura 2-5 - Time History a 300 km/h

Le ascisse delle *time history* vengono scalate in funzione della velocità con i coefficienti ricavati con la formula (V = velocità in km/h):

$$c = (-0.0135 V + 6.19) / 2.14$$

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/m² e 1500 N/m².

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*3*0.5=225 kg per il caso di pannelli bagnati e pari a 50*3*0.5=75 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	4.00	221.95
Tubo $\phi 88.9 \times 6.3$	128.33	1.97	252.82
Piatti da 130 mm	81.64	0.38	31.02
Profili a 2T	537.52	0.50	268.76
Base in cls (escluso zoccolo)	27750.00	1.50	41625.00
		PP_tot [N]	42400

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 al variare della velocità, con un passo di 10 km/h nell'intervallo 200-300 km/h.

Sono state analizzate in particolare le due configurazioni limite per il montante H2 (altezza sul piano ferro pari a 2.98 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

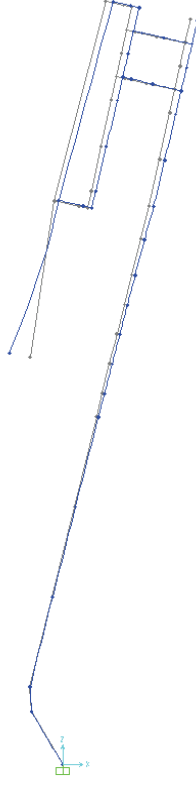
La analisi è stata condotta studiando la risposta fino al tempo $t=10 \text{ s}$.

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’**H2_P50** e **H2_P150**, sono riportate di seguito.

6° MODO		
H2_P150	H2_P50	Deformata modale tipo
f [Hz]	f [Hz]	
21.60	25.54	

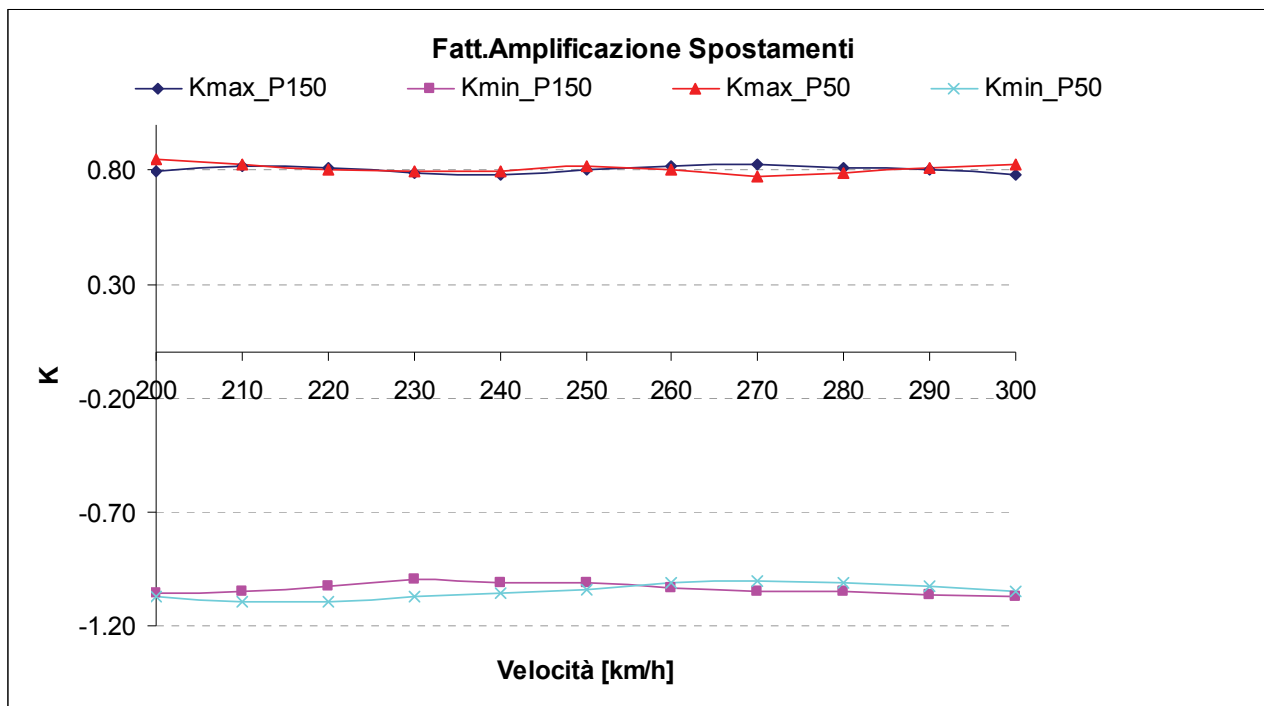
Si riportano di seguito gli spostamenti massimi e minimi, i fattori di amplificazione dinamica degli spostamenti e dei delta sigma.

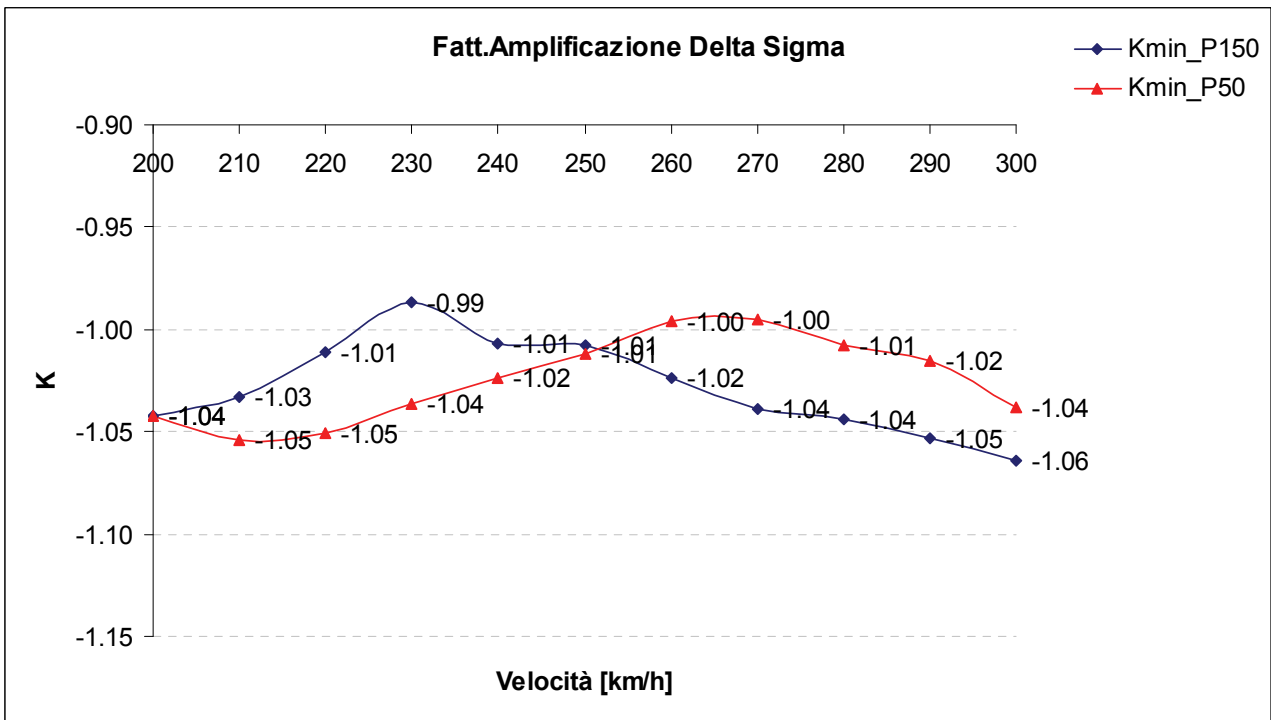
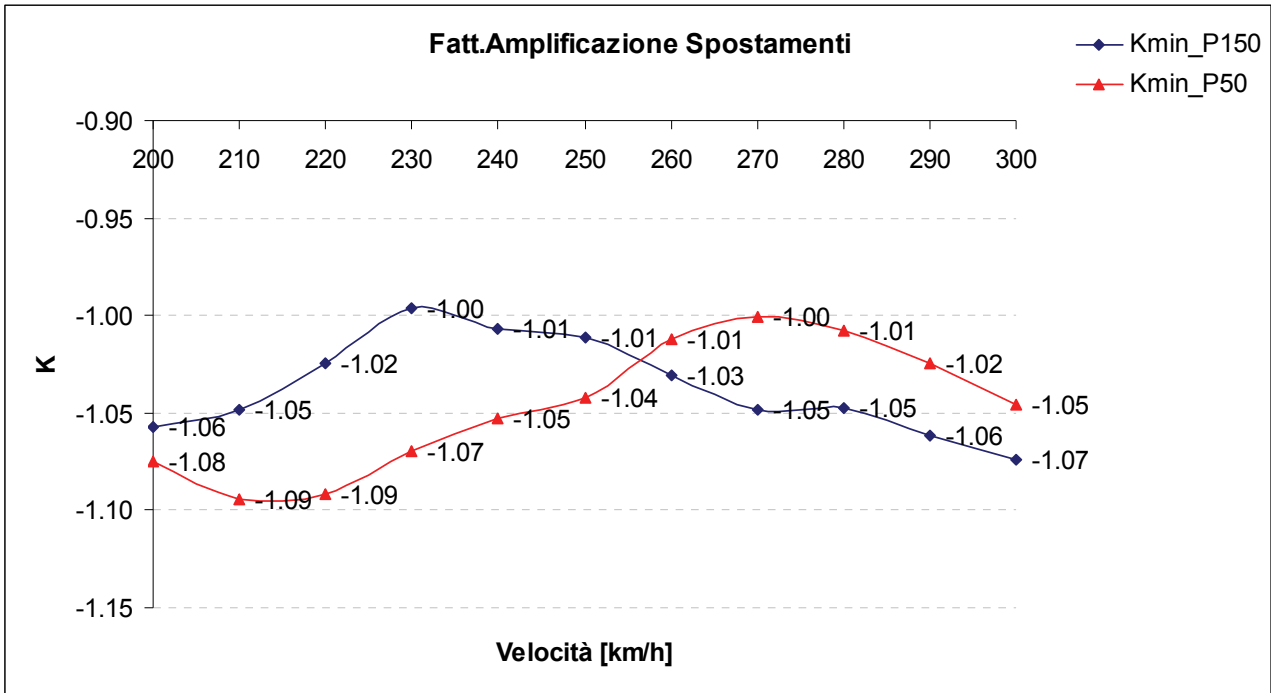
Si evidenzia come i valori massimi del coefficiente di amplificazione si abbiano per velocità tra 200 e 250 km/h per la configurazione con pannelli asciutti e per velocità comprese nell'intervallo tra 250 e 300km/h per la configurazione con pannelli bagnati.

I valori massimi del coefficiente di amplificazione (pari a 1.09) si raggiungono nella configurazione con pannelli asciutti per la velocità di 220 Km/h in corrispondenza alla quale si sviluppano sovrappressioni pari a 331 Pa, tuttavia le verifiche di fatica, resistenza e deformabilità vengono condotte nella configurazione con pannelli bagnati, per le sollecitazioni derivanti dall'analisi dinamica per velocità di 300 Km/h in corrispondenza alla quale il coefficiente di amplificazione vale poco meno (1.07) e si raggiungono sovrappressioni pari a 616 Pa.

H2 P150								Fatt.Ampl. Spost.		Fatt.Ampl. Δσ	
Velocità	Pressione	UX_stat	UX_min	UX_max	M_stat	M_min	M_max	max	min	max	min
[km/h]	[Pa]	[m]	[m]	[m]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	-	-	-	-
200	388	1.09E-04	-1.15E-04	8.66E-05	587	-612	467	0.80	-1.06	0.80	-1.04
210	302	8.45E-05	-8.86E-05	6.90E-05	457	-472	367	0.82	-1.05	0.80	-1.03
220	331	9.28E-05	-9.51E-05	7.54E-05	501	-507	397	0.81	-1.02	0.79	-1.01
230	362	1.01E-04	-1.01E-04	7.99E-05	548	-541	424	0.79	-1.00	0.77	-0.99
240	394	1.10E-04	-1.11E-04	8.66E-05	596	-601	462	0.78	-1.01	0.77	-1.01
250	428	1.20E-04	-1.21E-04	9.61E-05	647	-652	507	0.80	-1.01	0.78	-1.01
260	463	1.30E-04	-1.34E-04	1.06E-04	700	-717	564	0.82	-1.03	0.81	-1.02
270	499	1.40E-04	-1.47E-04	1.15E-04	755	-784	628	0.83	-1.05	0.83	-1.04
280	536	1.50E-04	-1.57E-04	1.22E-04	812	-847	668	0.81	-1.05	0.82	-1.04
290	575	1.61E-04	-1.71E-04	1.29E-04	871	-917	703	0.80	-1.06	0.81	-1.05
300	616	1.73E-04	-1.85E-04	1.35E-04	932	-992	731	0.78	-1.07	0.78	-1.06

H2 P50								Fatt.Ampl. Spost.		Fatt.Ampl. Δσ	
Velocità	Pressione	UX_stat	UX_min	UX_max	M_stat	M_min	M_max	max	min	max	min
[km/h]	[Pa]	[m]	[m]	[m]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	-	-	-	-
200	388	1.09E-04	-1.17E-04	9.18E-05	587	-611	456	0.85	-1.08	0.78	-1.04
210	302	8.45E-05	-9.25E-05	7.00E-05	457	-481	357	0.83	-1.09	0.78	-1.05
220	331	9.28E-05	-1.01E-04	7.46E-05	501	-527	380	0.80	-1.09	0.76	-1.05
230	362	1.01E-04	-1.08E-04	8.10E-05	548	-567	421	0.80	-1.07	0.77	-1.04
240	394	1.10E-04	-1.16E-04	8.80E-05	596	-610	472	0.80	-1.05	0.79	-1.02
250	428	1.20E-04	-1.25E-04	9.77E-05	647	-655	510	0.82	-1.04	0.79	-1.01
260	463	1.30E-04	-1.31E-04	1.04E-04	700	-697	539	0.80	-1.01	0.77	-1.00
270	499	1.40E-04	-1.40E-04	1.08E-04	755	-751	593	0.77	-1.00	0.79	-1.00
280	536	1.50E-04	-1.51E-04	1.19E-04	812	-818	652	0.79	-1.01	0.80	-1.01
290	575	1.61E-04	-1.65E-04	1.31E-04	871	-884	702	0.81	-1.02	0.81	-1.02
300	616	1.73E-04	-1.80E-04	1.43E-04	932	-967	782	0.83	-1.05	0.84	-1.04





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 (condizioni di carico S200, S210, ..., S300) sia dinamicamente (V200, V210, ..., V300), 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 300km/h (condizione di carico V300).

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 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" (V300) = sovrappressione positiva, "SN" (V300) = sovrappressione negativa.

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

PPPBVSP_V300, PPPAVNSN_V300 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.

PPPBVSP_S300, , PPPAVNSN_S300 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 300km/h vale 1.07 (vedi paragrafo 2.3.4).

Risulta in particolare: $p_{vento} + p_{svp} = 1948Pa + 1.07 * 616Pa = 2607Pa > 2500Pa$.

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

COMBINAZIONE	LOAD	FATTORE
PPPBVSP_V300	PP	1
	PESOBAG	1
	V300	1
	VENTO	1
PPPAVNSN_V300	PP	1
	PESOAS	1
	V300	1
	VENTO	-1
PPPBVSP_S300	PP	1
	PESOBAG	1
	S300	1.07
	VENTO	1
PPPAVNSN_S300	PP	1
	PESOAS	1
	S300	1.07
	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

9.1.1996 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_V300_F	PP	1
	PESOBAG	1
	V300	0.7
	VENTO	1
PPPAVNSN_V300_F	PP	1
	PESOAS	1
	V300	0.7
	VENTO	-1
PPPBVSPSP_S300_F	PP	1
	PESOBAG	1
	S300	0.749
	VENTO	1
PPPAVNSN_S300_F	PP	1
	PESOAS	1
	S300	0.749
	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.

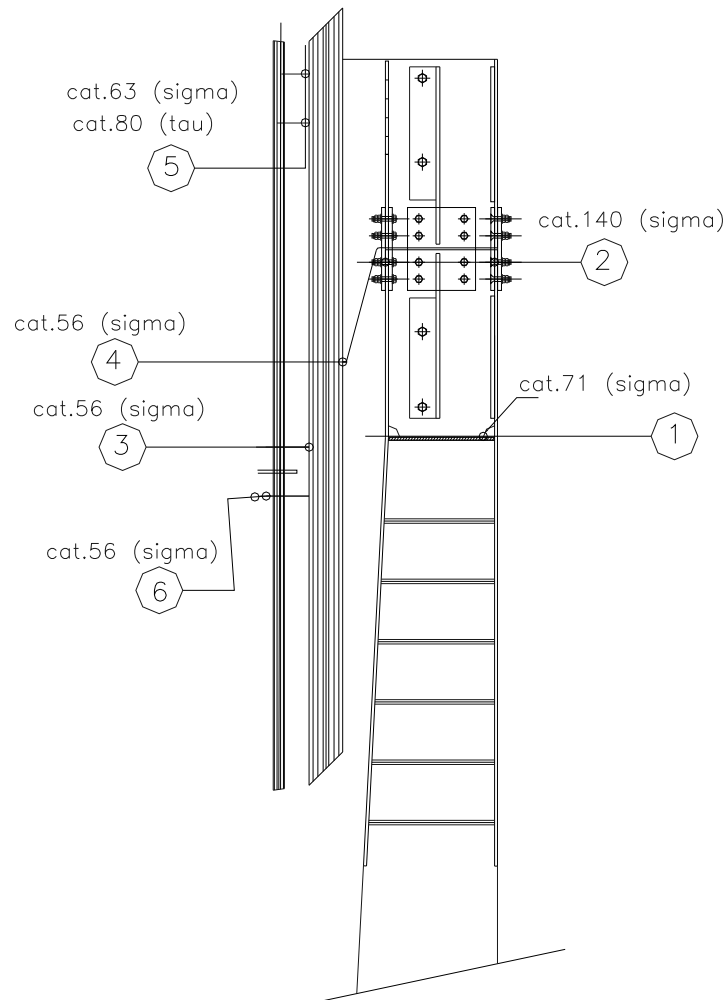


Figura 2-6 – Sezioni di verifica e categorie dei particolari a fatica.

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");

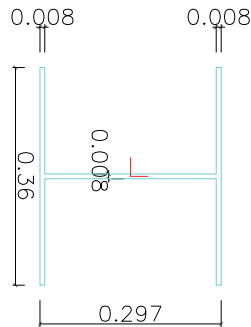
G – Y 2T est (o **G – Y T est**) la distanza tra il baricentro e la fibra esterna della sezione a doppio "T" (o del profilo a "T");

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 2T - 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 2-7.



Area: 0.00800395
 Perimetro: 2.01791304
 Casella di delimitazione: X: 848.87095209 -- 849.16794744
 Y: 85.09564573 -- 85.45561993
 Baricentro: X: 849.01947136
 Y: 85.27563084
 Momenti di inerzia: X: 58.20423761
 Y: 5769.51849846
 Prodotti di inerzia: XY: 579.49120683
 Raggi di girazione: X: 85.27567641
 Y: 849.01948130
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00006221 lungo [1.00000000 -0.00001198]
 J: 0.00013506 lungo [0.00001198 1.00000000]

Figura 2-7 - Sezione Profilo 2T - 2m sul p.f.

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:

$$S_a = 0.008 * 0.36 * (0.297/2 - 0.008/2) = 0.00041616 \text{ m}^3$$

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

2T corrente 2.0 m: sezione piena		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)	1
Larghezza ali (m)	0.3600	0.008008	0.000135093	0.0009097	0.0009097	0.0023760	0.1298836	
Spessore ali (m)	0.0080							
Altezza anima+ali (m)	0.2970							
Spessore anima (m)	0.0080							

2.4.1.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						Coeff.dinamico	1.07
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	37	29	-5276	9019	4340		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
-5.4	4.1	3.8	8.5	190.0			
F scorrimento ala - anima (N/m)		$\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		τ_{am} (N/mm2)			
27784		3.47		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	-5274	8455	4074		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
-5.1	3.8	3.6	8.0	190.0			
F scorrimento ala - anima (N/m)		$\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		τ_{am} (N/mm2)			
26047		3.26		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	-5296	5077	2351		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
-3.2	1.9	2.1	4.9	190.0			
F scorrimento ala - anima (N/m)		$\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		τ_{am} (N/mm2)			
15640		1.95		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	-2384	-3930	-2141		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
2.1	-2.7	-1.7	3.9	190.0			
F scorrimento ala - anima (N/m)		$\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		τ_{am} (N/mm2)			
-12105		-1.51		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	-2406	-7308	-3864		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
3.9	-4.5	-3.1	7.0	190.0			
F scorrimento ala - anima (N/m)		$\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		τ_{am} (N/mm2)			
-22513		-2.81		109.7			

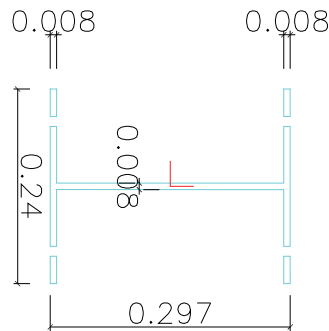
2.4.1.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA						VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$ $\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)		
SOVRAP-SOVRAN	37	29	22	3378	1723		
$\Delta\sigma$ int barr (N/mm2) -1.9	$\Delta\sigma$ est barr (N/mm2)					Categoria particolare 71	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm2) 41.85
$\Delta\sigma$ int barr (N/mm2)	$\Delta\sigma$ est barr (N/mm2) 1.9					Categoria particolare 71	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm2) 41.85
ΔF scorrimento ala - anima (N/m) 10407.38			$\Delta t_{scorrim}$ (N/mm2) 1.30			Categoria particolare 80	Δt_{am} (N/mm2) 53.28

2.4.2 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: 0.00569075
 Perimetro: 1.50361647
 Casella di delimitazione: X: 848.87095209 -- 849.16794744
 Y: 87.08501804 -- 87.32501804
 Baricentro: X: 849.01947996
 Y: 87.20502047
 Momenti di inerzia: X: 43.27657603
 Y: 4102.08896653
 Prodotti di inerzia: XY: 421.33632168
 Raggi di girazione: X: 87.20503651
 Y: 849.01948894
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00001592 lungo [1.00000000 -0.00001078]
 J: 0.00008675 lungo [0.00001078 1.00000000]

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

2T corrente 2.5 m forata		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aly (m ²)	Ix (m)	2
Larghezza ali (m)	0.2400	0.005691	0.000086750	0.0005842	0.0005842	0.0020512	0.1234667	
Spessore ali (m)	0.0080							
Altezza anima+ali (m)	0.2970							
Spessore anima (m)	0.0080							

2.4.2.1 Verifiche di resistenza

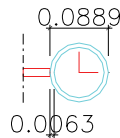
VERIFICA RESISTENZA						Coeff.dinamico 1.07	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	64	86	-2852	4549	947		
σ int barr (N/mm ²)	σ est barr (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-2.1	1.1	2.2	4.4	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	64	86	-2840	4287	883		
σ int barr (N/mm ²)	σ est barr (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
-2.0	1.0	2.1	4.1	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	-2864	2562	449		
σ int barr (N/mm ²)	σ est barr (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
-1.3	0.3	1.2	2.5	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	-1359	-1921	-682		
σ int barr (N/mm ²)	σ est barr (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
0.9	-1.4	-0.9	2.1	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	-1383	-3646	-1116		
σ int barr (N/mm ²)	σ est barr (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
1.7	-2.2	-1.8	3.8	190.0			

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	64	86	24	1725	434		
$\Delta\sigma$ int barr (N/mm ²)	$\Delta\sigma$ est barr (N/mm ²)				Categoria particolare 140	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²) 82.52	
-0.7							
$\Delta\sigma$ int barr (N/mm ²)	$\Delta\sigma$ est barr (N/mm ²)				Categoria particolare 140	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²) 82.52	
	0.7						

2.4.3 Sezione 3 – Tubolare 88.9x6.3 – 2.00 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.



Area: 0.00163482
 Perimetro: 0.51899111
 Casella di delimitazione: X: 0.01024710 -- 0.09914710
 Y: -1.46756588 -- -1.37866588
 Baricentro: X: 0.05469710
 Y: -1.42311588
 Momenti di inerzia: X: 0.00331234
 Y: 0.00000629
 Prodotti di inerzia: XY: -0.00012726
 Raggi di girazione: X: 1.42341723
 Y: 0.06204497
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00000140 lungo [1.00000000 0.00000000]
 J: 0.00000140 lungo [0.00000000 1.00000000]

Figura 2-9 - Tubolare 88.9x6.3 – 2.00 m sul p.f.

Tubo 2.00 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)	3
Diametro (m)	0.0889	0.0016340	1.402E-06	3.155E-05	3.155E-05	0.0010784	0.0292953	
Spessore (m)	0.0063							

2.4.3.1 Verifiche di resistenza

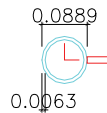
VERIFICA RESISTENZA						Coeff.dinamico 1.07	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	99	100	-23	-48	-2		
σ int barr (N/mm ²) 0.1	σ est barr (N/mm ²) -0.1	τ (N/mm ²) 0.0	σ_{id} (N/mm ²) 0.1	σ_{am} (N/mm ²) 190.0	-		
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	99	100	5	-37	0		
σ int barr (N/mm ²) 0.0	σ est barr (N/mm ²) 0.0	τ (N/mm ²) 0.0	σ_{id} (N/mm ²) 0.1	σ_{am} (N/mm ²) 190.0	-		
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	99	100	-50	-58	-3		
σ int barr (N/mm ²) 0.1	σ est barr (N/mm ²) -0.1	τ (N/mm ²) -0.1	σ_{id} (N/mm ²) 0.2	σ_{am} (N/mm ²) 190.0	-		
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	99	100	10	-36	0		
σ int barr (N/mm ²) 0.0	σ est barr (N/mm ²) 0.0	τ (N/mm ²) 0.0	σ_{id} (N/mm ²) 0.1	σ_{am} (N/mm ²) 190.0	-		
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	99	100	-45	-58	-2		
σ int barr (N/mm ²) 0.1	σ est barr (N/mm ²) -0.1	τ (N/mm ²) -0.1	σ_{id} (N/mm ²) 0.1	σ_{am} (N/mm ²) 190.0	-		

2.4.3.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$ $\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$
SOVRAP-SOVRAN	99	100	55	22	3		
$\Delta\sigma$ int barr (N/mm ²) -0.1	$\Delta\sigma$ est barr (N/mm ²) 0.1				Categoria particolare 56	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²) 26.20	

2.4.4 Sezione 4 – Tubolare 88.9x6.3 – 2.25 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 2-10.



Area: 0.00163482
 Perimetro: 0.51899111
 Casella di delimitazione: X: 0.01024710 -- 0.09914710
 Y: -1.46756588 -- -1.37866588
 Baricentro: X: 0.05469710
 Y: -1.42311588
 Momenti di inerzia: X: 0.00331234
 Y: 0.00000629
 Prodotti di inerzia: XY: -0.00012726
 Raggi di girazione: X: 1.42341723
 Y: 0.06204497
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00000140 lungo [1.00000000 0.00000000]
 J: 0.00000140 lungo [0.00000000 1.00000000]

Figura 2-10 - Tubolare 88.9x6.3 – 2.25 m sul p.f.

Tubo 2.25 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)	4
Diametro (m)	0.0889	0.0016340	1.402E-06	3.155E-05	3.155E-05	0.0010784	0.0292953	
Spessore (m)	0.0063							

2.4.4.1 Verifiche di resistenza

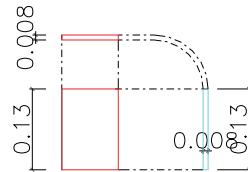
VERIFICA RESISTENZA						Coeff.dinamico	1.07
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	67	27	6	-55	10		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm ²)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-0.3	0.3	-0.1	0.3	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	35	-42	12		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm ²)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-0.3	0.4	0.0	0.4	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	-21	-66	9		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm ²)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-0.3	0.3	-0.1	0.3	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	40	-41	12		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm ²)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-0.4	0.4	0.0	0.4	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	-16	-65	10		
$\sigma_{int\ barr}$ (N/mm ²)	$\sigma_{est\ barr}$ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-0.3	0.3	-0.1	0.3	190.0			

2.4.4.2 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	67	27	56	24	3		
$\Delta\sigma_{int\ barr}$ (N/mm ²)	$\Delta\sigma_{est\ barr}$ (N/mm ²)				Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²)	
-0.049					56	26.20	

2.4.5 Sezione 5 – Calastrello Tondo $\phi 30$ - Tubolare 88.9x6.3 – 3.00m 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 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 2-11 - Calastrello Tondo D30 - Tubolare 88.9x6.3 – 3.00m 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.

Calastrello Tondo-Tubo 3 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						

5

2.4.5.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						Coeff.dinamico	1.07
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	36	79	-20	-16	3		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-0.2	0.1	0.0	0.2	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_max	36	79	-16	-2	4		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-0.2	0.2	0.0	0.2	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_min	36	79	-24	-29	2		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-0.1	0.1	0.0	0.1	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	36	79	-16	0	3		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-0.2	0.1	0.0	0.2	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	36	79	-24	-27	2		
σ_{sup} (N/mm ²)	σ_{inf} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-0.1	0.0	0.0	0.1	190.0			

2.4.5.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\tau < \Delta\tau_{am}$ $\Delta\sigma_{sup} < \Delta\sigma_{am}$
SOVRAP-SOVRAN	36	79	8	27	2		
$\Delta\sigma_{sup}$ (N/mm ²)	$\Delta\sigma_{inf}$ (N/mm ²)		$\Delta\tau$ (N/mm ²)	Categoria particolare	Categoria particolare tau	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm ²)	$\Delta\tau_{am}$ (N/mm ²)
-0.1	0.1		0.0	63	80	37.14	53.28

2.4.6 Sezione 6 –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 ($R=9.79m$), si procede alla verifica a presso flessione mettendo in conto la massima eccentricità geometrica che risulta pari a 0.0095 m.

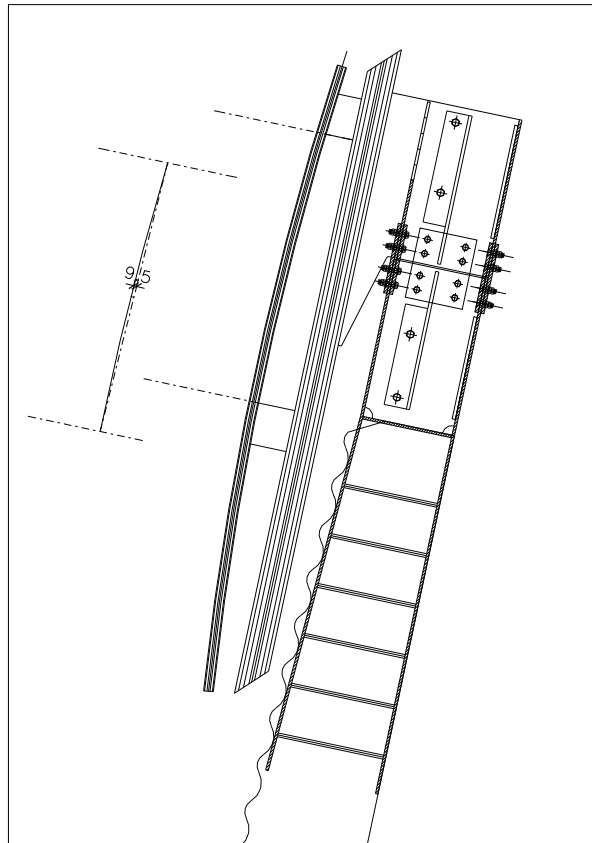


Figura 2-12 – Archi $\phi 30$ - Individuazione della massima eccentricità;

Pertanto la sezione viene verificata considerando uno sforzo normale N (risultante dall'analisi f.e.m.) e un momento $M=N*0.0095$. Per i tagli si fa riferimento ai valori forniti dall'analisi f.e.m.

Tondo $\phi 30$ 3.0 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	A _{ty} (m ²)	i _x (m)	9
Diametro (m)	0.0300	0.000707	3.98E-08	0.0000027	0.0000027	0.0006362	0.0075010	

2.4.6.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						Coeff.dinamico	1.07
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_STAT	34	79	74	8	2		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	ω	β	L (m)
1.2	-0.4	0.0	1.2	190.0	3.8	1.0	1.1
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	34	79	87	9	2		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	ω	β	L (m)
1.4	-0.5	0.0	1.4	190.0	3.8	1.0	1.1
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	34	79	59	8	2		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	ω	β	L (m)
1.0	-0.4	0.0	1.0	190.0	3.8	1.0	1.1
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_max	34	79	85	9	2		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	ω	β	L (m)
1.4	-0.5	0.0	1.4	190.0	3.8	1.0	1.1
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVNSN_min	34	79	57	8	2		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	ω	β	L (m)
0.9	-0.3	0.0	0.9	190.0	3.8	1.0	1.1

2.4.6.2 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	34	79	28	1	1		
$\Delta\sigma$ int barr (N/mm2)	$\Delta\sigma$ est barr (N/mm2)				Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm2)	
0.3	-0.2				56	26.20	

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

Il collegamento viene realizzato con una sella in acciaio, costituita da piatti di spessore 8 mm, annegata nel calcestruzzo e con 6+6 barre tonde di 20 mm di diametro passanti trasversalmente nel calcestruzzo e saldate a cordone d'angolo sui piatti della sella. Le sollecitazioni derivanti dal montante in acciaio vengono trasferite al calcestruzzo attraverso il giunto superiore.

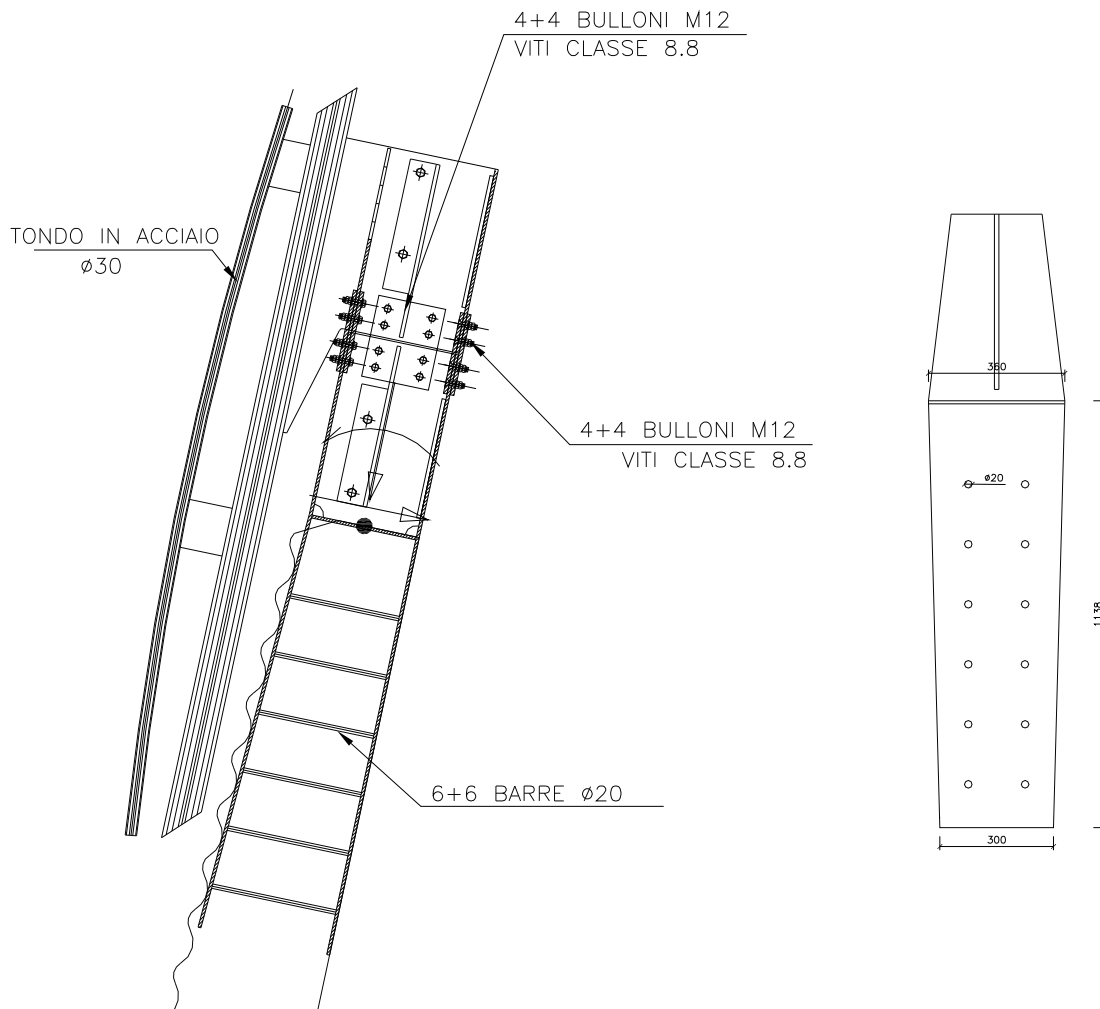


Figura 2-13 -Sella annegata nella base in calcestruzzo.

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

2.4.7.1 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 2-14).

I piatti di acciaio che costituiscono le ali del profilo annegato sono stati modellati mediante elementi "shell" disposti nei piani baricentrici. Nella modellazione si è tenuto conto della particolare geometria dei piatti.

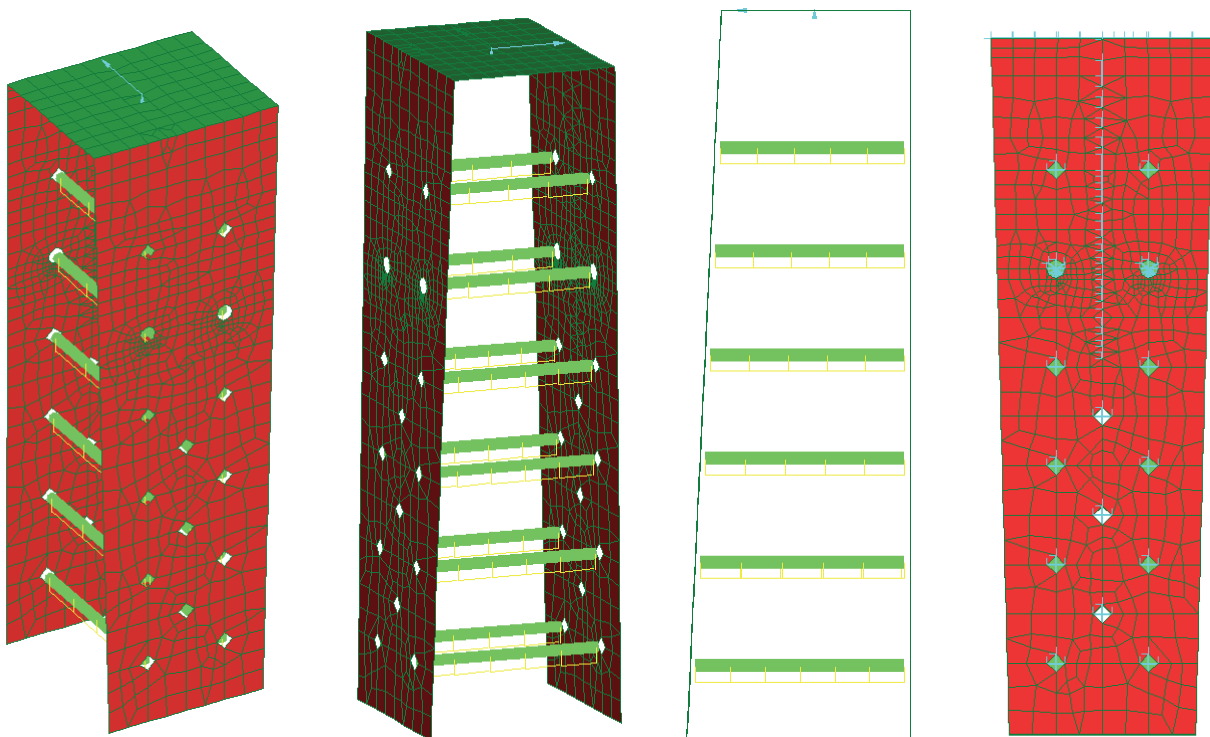


Figura 2-14 - Modello f.e.m. del collegamento acciaio-calcestruzzo – viste e prospetti;

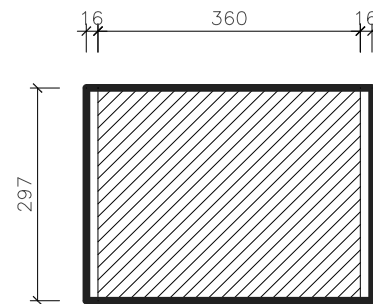
Le barre tonde annegate nel calcestruzzo sono state modellate con elementi "beam" di lunghezza pari a quella effettiva. Il collegamento con gli elementi "shell" è stato eseguito utilizzando "link" rigidi con i quali si è tenuto conto anche dello spessore effettivo dei piatti d'ala. Altri "link" rigidi sono stati utilizzati per schematizzare la sezione di attacco sul piatto superiore.

A tale sezione "rigida" vengono applicate le sollecitazioni ottenute mediante l'analisi globale della struttura al Sap 2000 come carico nodale (N, M, T) applicato nel baricentro (vedi Figura 2-13).

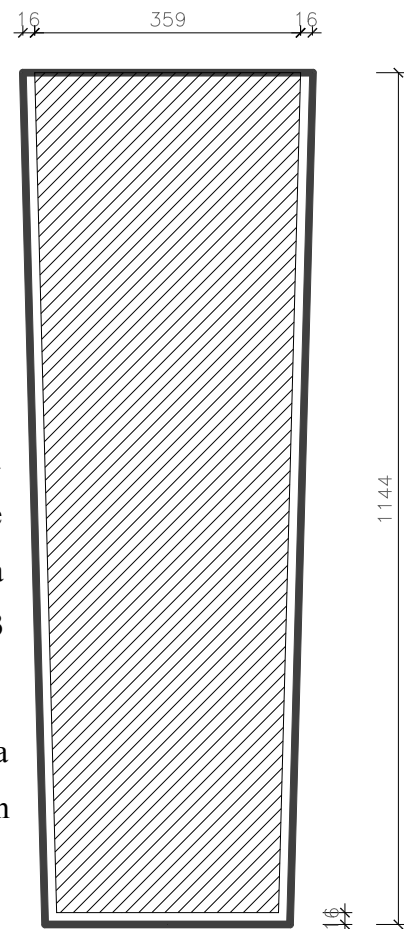
La sella metallica così modellata è annegata nella base in calcestruzzo. L'interazione tra i piatti di acciaio, le barre e il calcestruzzo è schematizzata utilizzando molle di rigidezza e di caratteristiche opportune.

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

Piatto Superiore			A= 0.10692 mq
E=	38237	N/mm ²	$K_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot A_{cls}}{S_{cls}}$
Ainfl=	116424	mm ²	
S=3D=	24	mm	
K=	1.85487E+11	N/m	
K/A=	1.73482E+12	(N/m)/m ²	



Piatto laterale			A= 0.372027 mq
E=	38237	N/mm ²	$K_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot A_{cls}}{S_{cls}}$
Ainfl=	413448.91	mm ²	
S=3D=	24	mm	
K=	6.58706E+11	N/m	
K/A=	1.77059E+12	Pa/m	



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

del

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

Tale valore è valido per barre $\phi 20$ realizzate in acciaio Fe430 e annegate in un calcestruzzo Rck45 e vale $K_w = 2.88E+10$ MPa. Pertanto la rigidezza assegnata al supporto nel modello vale:

Rigidezza CLS DIAMETRO 20				
d=	2	cm		DIAM.
$J_x = \pi d^4 / 64 =$	0.785	cm ⁴		
E=	2100000	kg/cm ²		
EJ=	1649336	kg cm ²		
$f_{yd} =$	2650	kg/cm ²		Fe430
$f_{cd} =$	3735	kg/cm ²		Rck45
$K_w =$	7.187E+11	N/m/m ²		
$K = K_w * 2d =$	2.875E+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 2-15). 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).

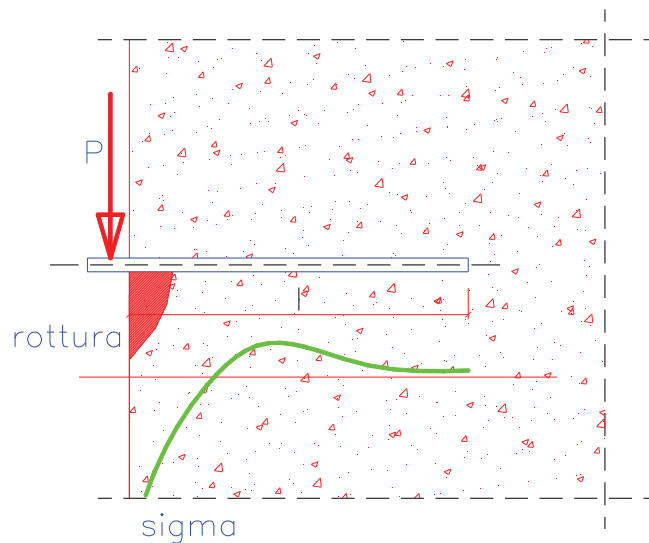


Figura 2-15 - Andamento delle tensioni su un'asta inserita nel calcestruzzo

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 il 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/cm^2 ;

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

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**:

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

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

Il valore di tale rigidità 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 sia per il palo che 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 rigidità flessionale del palo;

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

Pertanto **la rigidità 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/cm²;

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

EJ è la rigidezza flessionale del connettore;

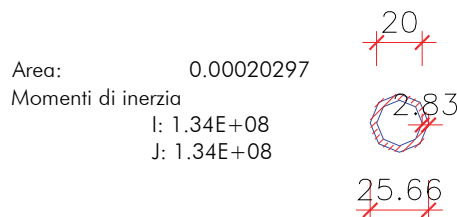
Nel caso in oggetto si ha:

Rigidità CLS DIAMETRO 20			
d=	2	cm	DIAM.
$J_x = \pi d^4 / 64 =$	0.785	cm ⁴	
E=	2100000	kg/cm ²	
EJ=	1649336	kg cm ²	
f _{yd} =	2650	kg/cm ²	Fe430
f _{cd} =	3735	kg/cm ²	Rck45
K _w =	7.187E+11	N/m/m ²	
K=K _w *2d=	2.875E+10	N/m/m	

2.4.7.2 Verifiche a fatica dei connettori

Le barre tonde $\phi 30$ sono saldate ai piatti della sella, mediante un cordone d'angolo 4x4. Pertanto si procede alla verifica della barra, in quanto la saldatura è automaticamente verificata essendo dotata di un'inerzia pari a più del doppio di quella della barra (vedi Figura 2-16) e quindi a parità di sollecitazioni a tensioni dimezzate.

SEZIONE DI GOLA SALDATURA
 SALDATURA A CORDONE D'ANGOLO 4mm
 (sez. gola 2.83mm) SU TONDO $\phi 20$



SEZIONE TONDO $\phi 20$

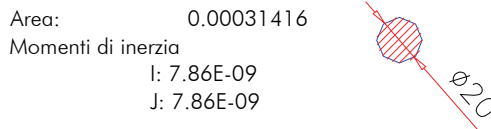


Figura 2-16 - Caratteristiche meccaniche e geometriche del connettore e della saldatura;

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

- condizione "**t=0.936 sec**" – si tratta della disposizione di carico superiore e laterale che la sella subisce in corrispondenza all'istante $t=1.074$ 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 .
- condizione "**t=1.027 sec**" – si tratta della disposizione di carico superiore e laterale che la sella subisce in corrispondenza all'istante $t=1.181$ sec per effetto della sovrappressione

aerodinamica a V=300km/h; in tale istante si registra il massimo 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]						
0.936	Spinta verso EST.	V300	Nmin-Mmin	-12	1422	-992
1.027	Spinta verso INT.	V300	Nmax-Mmax	10	-1957	731

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 $\phi 30$ più sollecitata risulta:

Giunto in croce - cordone d'angolo

VERIFICA A FATICA D20

$\Delta\sigma_A = 63$

d	A	$J_x = \Pi d^4 / 64$	W_x	N_{max}	M_{2max}	$\sigma_{max.s} = N/A - M/W_x$	$\sigma_{max.i} = N/A + M/W_x$
[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[N]	[N m]	[MPa]	[MPa]
20	314	7854	785	116.08	-2.95	4.13	-3.39

d	A	$J_x = \Pi d^4 / 64$	W_x	N_{max}	M_{2max}	$\sigma_{min.s} = N/A - M/W_x$	$\sigma_{min.i} = N/A + M/W_x$
[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[N]	[N m]	[MPa]	[MPa]
20	314	7854	785	49.78	0.53	-0.52	0.83

$\Delta\sigma_s$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma_{At}$	$\Delta\sigma_D$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
4.64	-4.22	4.64	63.00	37.14

La verifica è soddisfatta.

2.4.7.3 Verifiche di resistenza dei connettori

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

- condizione PPPBVPSP_S300 – si tratta della disposizione di carico superiore e laterale che la sella subisce in corrispondenza alla condizione di carico analoga PPPBVPSP_V300 nell'ambito dell'analisi al passo eseguita sulla struttura in SAP2000 (vedi paragrafo 2.3.5).
- condizione PPPAVNSN_S300 – si tratta della disposizione di carico superiore e laterale che la sella subisce in corrispondenza alla condizione di carico analoga PPPAVNSN_V300 nell'ambito dell'analisi al passo eseguita sulla struttura in SAP2000 (vedi paragrafo 2.3.5).

ATTACCO SUPERIORE		N	V	M
		[N]	[N]	[N m]
Spinta verso int.	PPPBVPSP_S300	-5276	9019	4340
Spinta verso est.	PPPAVNSN_S300	-2404	-7337	-3870

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 d30 più sollecitata risulta: (PPPBVPSP_S300).

VERIFICA DI RESISTENZA D20

d	A	$J_x = \Pi d^4 / 64$	W_x	At
[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ²]
20	314	7854	785	314

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]
256.66	470.14	-10.32	-12.32	13.96	1.50	14.20

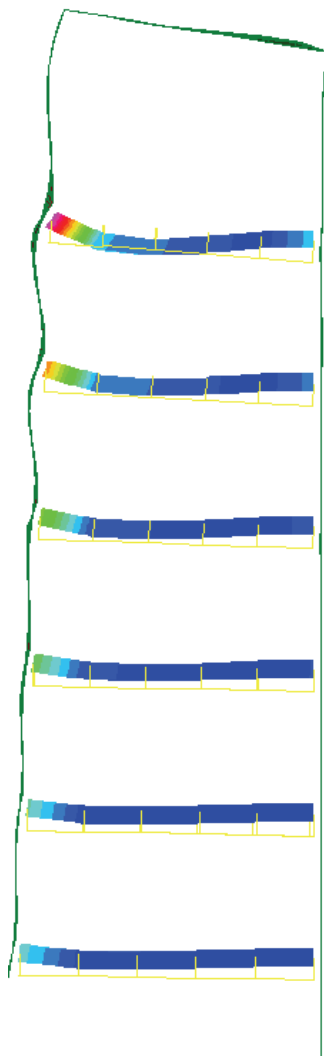
La verifica è soddisfatta.

2.4.7.4 Verifiche a schiacciamento locale del calcestruzzo

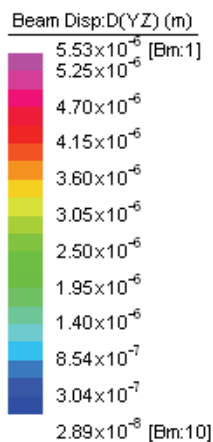
Si verifica che le tensioni di compressione indotte sul calcestruzzo dalle barre per effetto delle sollecitazioni trasmesse dalle facce della sella, non superino il valore ammissibile previsto $\sigma_{amm.cls} = R_{ck}/1.3$.

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 PPPBVPSP_S300.

E' opportuno evidenziare che il valore ottenuto è un valore di picco puntuale e che tale valore è di gran lunga inferiore alla tensione ammissibile del calcestruzzo R_{ck} 45 pari a $\sigma_{amm} = 13.5$ MPa



Dimensione Barrotto	D=	20	mm
Coeff. Sottofondo del CLS	$K_w =$	7.187E+11	N/m/m ²
Spostamento max	$w_{max} =$	5.53E-06	m
Sigma sul calcestruzzo	$\sigma_{cls} = K_w * w_{max} =$	3.97	Mpa
Sigma ammissibile sul cls	$\sigma_{amm-cls} =$	34.62	Mpa
	$\sigma_{cls} < \sigma_{amm-cls}$		ok



2.4.8 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 2.5m sul piano ferro le cui caratteristiche sono riportate nella seguente Figura 2-17. Tale giunto viene calcolato come un giunto a taglio.

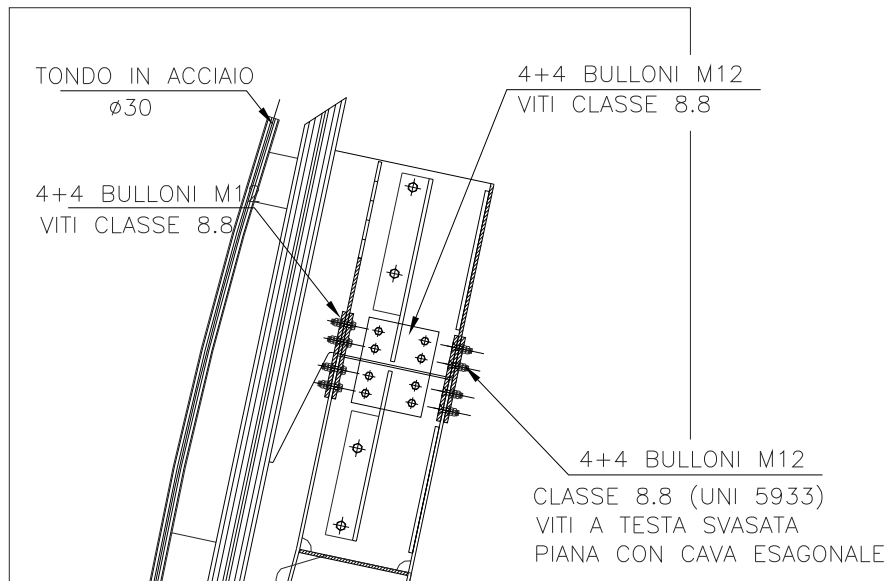
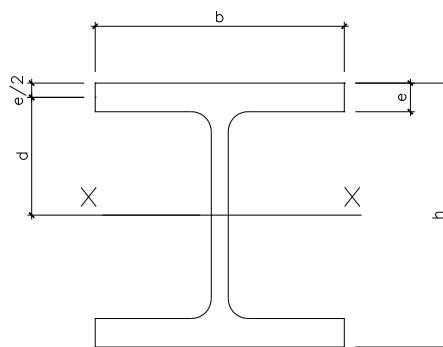


Figura 2-17 - Giunto bullonato a quota 2.5m su p.f.



Con riferimento alla figura precedente indichiamo con:

A_{bp} area gambo bullone sulla piattabanda

A_{ba} area gambo bullone sull'anima

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

$M_a = (1-b*e*(d1^2+d2^2)/J_x)*M_x$ 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

2.4.8.1 Verifica di resistenza dei bulloni e rifollamento

La sezione da collegare possiede le seguenti caratteristiche:

2T corrente 2.0 m: sezione piena			A (m ²)	J _x (m ⁴)
Larghezza ali (m)	0.2400		0.006088	0.000094993
Spessore ali (m)	0.0080			
Altezza anima+ali (m)	0.2970			
Spessore anima (m)	0.0080			

Si utilizzano 4+4 bulloni M12 sulle ali, 4+4 bulloni M12 sull'anima. Nelle verifiche si fa riferimento alla condizione di carico "PPPBVSP_S300" e alla sezione piena del gambo delle viti (per un bullone di diametro D si ha $A=\pi D^2/4$) come opportunamente indicato nelle prescrizioni progettuali.

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	8	144.5	297	6088	94992667

Sollecitazioni frame elem. 63 - joint 86

N [N]	M _x [N*mm]	T _x [N]	M _y [N*mm]	T _y [N]
2852	947205	4549	0	0

Verifica bulloni ali

n° bulloni	4
n° facce	2
A _{bp} [mm ²]	113
t [mm]	160
M _p [N*mm]	799504
N _p [N]	1799
S _{px} [N]	3666
S _{py} [N]	0
V _p [N]	0
H _p [N]	916
R _p [N]	916
tau _{bp} [N/mm ²]	4.1
tau _{am} [N/mm ²]	224.4 cl. 8.8

Verifica bulloni anima

n° bulloni	4
n° facce	2
A _{ba} [mm ²]	113
f	1
h' [mm]	120
M _a [N*mm]	147701
N _a [N]	1053
V _a [N]	1137
H _a [N]	1494
R _a [N]	1878
tau _{ba} [N/mm ²]	8.3
tau _{am} [N/mm ²]	224.4 cl. 8.8

Verifica soddisfatta

Rifollamento ANIMA

s [mm] (spessore minore elementi collegati)	10
d [mm] (diametro bullone)	12
a [mm] (dist. fori-bordo libero in dir. forza)	30

$\alpha = a/d$	2.5
$\alpha * \sigma_{amm}$ [N/mm ²]	475
$\sigma_{rif} = Ra/(s*d)$ [N/mm ²]	7.8
$\sigma_{rif} < \alpha * \sigma_{amm}$	

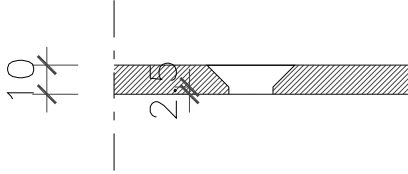
Verifica soddisfatta

Rifollamento ALI

s [mm] (spessore minore elementi collegati)	2.5
d [mm] (diametro bullone)	12
a [mm] (dist. fori-bordo libero in dir. forza)	30

$\alpha = a/d$	2.5
$\alpha * \sigma_{amm}$ [N/mm ²]	475
$\sigma_{rif} = Rp/(s*d)$ [N/mm ²]	11.2
$\sigma_{rif} < \alpha * \sigma_{amm}$	

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	8	144.5	297	6088	94992667.33
				7404	

Sollecitazioni frame elem. 63 - joint 86

ΔN [N]	ΔM_x [N*mm]	ΔT_x [N]	ΔM_y [N*mm]	ΔT_y [N]
24	434463	1725	0	0

Verifica bulloni ali

n° bulloni	4
n° facce	2
A _{bp} [mm ²]	113
t [mm]	160
ΔM_p [N*mm]	366716.1
ΔN_p [N]	15.1
ΔS_{px} [N]	1276.4
ΔS_{py} [N]	0.0
ΔV_p [N]	0.0
ΔH_p [N]	319.1
ΔR_p [N]	319.1
$\Delta \tau_{bp}$ [N/mm ²]	1.4
$\Delta \tau_{am}$ [N/mm ²]	66.6

Verifica bulloni anima

n° bulloni	4
n° facce	2
A _{ba} [mm ²]	113
f	1
h' [mm]	120
ΔM_a [N*mm]	67747.2
ΔN_a [N]	8.8
ΔV_a [N]	431.2
ΔH_a [N]	566.8
ΔR_a [N]	712.2
$\Delta \tau_{ba}$ [N/mm ²]	3.1
$\Delta \tau_{am}$ [N/mm ²]	66.6

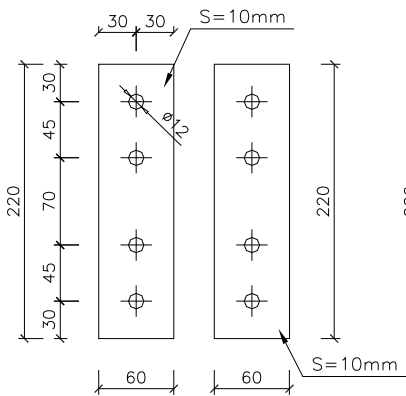
Cat. 100

Verifica soddisfatta

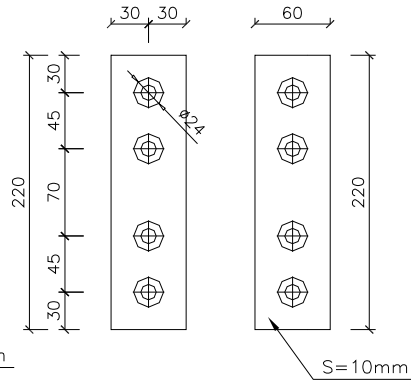
Verifica soddisfatta

2.4.8.2 Verifica piatti coprigiunto

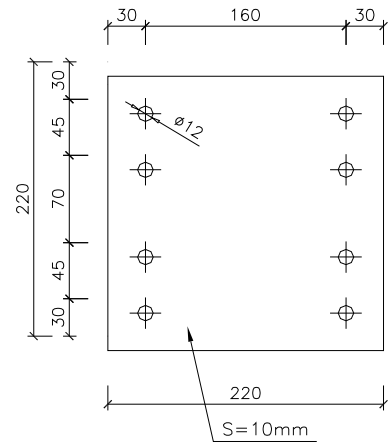
COPRIGIUNTI ESTERNI E INTERNI D'ALA
LATO ESTERNO BINARIO



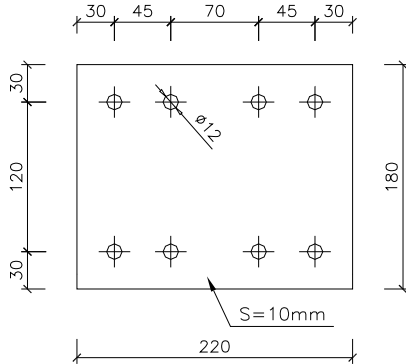
COPRIGIUNTO INTERNI D'ALA
LATO INTERNO BINARIO



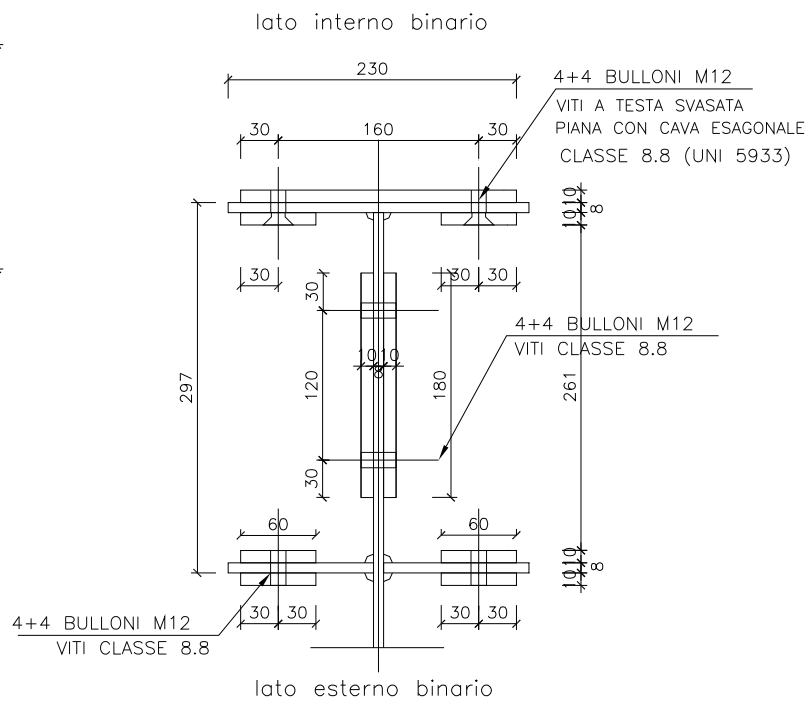
COPRIGIUNTO ESTERNI D'ALA
LATO INTERNO BINARIO



COPRIGIUNTO D'ANIMA



GIUNTO H2 – SEZIONE

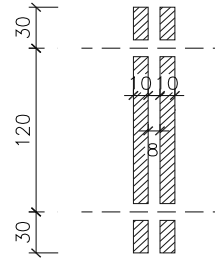


Verifica coprighiunti ANIMA

Resistenza

N_a [N]	1053
M_a [N mm]	147701
T_a [N]	4549
Area netta coprig. d'anima [mm ²]	3108
momento d'inerzia [mm ⁴]	7940000
y [mm]	90
W [mm ³]	88222.22222
sigma [Mpa]	2.01
tau [Mpa]	1.46
sigma_id [Mpa]	3.24
sigamm [Mpa]	190

Area:	0.00310800
Momenti di inerzia:	X: 0.00000794 Y: 0.00000028



Verifica soddisfatta

Fatica

ΔN_a [N]	9
ΔM_a [N mm]	67747
Area netta coprig. d'anima [mm ²]	3108
momento d'inerzia [mm ⁴]	7940000
y [mm]	90
W [mm ³]	88222.22222
sigma [Mpa]	0.77

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

Verifica soddisfatta

Verifica coprighiunto ALI - lato interno Binario

Resistenza

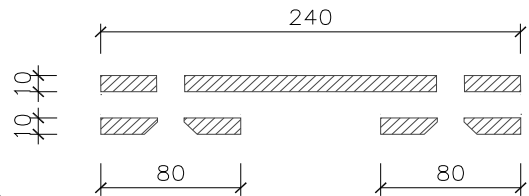
$S=M_p/(h-e)=$	2766	N
A=	3261	mm ²
$\sigma_{cop,ala} = S/A=$	0.85	Mpa
sigamm [Mpa]	190	

Area: 0.00326103

Verifica soddisfatta

Fatica

ΔS=ΔM _p /(h-e)=	1269	N
A=	3261	mm ²
Δσ _{cop,ala} = ΔS/A=	0.39	Mpa
Δσ _{amm} =	82.6	Mpa (cat.140)



Verifica soddisfatta

Verifica coprigiunto ALI - lato esterno Binario

Resistenza

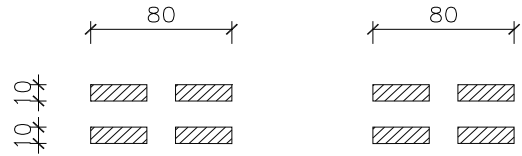
$S = M_p / (h - e) =$	2766	N
$A =$	2545	mm ²
$\sigma_{cop,ala} = S/A =$	1.09	Mpa
sigamm [Mpa]	190	

Area: 0.00254475

Verifica soddisfatta

Fatica

$\Delta S = \Delta M_p / (h - e) =$	1269	N
$A =$	2545	mm ²
$\Delta \sigma_{cop,ala} = \Delta S/A =$	0.50	Mpa
$\Delta \sigma_{amm} =$	82.6	Mpa (cat. 140)



Verifica soddisfatta

2.5 Verifica armature manufatto in C.A.

Si riportano di seguito le verifiche più significative del modulo prefabbricato. Sono state considerate 3 sezioni caratteristiche al fine di ottimizzare la disposizione di armatura (vd. Figura 2-18).

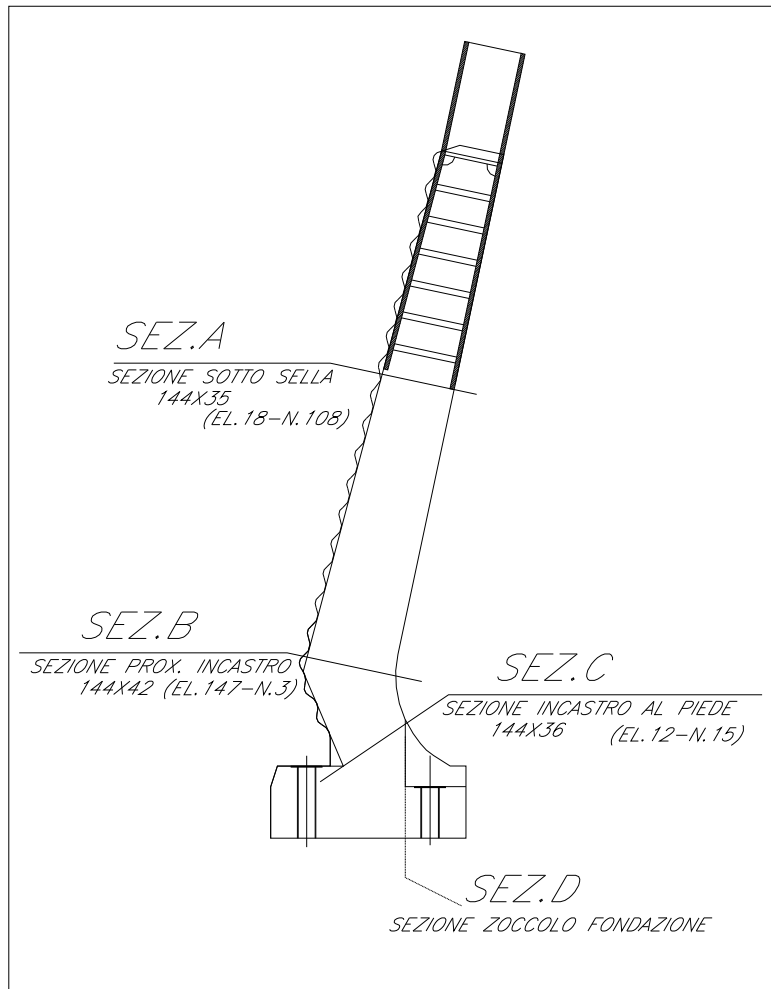


Figura 2-18 - Modulo prefabbricato: sezioni di verifica.

Per ciascuna sezione si sono effettuate le verifiche di resistenza, fessurazione e fatica considerando le combinazioni di carico già descritte nel paragrafo 2.3.5.

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. La verifica a taglio si omette in quanto le sezioni resistenti sono uguali a quelle della base BM130 per barriera H10, ma le sollecitazioni sono molto inferiori.

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 la barriera H2 si trascura la verifica a fatica del calcestruzzo in quanto, come dimostrano le verifiche a fessurazione, le tensioni per le combinazioni di carico "rare" sono basse.

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	PPPBVPSP_V300	Combination	Max	-18460	15953	18049
18	0	PPPBVPSP_V300	Combination	Min	-18553	10548	11274
18	0	PPPAVNSN_V300	Combination	Max	-15793	-3157	-6182
18	0	PPPAVNSN_V300	Combination	Min	-15885	-8563	-12958
18	0	PPPBVPSP_S300	Combination		-18459	16778	19089
18	0	PPPAVNSN_S300	Combination		-15880	-8558	-12957

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

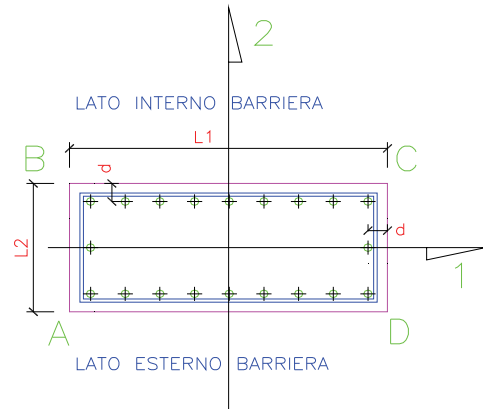
SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE E FATICA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
18	0	PPPBVPSP_V300_F	Combination	Max	-18460	15953	18049
18	0	PPPBVPSP_V300_F	Combination	Min	-18553	10548	11274
18	0	PPPAVNSN_V300_F	Combination	Max	-15793	-3157	-6182
18	0	PPPAVNSN_V300_F	Combination	Min	-15885	-8563	-12958
18	0	PPPBVPSP_S300_F	Combination		-18472	15844	17917
18	0	PPPAVNSN_S300_F	Combination		-15866	-7624	-11785

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	$d = 5.2$ cm



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

$\phi_{st} =$	10	mm	(min 8mm)
$\phi_{long.int} =$	14	mm	(min 12mm)
$\phi_{long.est} =$	14	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

$n_{1.int} =$	8
$n_{1.est} =$	8
$n_2 =$	

Interasse dir.1 - lato interno barriera	$i_{1.int} = 14.844$ cm
Interasse dir.1 - lato esterno barriera	$i_{1.est} = 14.844$ cm
Interasse dir.2	$i_2 = 24.6$ cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{acc} -$
	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_V300	1.1	-37.7
PPPBVPSP_V300	0.7	-21.3
PPPAVNSN_V300	0.4	-9.9
PPPAVNSN_V300	0.8	-26.3
PPPBVPSP_S300	1.1	-40.3
PPPAVNSN_S300	0.8	-26.3

2.5.1.2 Verifica a fessurazione

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copri ferro 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)
diametro massimo barre tese	14 (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
β1	1
β2	2

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



f_{ctm} (1) = 3.416 (N/mm2)

(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.	5501.81412 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	96281.7471 (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	584367.858 (cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	8709120 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_V300_F
Sforzo normale di verifica	1846.04735 (kg)
Momento flettente di verifica	180492.795 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-5.07 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls teso -5.07 > -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)	- CALCOLA -
1	5.2	10	14	15.39	
2	29.8	10	14	15.39	

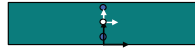
SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP_V300_F	1846	0.00E+00	1.60E+03	0.00E+00	0.00E+00	180493
PPPBVPSP_V300_F	1855	0	1055	0	0	112739
PPPBVPSP_S300_F	1847	0	1584	0	0	179171

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	14 (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)

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	5501.81412 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	96281.7471 (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	584367.858 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	8709120 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPAVNSN_V300_F
Sforzo normale di verifica	1588.51583 (Kg)
Momento flettente di verifica	-129577.591 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-3.59 (Kg/cm ²)

$$\text{Tensione massima cls teso} \quad -3.59 > -28.69 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

LA SEZIONE NON E' FESSURATA

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA NON NECESSARIA

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 -
1	5.2	10	14	15.39	
2	29.8	10	14	15.39	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPAVNSN_V300_F	1579	0	-316	0	0	-61824
PPPAVNSN_V300_F	1589	0	-856	0	0	-129578
PPPAVNSN_S300_F	1587	0	-762	0	0	-117846

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	PPPBVSPSP_V300	Combination	Max	-39104	26165	48677
147	0	PPPBVSPSP_V300	Combination	Min	-39216	18268	32138
147	0	PPPAVNSN_V300	Combination	Max	-36433	-1470	-9653
147	0	PPPAVNSN_V300	Combination	Min	-36546	-9368	-26192
147	0	PPPBVSPSP_S300	Combination	0	-39112	27422	51220
147	0	PPPAVNSN_S300	Combination	0	-36530	-9324	-26112

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

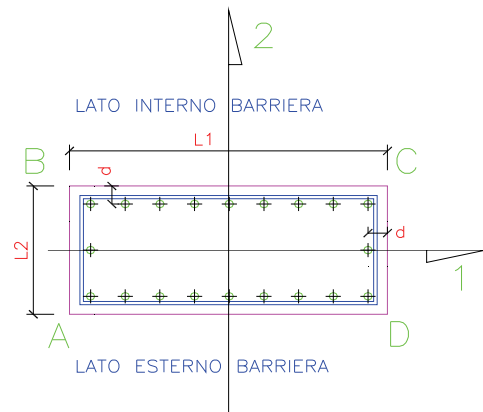
SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
147	0	PPPBVPSP_V300_F	Combination	Max	-39104	26165	48677
147	0	PPPBVPSP_V300_F	Combination	Min	-39216	18268	32138
147	0	PPPAVNSN_V300_F	Combination	Max	-36433	-1470	-9653
147	0	PPPAVNSN_V300_F	Combination	Min	-36546	-9368	-26192
147	0	PPPBVPSP_S300_F	Combination	0	-39126	26055	48370
147	0	PPPAVNSN_S300_F	Combination	0	-36517	-7957	-23261

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	$d =$	5.2	cm



Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate	$\phi_{st} =$	10	mm	(min 8mm)
Diametro ferri longitudinali interno barriera	$\phi_{long.int} =$	14	mm	(min 12mm)
Diametro ferri longitudinali esterno barriera	$\phi_{long.est} =$	14	mm	(min 12mm)
Diametro ferri longitudinali laterali	$\phi_{long.lat} =$		mm	(min 12mm)
Num. ferri intermedi dir.1 - lato interno	$n_{1.int} =$	8		
Num. ferri intermedi dir.1 - lato esterno	$n_{1.est} =$	8		
Num. ferri intermedi dir.2	$n_2 =$			

Interasse dir.1 - lato interno barriera	$i_{1.int} =$	14.844	cm
Interasse dir.1 - lato esterno barriera	$i_{1.est} =$	14.844	cm
Interasse dir.2	$i_2 =$	31.6	cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{acc} -$
	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_V300	2.0	-81.8
PPPBVPSP_V300	1.3	-49.7
PPPAVNSN_V300	0.4	-7.9
PPPAVNSN_V300	1.1	-39.3
PPPBVPSP_S300	2.1	-86.9
PPPAVNSN_S300	1.1	-39.2

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	14 (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 (N/mm2)

(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.	6509.81412 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	136706.097 (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	1004343.28 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	10450944 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPBPSP_V300_F
Sforzo normale di verifica	3910.37739 (kg)
Momento flettente di verifica	486774.768 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-9.58 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls teso -9.58 > -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 =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	ϕ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
1	5.2	10	14	15.39	
2	36.8	10	14	15.39	

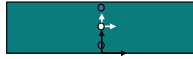
SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _x	M _y	M _z
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBPSP_V300_F	3910	0.00E+00	2.62E+03	0.00E+00	0.00E+00	486775
PPPBPSP_V300_F	3922	0	1827	0	0	321377
PPPBPSP_S300_F	3913	0	2606	0	0	483698

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	14 (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)



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

(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.	6509.81412 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	136706.097 (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	1004343.28 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	10450944 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPAVNSN_V300_F
Sforzo normale di verifica	3654.57002 (kg)
Momento flettente di verifica	-261924.343 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-4.92 (Kg/cm ²)

$$\text{Tensione massima cls teso} \quad -4.92 > -28.69 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

LA SEZIONE NON E' FESSURATA

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA NON NECESSARIA

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	<input type="text"/>

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
1	5.2	10	14	15.39	
2	36.8	10	14	15.39	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPAVNSN_V300_F	3643	0	-147	0	0	-96527
PPPAVNSN_V300_F	3655	0	-937	0	0	-261924
PPPAVNSN_S300_F	3652	0	-796	0	0	-232614

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_V300	Combination	Max	-47087	-9560	47552
12	0	PPPBPVSP_V300	Combination	Min	-52494	-16042	28039
12	0	PPPAVNSN_V300	Combination	Max	-25879	-30422	-20543
12	0	PPPAVNSN_V300	Combination	Min	-31286	-36904	-40055
12	0	PPPBPVSP_S300	Combination		-53388	-8470	50597
12	0	PPPAVNSN_S300	Combination		-25891	-36895	-39973

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

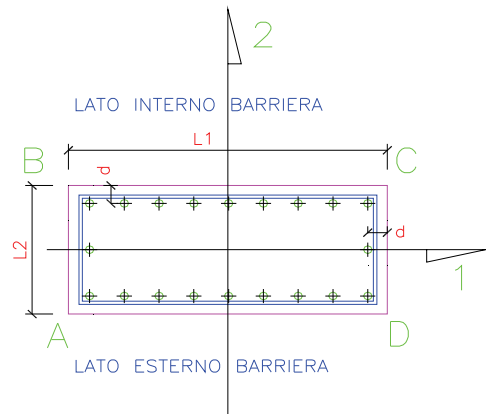
SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE E FATICA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBVSP_V300_F	Combination	Max	-47087	-9560	47552
12	0	PPPBVSP_V300_F	Combination	Min	-52494	-16042	28039
12	0	PPPAVNSN_V300_F	Combination	Max	-25879	-30422	-20543
12	0	PPPAVNSN_V300_F	Combination	Min	-31286	-36904	-40055
12	0	PPPBVSP_S300_F	Combination		-52444	-9605	47226
12	0	PPPAVNSN_S300_F	Combination		-26834	-35760	-36602

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	$d =$	5.2	cm



Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate	$\phi_{st} =$	10	mm	(min 8mm)
Diametro ferri longitudinali interno barriera	$\phi_{long.int} =$	14	mm	(min 12mm)
Diametro ferri longitudinali esterno barriera	$\phi_{long.est} =$	14	mm	(min 12mm)
Diametro ferri longitudinali laterali	$\phi_{long.lat} =$		mm	(min 12mm)
Num. ferri intermedi dir.1 - lato interno	$n_{1.int} =$	4		
Num. ferri intermedi dir.1 - lato esterno	$n_{1.est} =$	8		
Num. ferri intermedi dir.2	$n_2 =$			

Interasse dir.1 - lato interno barriera	$i_{1.int} =$	26.72	cm
Interasse dir.1 - lato esterno barriera	$i_{1.est} =$	14.844	cm
Interasse dir.2	$i_2 =$	25.6	cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	σ_{cls+}	σ_{acc-}
	[MPa]	[MPa]
PPPBVSP_V300	2.7	-95.5
PPPBVSP_V300	1.6	-48.3
PPPAVNSN_V300	1.4	-64.4
PPPAVNSN_V300	2.7	-136.2
PPPBVSP_S300	2.9	-100.7
PPPAVNSN_S300	2.7	-139.0

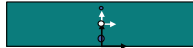
2.5.3.2 Verifica a fessurazione

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) pocsensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	36 (cm)
diametro massimo barre tese	14 (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**



$$f_{ctm} (1) = 3.416 \text{ (N/mm2)}$$

(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.	5553.4513 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	98779.8792 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	17.7871154 (cm)
Momento di inerzia bar. in x	620151.219 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	8957952 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_V300_F
Sforzo normale di verifica	4708.65219 (kg)
Momento flettente di verifica	475522.046 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-12.79 (Kg/cm ²)

$$\text{Tensione massima cls tesoro} \quad -12.79 > -28.69 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

LA SEZIONE NON E' FESSURATA

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA NON NECESSARIA

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)
1	5.2	10	14	15.39
2	30.8	6	14	9.24

- CALCOLA -

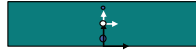
SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _x	M _y	M _z
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP_V300_F	4709	0	-956	0	0	475522
PPPBVPSP_V300_F	5249	0	-1604	0	0	280394
PPPBVPSP_S300_F	5244	0	-960	0	0	472256

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	14 (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.	5553.4513 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	98779.8792 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	17.7871154 (cm)
Momento di inerzia bar. in x	620151.219 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	8957952 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPAVNSN_V300_F
Storzo normale di verifica	3128.62774 (kg)
Momento flettente di verifica	-400553.295 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-11.20 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls tesò -11.20 > -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 =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
1	5.2	10	14	15.39	
2	30.8	6	14	9.24	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPAVNSN_V300_F	2588	0	-3042	0	0	-205425
PPPAVNSN_V300_F	3129	0	-3690	0	0	-400553
PPPAVNSN_S300_F	2683	0	-3576	0	0	-366019

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. Data la vicinanza del tirafondo interno alla sezione di verifica, si considera uno schema a mensola tozza per verificare le armature.

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

SEZIONE D - INCASTRO AL PIEDE - 144X35

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

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	σ_{cls+}	σ_{acc-}	$k = \epsilon_{cls+} / \epsilon_{acc-}$	$x = h * k / (k + 1)$	F
	Text	Text	Text	Text	kg/cm ²	kg/cm ²		cm	kg
-	-	PPPBVPSP_V300	Combination	Max	7.6	-277.5	0.150	12	6551
-	-	PPPBVPSP_V300	LinModHist	Min	18.3	-872.8	0.115	10	12561
-	-	PPPAVNSN_V300	LinModHist	Max	14.9	-724.2	0.113	9	-7863
-	-	PPPAVNSN_V300	LinStatic	Min	4.2	-149.7	0.156	12	-1625
-	-	PPPBVPSP_S300	Combination		19.3	-915.0	0.116	10	13300
-	-	PPPAVNSN_S300	Combination		17.5	-882.1	0.109	9	-9578

	Azione dovuta ai tirafondi tesi	⇒	$\max \sigma_{acc.tiraf}$	⇒	$F = \sigma_{acc.tiraf} * 3 * A_{1tiraf}$
	Azione dovuta al cls compresso	⇒	$\max \sigma_c$	⇒	$F = \sigma_{cls} * (x * 144) / 2$

La base è ancorata con 2+2 tirafondi $\phi 24$ $A_{1tiraf} = 3.62 \text{ cm}^2$

Per la verifica si considera la massima azione dovuta ai tirafondi: $F_{max} = 133 \text{ kN}$;

ipotizzando il puntone compresso inclinato a 45° , l'azione di trazione sulle armature superiori vale:

$T = \sqrt{2} \cdot F_{max} = 188 \text{ kN}$, che determina sulle 10 $\phi 14$ una tensione di 122 MPa.

Per la verifica a taglio si considera l'azione dovuta ai tirafondi tesi:

$$\tau_{max} = V_{2max} / (0.9 \cdot 1440 \cdot 250) = 0.41 \text{ MPa} < \tau_{c0}.$$

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).

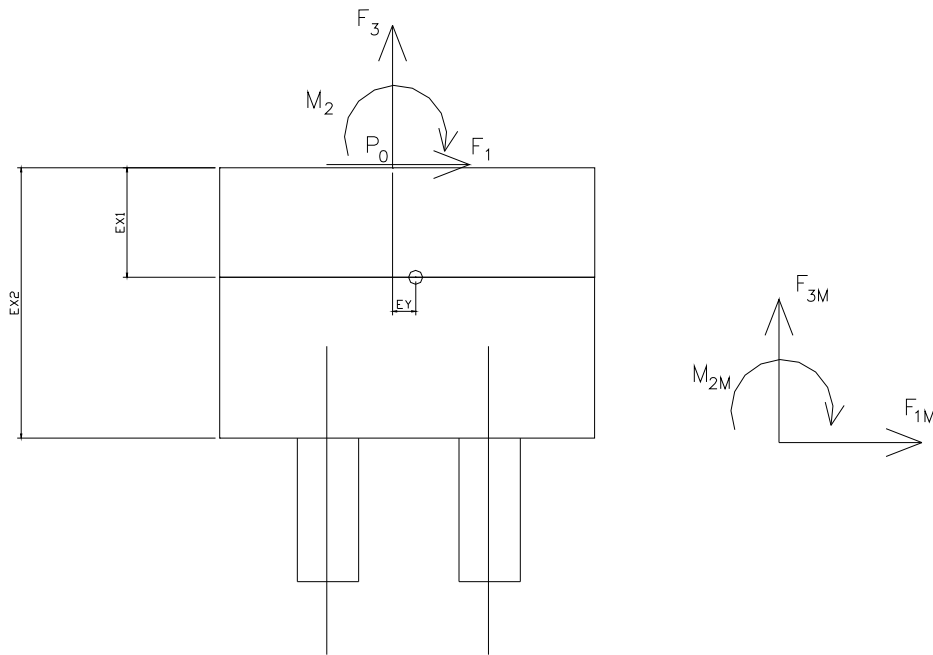


Figura 2-19 Sistemi di riferimento e punti di verifica

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		-42657	0	3667
15	PESOAS	LinStatic		-1507	0	823
15	PESOBAG	LinStatic		-4520	0	2468
15	VENTO	LinStatic		-2516	14320	33225
15	V300	LinModHist	Max	-620	-4857	-11320
15	V300	LinModHist	Min	858	3452	8193
15	S300	LinStatic		-795	4527	10502
15	PPPBVSP_V300	Combination	Max	-50313	9463	28039
15	PPPBVSP_V300	Combination	Min	-48835	17772	47552
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Max	-42267	-19177	-40055
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Min	-40789	-10868	-20543

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:

$$e_{x1} = 35 \text{ cm} \quad e_y = 3.5 \text{ cm.}$$

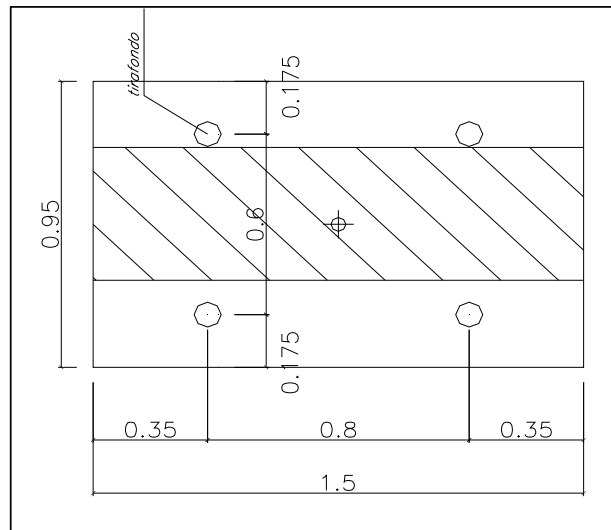
Occorre, inoltre, aggiungere il peso dello zoccolo di base 95x150x35 cm, pari a 12.47 kN, che non è considerato nel modello di calcolo.

SOLLECITAZIONI LIVELLO TIRAFONDI - VERIFICA DI RESISTENZA						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PPPBVSP_V300	Combination	Max	-62782	9463	33112
15	PPPBVSP_V300	Combination	Min	-61304	17772	55482
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Max	-54736	-19177	-45288
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Min	-53258	-10868	-22919
15	PPPBVSP_S300	Combination	0	-63013	19163	59073
15	PPPAVNSN_S300	Combination	0	-53265	-19163	-45252

2.6.2 Verifica di resistenza

TIRAFONDI BM 95

Lunghezza lato in direzione 1 $L_1 = 144$ cm
 Lunghezza lato in direzione 2 $L_2 = 95$ 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

$\phi_{\text{long.int}} = 24$ mm
 $\phi_{\text{long.est}} = 24$ mm

	Sezione	
	X	Y
A	-72.0	-47.5
D	72.0	-47.5
C	72.0	47.5
B	-72.0	47.5

	Tirafondi				
	X	Y	As	n	
1	-40.0	-30.0	3.619	15	est
2	40.0	-30.0	3.619	15	est
3	-40.0	30.0	3.619	15	non considerato
4	40.0	30.0	3.619	15	non considerato

TENSIONI AMMISSIBILI

$\sigma_{c,amm} = 133.5$
 $\sigma_{s,amm} = 2550$
 $\tau_{c0} = 8$
 $\tau_{c1} = 22.6$

TENSIONE AMMISSIBILE A FATICA TIRAFONDI

$\Delta\sigma_D = 36.8$ Mpa
 diametro = 24 mm
 $k = 1.057$
 $\Delta\sigma_{tir,amm} = 31.2$ Mpa

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	σ_{cls+} [MPa]	σ_{acc-} [MPa]
PPPBPVSP_V300	0.4	-15.8
PPPBPVSP_V300	0.9	-56.0
PPPAVNSN_V300	0.7	-42.3
PPPAVNSN_V300	0.3	-6.0
PPPBPVSP_S300	1.0	-61.3
PPPAVNSN_S300	0.7	-43.3

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:

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

In conclusione:

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

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_V300	LinModHist	Max	-57252	-4857	-6963
15	PP_V300	LinModHist	Min	-55774	3452	15406

La sezione su cui agiscono tali sollecitazioni è la stessa rappresentata a pag. 75. 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:

$$\text{Comb PP_V300-Max:} \quad \Delta\sigma_{\max} = 0.32 \text{ Mpa} < \Delta\sigma_{\text{amm}} = 29.5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Comb PP_V300-Min:} \quad \Delta\sigma_{\max} = 0.50 \text{ Mpa} < \Delta\sigma_{\text{amm}} = 29.5 \text{ Mpa.}$$

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 $L = 4028 \text{ mm}$ l'altezza della barriera fuori terra, si ha quindi $f_{am} = 4028/150 = 26.85 \text{ mm}$.

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

$$f_{max} = \sqrt{0.92^2 + 0.21^2} = 0.94 \text{ mm} < f_{am}$$

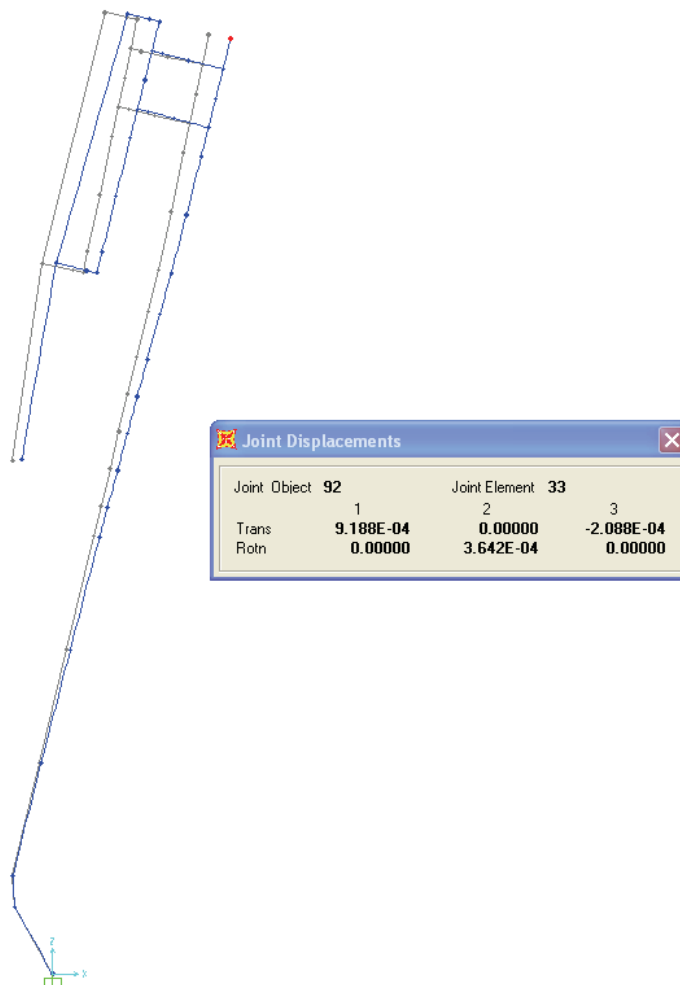


Figura 2-20 -Deformata barriera con spostamento max. in testa per "PPBVSPD_S300".

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).

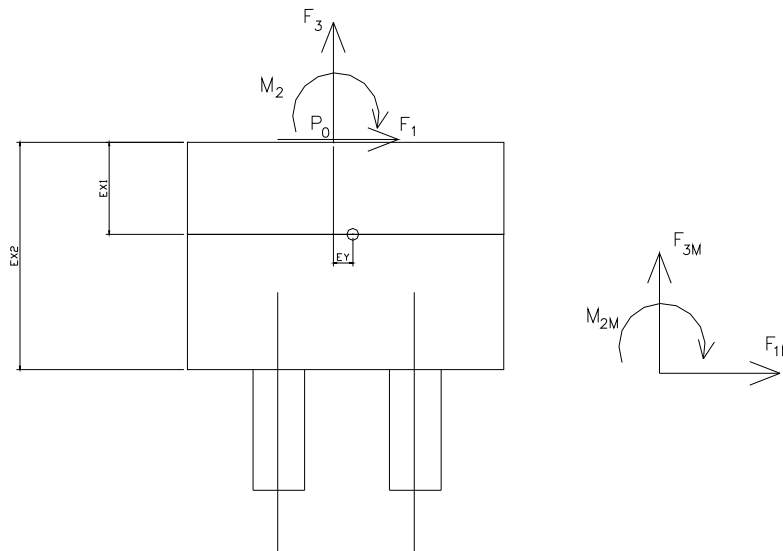


Figura 3-1 - Sistemi di riferimento e punti di verifica

Modello H2_V300 – Sollecitazioni all'incastro						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N = F3	V = F1	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PP	LinStatic	0	-42657	0	3667
15	PESOAS	LinStatic	0	-1507	0	823
15	PESOBAG	LinStatic	0	-4520	0	2468
15	VENTO	LinStatic	0	-2516	14320	33225
15	V300	LinModHist	Max	-620	-4857	-11320
15	V300	LinModHist	Min	858	3452	8193
15	S300	LinStatic	0	-795	4527	10502
15	PPPBVPSP_V300	Combination	Max	-50313	9463	28039
15	PPPBVPSP_V300	Combination	Min	-48835	17772	47552
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Max	-42267	-19177	-40055
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Min	-40789	-10868	-20543
15	PPPBVPSP_S300	Combination	0	-50544	19163	50597

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	0	-41739	0	3346
15	PESOAS	LinStatic	0	0	0	0
15	PESOBAG	LinStatic	0	0	0	0
15	VENTO	LinStatic	0	-1286	8580	12881
15	V300	LinModHist	Max	-313	-2692	-4063
15	V300	LinModHist	Min	403	2048	3137
15	S300	LinStatic		-407	2712	4072
15	PPPBPSP_V300	Combination	Max	-43339	5889	12164
15	PPPBPSP_V300	Combination	Min	-42622	10628	19364
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Max	-40766	-11272	-13598
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Min	-40050	-6533	-6397
15	PPPBPSP_S300	Combination		-43461	11482	20584
15	PPPAVNSN_S300	Combination		-40018	-11482	-13891

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

$$e_{x1} = 35+45 = 80 \text{ cm} \quad e_y = 3.5 \text{ cm.}$$

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

- zoccolo di base BM95 95x150x35 cm P = 12.47 kN e = 0 cm;
- zoccolo di base BT95 95x150x35 cm P = 12.47 kN e = 3.5 cm;
- cordolo di fondazione 105x300x45 cm P = 35.43 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	PPPBPSP_V300	Combination	Max	-67349	3575	18055
15	PPPBPSP_V300	Combination	Min	-66588	7144	33249
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Max	-61876	-7905	-33271
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Min	-61115	-4335	-18076
15	PPPBPSP_S300	Combination		-67459	7681	35474
15	PPPAVNSN_S300	Combination		-61153	-7681	-32691

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 circa 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)

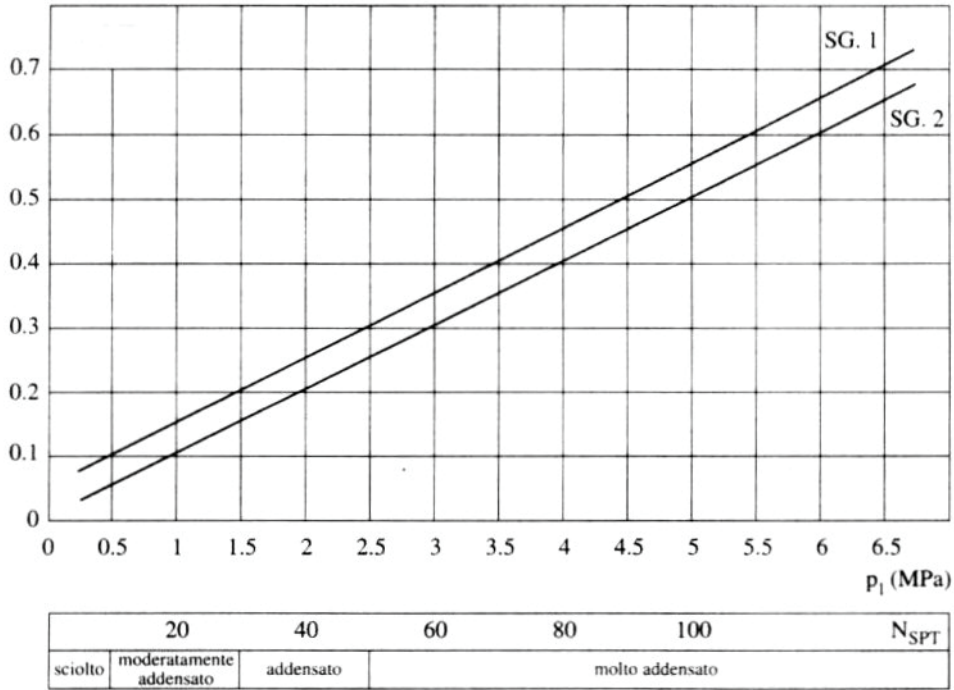


Figura I: Abaco per il calcolo di q_s per sabbie e ghiaie.

q_s (MPa)

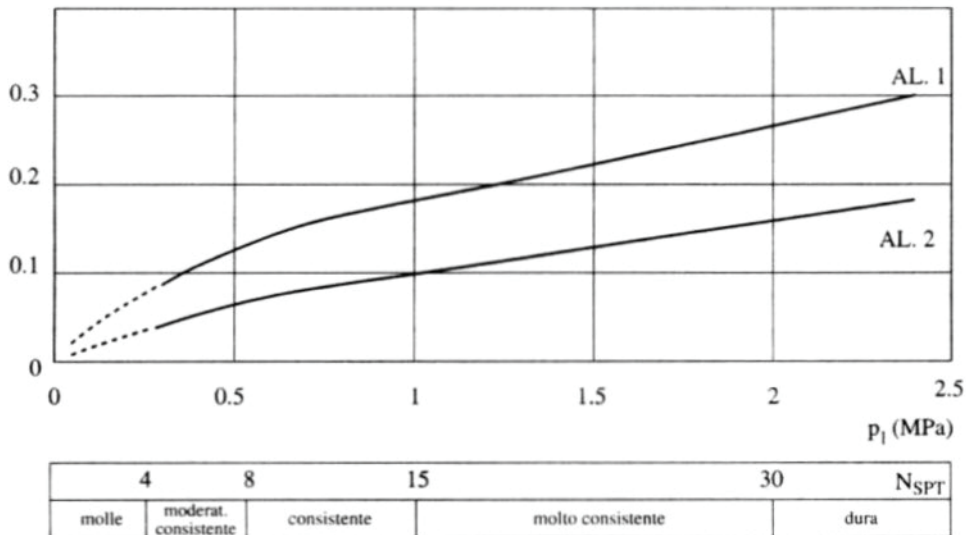


Figura II: Abaco per il calcolo di q_s per argille e limi.

q_s (MPa)

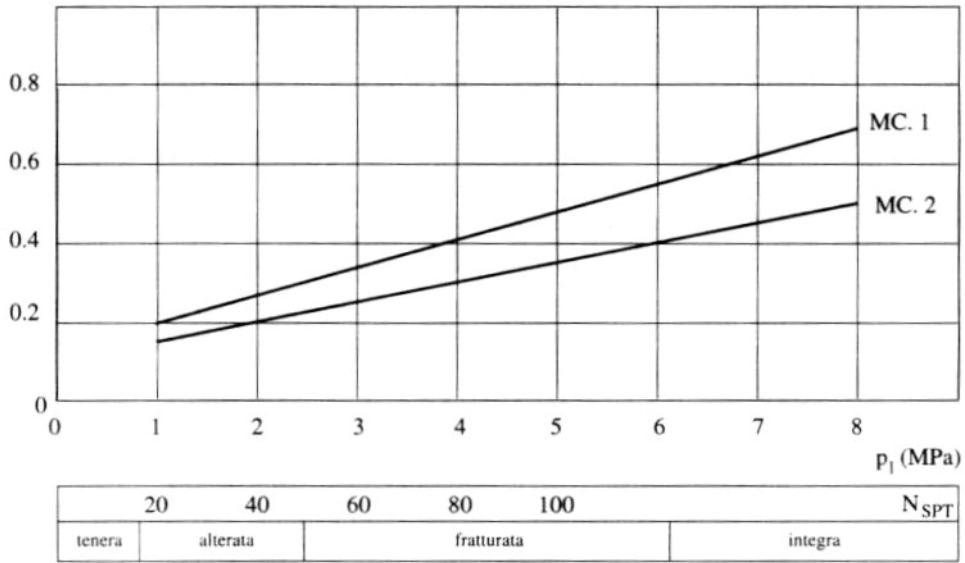


Figura III: Abaco per il calcolo di q_s per gessi, marne e marne calcaree.

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:

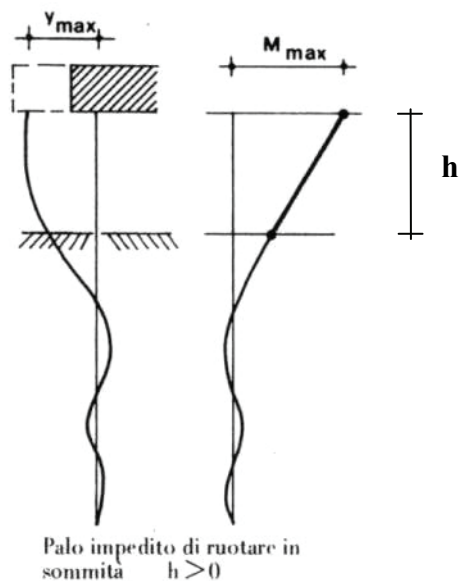
$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{4}{\lambda^4} y = 0$$

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 = 550 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 H2:

Combinazioni di carico		F _{SX}	F _{DX}	σ _{c1}	σ _{c2}
		[N]	[N]	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_V300	Max	-424	-33251	-0,01	-0,35
PPPBVPSP_V300	Min	13580	-46874	0,19	-0,49
PPPAVNSN_V300	Max	-45715	14777	-0,48	0,21
PPPAVNSN_V300	Min	-31711	1154	-0,33	0,02
PPPBVPSP_S300		15384	-49113	0,22	-0,51
PPPAVNSN_S300		-45007	14430	-0,47	0,20

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: $\phi 177.8 \times 6.3$ mm

Gli sforzi assiali sul singolo micropalo di sinistra o di destra ed il taglio totale all'intradosso della fondazione già calcolati conducono alle seguenti azioni massime:

$N^- = -49.11$ kN (compressione)

$N^+ = +15.38$ kN (trazione)

$T_{max} = 7.91/4 = 1.98$ kN

Proprietà tubo $\phi 177.8 \times 6.3$ mm:

$A_s = 3394$ mm²

$J_s = 12496200$ mm⁴

$W_s = J_s / (177.8/2) = 140565$ mm³

$A_{st} = 1697$ mm² area di taglio

Carico sul tubo in compressione (a favore di sicurezza tutto lo sforzo di compressione è affidato al tubo di acciaio): **-49.11 kN**

Carico sul tubo in trazione: **15.38 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

$J_c = 191747600$ mm⁴ momento d'inerzia del calcestruzzo per diametro del cls $D_d = 250$ mm

l'acciaio e' omogeneizzato al calcestruzzo con $n=6$

$J = J_c + n * J_s = 303466508$ mm⁴ momento d'inerzia totale

$k_h = c_g * n_h * z/d$ 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 $k_h = 0.040 \text{ N/mm}^3$

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D_d}} = 1364 \text{ mm}$$

$$T_{\max} = H = 1976 \text{ N}$$

$$M_{\max} = 0.5 \cdot H \cdot (h + L_0) = 0.5 \cdot 1976 \cdot (2000 + 1364) = 3323992 \text{ Nmm}$$

$$N_{\max, \text{traz}} = 15384 \text{ N}$$

$$N_{\max, \text{comp}} = -49113 \text{ N}$$

Verifica a trazione

$$\sigma = N_{\max, \text{traz}} / A_s + M_{\max} / W_s = 28 \text{ MPa}$$

$$\tau = T_{\max} / A_{st} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 28 \text{ MPa} < \sigma_{am} = 190 \text{ MPa}$$

Verifica a compressione

$$\sigma = N_{\max, \text{comp}} / A_s + M_{\max} / W_s = 38 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = T_{\max} / A_{st} = 1.16 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 38 \text{ MPa} < \sigma_{am} = 190 \text{ MPa}$$

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 $Q_{amm, comp} = 49.2 \text{ kN}$ ed a trazione un $Q_{amm, traz} = 15.4 \text{ kN}$.

Scegliamo:

- un diametro di perforazione $D_s = 225 \text{ mm}$
- tubo di armatura $\Phi 177.8 \times 6.3 \text{ mm}$ 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**

$$Q_{\text{amm,comp}} = Q_{\text{lim}}/F_s - W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \beta \cdot \eta] / F_s - W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot \beta \cdot (\alpha_{\text{IGU}} \cdot D_s \cdot L_{\text{IGU}} \cdot q_{s,\text{IGU}} + \alpha_{\text{IRS}} \cdot D_s \cdot L_{\text{IRS}} \cdot q_{s,\text{IRS}}) / 2.5 - W_p$$

$\beta = 1.15$ tiene conto della portata alla punta pari al 15% di quella laterale

Si calcola una lunghezza L_{IRS} di 0 metri garantisce un $Q_{\text{amm,comp}}$ pari a 107 kN.

○ **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 0 metro si ottiene un $Q_{\text{amm,traz}}$ pari a 107 kN ampiamente sufficiente per sostenere la massima sollecitazione di trazione.

Il calcolo esatto di L fornirebbe lunghezze inferiori, ma si consiglia di non adottare micropali lunghi meno di 5 metri.

Si ottiene quindi una lunghezza di calcolo del micropalo $L_p = L_{\text{IGU}} + L_{\text{IRS}} = (5 + 0) \text{ m} = 5 \text{ m}$.

In presenza di rilevato la lunghezza calcolata sopra va aumentata di 2 m, cioè si avrà:

$$L' = L + 2 \text{ m} = 7 \text{ m}.$$

Calcolo per $N_{\text{SPT}}=20$

Dai grafici della figura I, per pali valvolati e non (SG.1 e SG.2) valido per le sabbie, e per $N_{\text{SPT}}=20$ si ha:

$$q_{s,\text{IGU}} = 0.10 \text{ Mpa} = 100 \text{ Kpa (SG.2);}$$

$$q_{s,\text{IRS}} = 0.15 \text{ Mpa} = 150 \text{ Kpa (SG.1);}$$

Si pone:

$$\alpha_{\text{IRS}} = 1.2 ;$$

$$\alpha_{\text{IGU}} = 1.1 ;$$

$$L_{\text{IGU}} = 5 \text{ metri;}$$

$$F_s = 2.5.$$

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 0 metri che mi garantisce un $Q_{\text{amm,comp}}$ pari a 136 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 0 metri si ottiene un $Q_{\text{amm,traz}}$ pari a 132 kN ampiamente sufficiente per sostenere la massima sollecitazione di trazione.

Si ottiene quindi una lunghezza di calcolo del micropalo $L_p = L_{\text{IGU}} + L_{\text{IRS}} = (5 + 0) \text{ m} = 5 \text{ m}$.

In presenza di rilevato la lunghezza calcolata sopra va aumentata di 2 m, cioè si avrà:

$$L' = L + 2 \text{ m} = 7 \text{ m}.$$

Calcolo per $N_{\text{SPT}}=30$

Dai grafici della figura I, per pali valvolati e non (SG.1 e SG.2) valido per le sabbie, e per $N_{\text{SPT}}=30$ si ha:

$$q_{s,\text{IGU}} = 0.15 \text{ Mpa} = 150 \text{ Kpa (SG.2);}$$

$$q_{s,\text{IRS}} = 0.20 \text{ Mpa} = 200 \text{ Kpa (SG.1);}$$

Si pone:

$$\alpha_{\text{IRS}} = 1.2 ;$$

$$\alpha_{\text{IGU}} = 1.1 ;$$

$$L_{\text{IGU}} = 5 \text{ metri;}$$

$$F_s = 2.5.$$

a. Compressione

$$Q_{\text{amm,comp}} = Q_{\text{lim}}/F_s - W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \beta \cdot \eta] / F_s - W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot \beta \cdot (\alpha_{IGU} \cdot D_s \cdot L_{IGU} \cdot q_{s,IGU} + \alpha_{IRS} \cdot D_s \cdot L_{IRS} \cdot q_{s,IRS}) / 2.5 - W_p$$

$\beta = 1.15$ tiene conto della portata alla punta pari al 15% di quella laterale

Si calcola una lunghezza L_{IRS} di 0 metri che mi garantisce un $Q_{amm,comp}$ pari a 207 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 0 metri si ottiene un $Q_{amm,traz}$ pari a 194 kN ampiamente sufficiente per sostenere la massima sollecitazione di trazione.

Si ottiene quindi una lunghezza di calcolo del micropalo $L_p = L_{IGU} + L_{IRS} = (5 + 0) \text{ m} = 5 \text{ m}$.

In presenza di rilevato la lunghezza calcolata sopra va aumentata di 2 m, cioè si avrà:

$$L' = L + 2 \text{ m} = 7 \text{ m}.$$

3.3 Trave di Fondazione

La sezione della trave di fondazione ha dimensioni 105x45 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 50x45 cm armata con **3+3 ϕ 18**; si trascura, inoltre, il contributo benefico del tiro del tirafondo del modulo tampone BT, poiché il momento massimo si ha in campata.

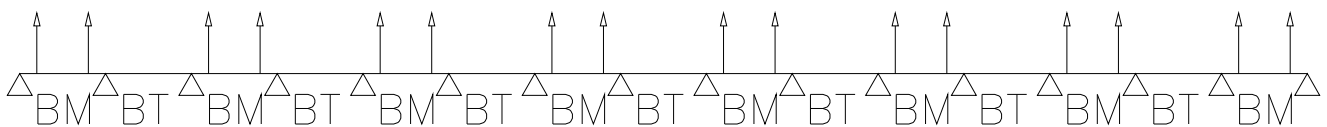


Figura 3-2 Trave di Fondazione: schema di calcolo

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]
PPPBPVSP_S300	61.3
PPPAVNSN_S300	43.3

L'area resistente di un tirafondo ϕ 24 vale 361.9 mm², per cui:

$$F = 61.3 \times 361.9 = 22.2 \text{ kN .}$$

Ciascun tirafondo è racchiuso da due staffe chiuse ϕ 12, che riportano le sollecitazioni sulle armature longitudinali. La tensione nelle staffe vale:

$$\sigma_{\text{staffe}} = F / (4 \times 113) = 49.1 \text{ MPa} < \sigma_{s,am} = 255 \text{ MPa}$$

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 $M = 6.01$ kNm.

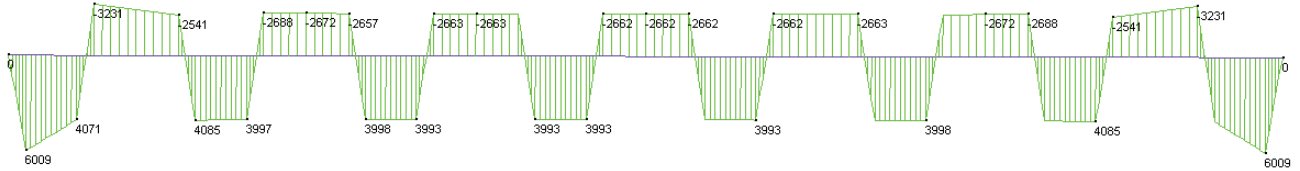


Figura 3-3 Trave di fondazione : momenti flettenti

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	45	1	7.63	5
			2	7.63	40

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N Sd 0 0 kN
 M xSd 0 6.01 kN m
 M ySd 0 0

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

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

Materiali
FeB44k **C25/30**
 ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{cu} 3.5
 f_{yd} 373.9 N/mm² f_{cd} 15.63
 E_s 200 N/mm² α 0.85
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -0.5151 N/mm²
 σ_s 21.74 N/mm²

Verifica
 N° iterazioni: 4

d 40 cm
 x 10.49 x/d 0.2622

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.).

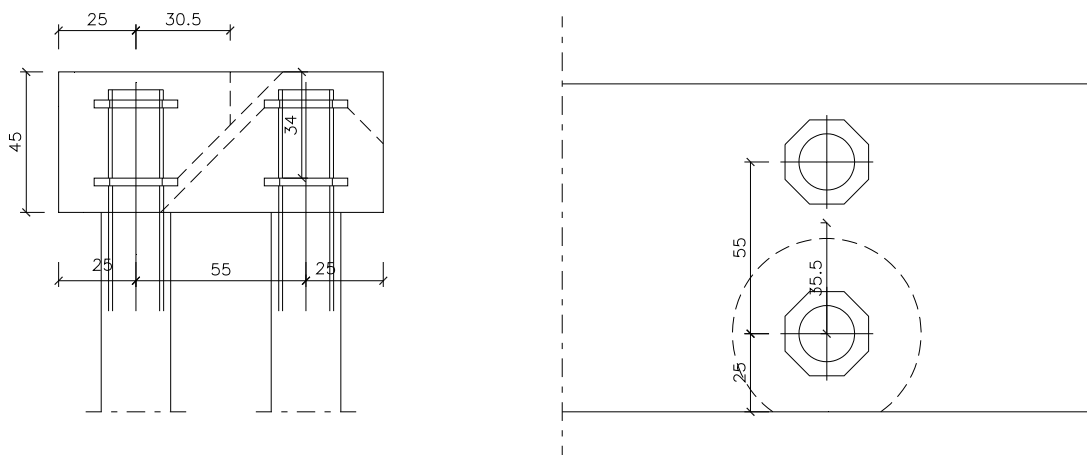


Figura 3-4– Verifica a punzonamento: individuazione della superficie di rottura.

Lo sforzo massimo sul micropalo risulta il seguente:

$$N = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ kN}$$

$$H = 340 \text{ mm}$$

$$p = 1544 \text{ mm perimetro della superficie}$$

$$S = p \cdot H = 524960 \text{ mm}^2 \text{ area superficie rottura}$$

Forza resistente al punzonamento:

$$F = 0.5 \cdot S \cdot f_{ctd} = 332 \text{ kN} > N$$

$$\text{essendo: } f_{ctd} = \frac{0.7 \cdot 0.27 \cdot 35^{2/3}}{1.6} = 1.264 \text{ N/mm}^2 \text{ il valore di calcolo della resistenza a trazione.}$$

Non sono necessarie dunque armature aggiuntive, specifiche per il punzonamento.