

COMMITTENTE: DIREZIONE TECNICA - INGEGNERIA CIVILE

PROGETTAZIONE: S.O. AMBIENTE

PROGETTO ESECUTIVO

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

RELAZIONE DI CALCOLO BASE SCAVALCO - MODULO "BS"

Codice Progetto	Documento		Elaborato di Progetto N°	Scala:
	Tipo	Progressivo		
RFI DTC ICI AM ST 01 2010	REL.	01/01	08/17	-

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 200 km/h.

Relazione di calcolo per base scavalco “BS125-450” per tipologia di barriera da H0 ad H7 (5.79 m sul p.f.) e per base scavalco “BS145-450” per tipologia di barriera da H8 ad H10 (7.38 m sul p.f.).

Relazione sui materiali

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

Relazione sulle fondazioni

INDICE

1	RELAZIONE SUI MATERIALI.....	4
1.1	Calcestruzzo	4
1.1.1	Calcestruzzo Barriera.....	4
1.1.2	Calcestruzzo Cordolo di Fondazione	4
1.1.3	Calcestruzzo Micropali.....	4
1.1.4	Acciaio da C.A.....	5
1.2	Acciaio	5
1.2.1	Acciaio per Carpenteria Metallica.....	5
1.2.2	Acciaio per Micropali e relativi piatti	6
1.2.3	Saldature.....	6
1.2.4	Bulloni	6
1.2.5	Collaudi materiali, saldature e lavorazioni.....	7
1.2.6	Verniciatura e zincatura.....	7
2	RELAZIONE DI CALCOLO	8
2.1	Premessa.....	8
2.2	Normative di Riferimento	10
2.3	Descrizione del modello.....	11
2.3.1	Combinazioni di carico	12
2.4	Verifiche del montante in acciaio.....	13
2.5	Verifica armature manufatto in C.A.....	14
2.5.1	Sezione A: sotto sella BS145-450	15
2.5.2	Sezione C: incastro al piede BS145-450.....	19
2.5.3	Sezione D: incastro zoccolo di base BS145-450.....	23
2.5.4	Sezione E: zoccolo di base BS145-450.....	28
2.5.5	Sezione A: sotto sella BS125-450	33
2.5.6	Sezione C: incastro al piede BS125-450.....	37
2.5.7	Sezione D: incastro zoccolo di base BS125-450.....	41
2.6	Verifiche tirafondi.....	45
2.6.1	Calcolo sollecitazioni	45
2.6.2	Verifica di resistenza	48
2.6.3	Verifica a fatica	50

2.7	Verifica globale di deformabilità	52
3	RELAZIONE SULLE FONDAZIONI.....	53
3.1	Calcolo delle sollecitazioni	53
3.1.1	<i>BS145-450</i>	53
3.1.2	<i>BS125-450</i>	54
3.2	Micropali	55
3.2.1	<i>Calcolo della capacità portante verticale del micropalo</i>	55
3.2.2	<i>Calcolo della capacità portante orizzontale del micropalo</i>	60
3.2.3	<i>Verifiche strutturali</i>	61
3.2.4	<i>Verifiche geotecniche</i>	66
3.3	Verifica Plinto di Fondazione BS145-450	70

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 **B450 C** (ex **Feb44K**) 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	per profili e lamiere non saldate
ACCIAIO S275J2	(Ex Fe430 D)	UNI EN 10025	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 e per la manutenzione di quelle esistenti” e Disciplinare Tecnico delle barriere antirumore per impieghi ferroviari edizione 1998 e s.m.i...

2 RELAZIONE DI CALCOLO

2.1 Premessa

Nel presente elaborato si riportano le verifiche strutturali dei moduli prefabbricati in calcestruzzo tipo **BS145-450** (in grado di portare i montanti per altezze di barriera da H8 a H10) e **BS125-450** (per barriere fino all'altezza dell'H7).

Tali elementi servono a risolvere interferenze tra il cordolo di fondazione della barriera corrente ed eventuali ostacoli interrati. La luce netta di scavalco dei due elementi è pari a 2.90 m.

Entrambi i moduli presentano due attacchi per i montanti metallici superiori della barriera fonoassorbente disposti ad interasse 3 m. I collegamenti ed i montanti sono uguali a quelli dei moduli ordinari tipo BM130 (H10) e BM110 (H7).

La fondazione è costituita da due plinti gettati in opera, posti in battuta al cordolo continuo della barriera, da un lato, ed eventualmente all'ostacolo, dall'altro. Le dimensioni sono 145x87x65 per il BS145-450 (H10) e 125x87x55 per il modulo BS125-450 (H7). Il collegamento con la fondazione è assicurato da 3+3 tirafondi per ciascuno zoccolo di diametri $\phi 40$ per H10 e $\phi 34$ per H7.

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

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

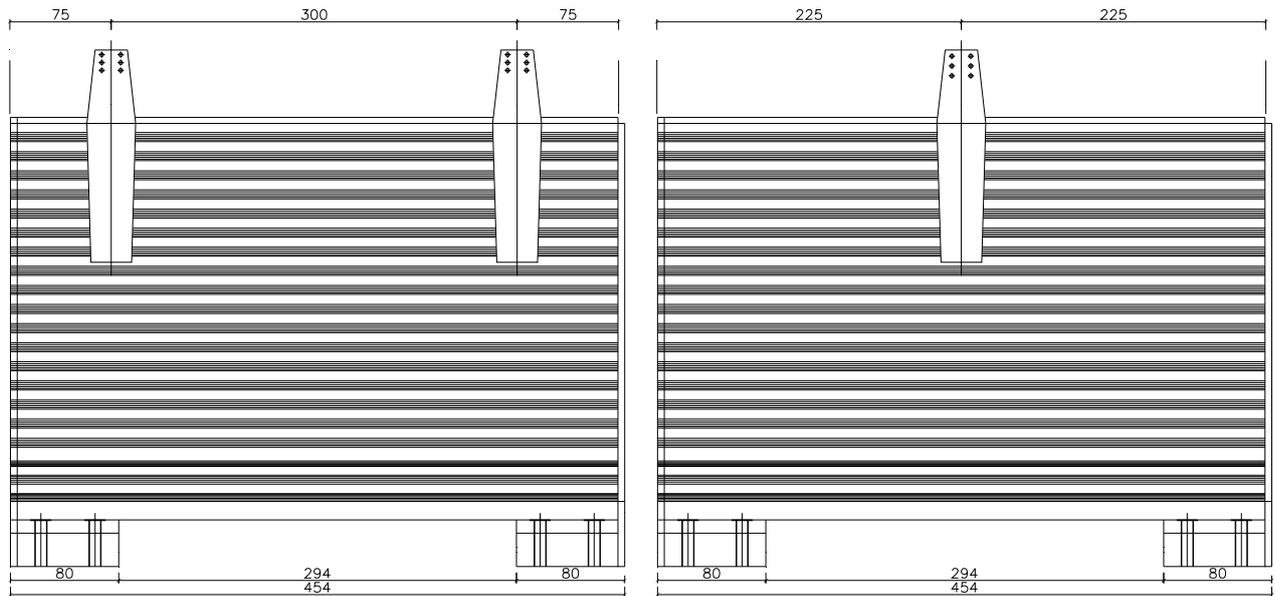


Figura 2-1 Modulo di scavalco BS125/145-450: prospetti con 2 e 1 montante

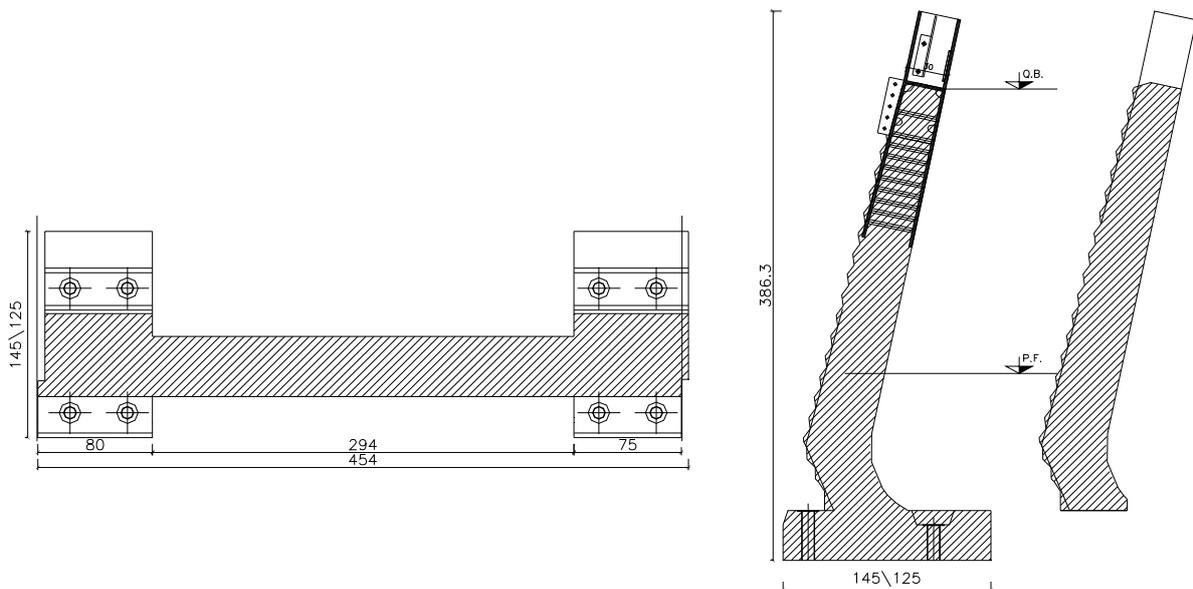


Figura 2-2 Modulo di scavalco: pianta e sezioni

Di seguito si riportano le verifiche del manufatto prefabbricato, della fondazione, dei tirafondi e dei micropali. Le sollecitazioni sono ricavate a partire dai modelli delle barriere ordinarie H10 e H7, alle cui relazioni di calcolo si rimanda per l'analisi dei carichi e la descrizione dei modelli stessi.

2.2 Normative di Riferimento

- CNR 10011 Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione
- CNR 10016 Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- CNR 10025 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 “Specifica di istruzione tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari”
- Istruzione F.S. 44/V “Specifica 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

Le sollecitazioni degli elementi in analisi possono essere ricavate dai modelli di calcolo adottati per le barriere ordinarie tipo H10 e H7. I rispettivi modelli di calcolo sono diffusamente descritti nei seguenti elaborati:

1. Relazione di calcolo per base “BM110” per tipologia di barriera da H3 a H7 (V fino a 200 km/h);
2. Relazione di calcolo per base “BM130” per tipologia di barriera da H8 a H10 (V fino a 200 km/h);

2.3.1 Combinazioni di carico

Il carico relativo al peso proprio degli elementi strutturali (base in calcestruzzo e montanti 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, a vantaggio di sicurezza, applicata staticamente con coefficiente di amplificazione dinamica (condizione di carico S200).

Per le **verifiche di resistenza** 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 pari a 200 km/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" (= S200) = sovrappressione positiva, "SN" (= S200) = sovrappressione negativa.

Nel dettaglio sono state prese in considerazione le seguenti 2 combinazioni di carico:

PPPBVPSP_S200, PPPAVNSN_S200 in cui le sollecitazioni dovute al peso proprio, al peso dei pannelli (considerati asciutti o bagnati in modo da massimizzare gli effetti dei carichi) ed al vento vengono combinati con i valori statici di sovrappressione amplificati per mezzo del coefficiente di amplificazione dinamica, che alla velocità di 200 km/h vale 2.26 per la barriera H10 e 1.80 per quella H7 (vedi relazioni di calcolo relative alle basi "BM110" e "BM130" per velocità fino a 200 km/h).

Risulta in particolare per H10: $p_{vento} + p_{svp} = 1948 \text{ Pa} + 2.4 \cdot 388 \text{ Pa} = 2825 \text{ Pa} > 2500 \text{ Pa}$.

Inoltre, per le **verifiche a fessurazione e fatica del calcestruzzo** sono state utilizzate ulteriori 2 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.

2.4 Verifiche del montante in acciaio

Valgono le verifiche condotte per le barriere tipo H10 ed H7.

2.5 Verifica armature manufatto in C.A.

Si riportano di seguito le verifiche più significative del modulo prefabbricato. Sono state considerate 4 sezioni caratteristiche al fine di ottimizzare la disposizione di armatura (vd. Figura 2-3). Adottando le stesse sollecitazioni calcolate per le barriere di altezza H10 ed H7 (basi tipo BM130 e BM110), come sezione resistente in calcestruzzo si considera una larghezza di 750 mm.

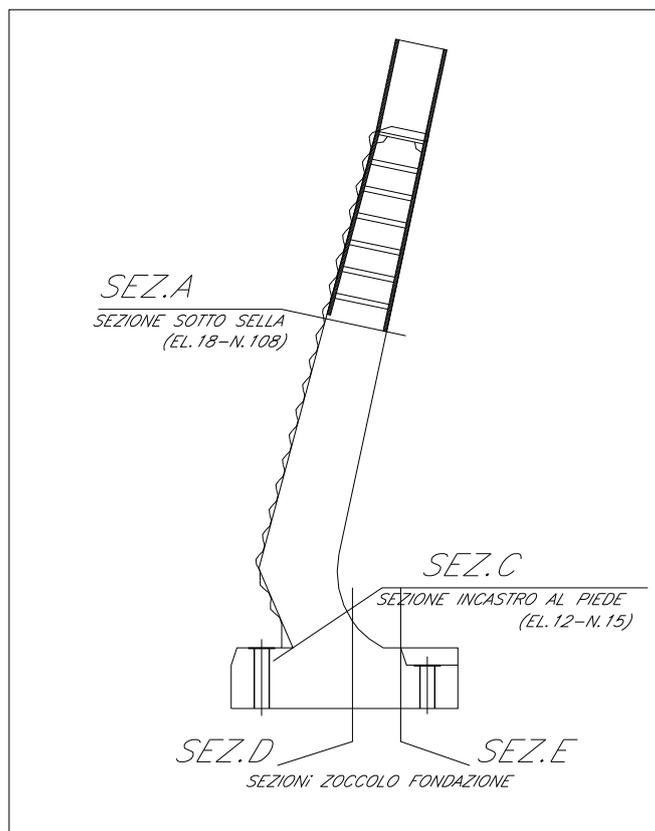


Figura 2-3 - Modulo prefabbricato: sezioni di verifica.

Per ciascuna sezione si sono effettuate le verifiche di resistenza e fessurazione considerando le combinazioni di carico già descritte nel paragrafo 2.3.1.

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

Per le verifiche a fessurazione si riportano due fogli di calcolo: nel primo si considerano le combinazioni di carico con i momenti positivi, che tendono le fibre interno barriera; nel secondo si

considerano le combinazioni di carico con i momenti negativi, che tendono le fibre esterno barriera. L'apertura di fessura calcolata si riferisce alla situazione più gravosa.

Per le verifiche a fatica, infine, si confrontano le tensioni massime dell'acciaio, dovute alle combinazioni di carico rare riportate nel paragrafo 2.3.1, con il valore limite di normativa:

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

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

2.5.1 Sezione A: sotto sella BS145-450

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	PPPBVSP_S200	Combination		-42615	60025	201603
18	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-28678	-42959	-159080

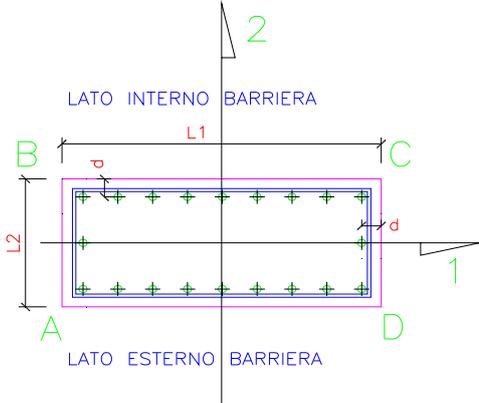
NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE E FATICA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
18	0	PPPBVSP_S200_F	Combination		-42708	55844	187946
18	0	PPPAVNSN_S200_F	Combination		-28585	-38777	-145423

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

Si dispongono 10 $\phi 26$ lato esterno barriera e 10 $\phi 22$ lato interno.

2.5.1.1 Verifica di resistenza BS145-450

SEZIONE A - SOTTO SELLA - 85X36					
ELEMENTO 18 - NODO 108					
Lunghezza lato in direzione 1	$L_1 = 75$ cm				
Lunghezza lato in direzione 2	$L_2 = 36$ cm				
Copriferro	$c = 3.5$ cm				
Distanza armatura dal bordo	$d = 4.6$ cm				
Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate		$\phi_{st} =$	mm	(min 8mm)	
Diametro ferri longitudinali interno barriera		$\phi_{long.int} =$	22	mm	(min 12mm)
Diametro ferri longitudinali esterno barriera		$\phi_{long.est} =$	26	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	$i_{1int} = 7.3111$ cm				
Interasse dir.1 - lato esterno barriera	$i_{1est} = 7.3111$ cm				
Interasse dir.2	$i_2 = 26.8$ cm				
TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA					
COMBINAZIONE		σ_{cls+}	σ_{acc-}		
		[MPa]	[MPa]		
PPPBVPSP_S200		8.3	-143.7		
PPPAVNSN_S200		6.5	-147.6		

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{max} = V2_{max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 0.25 \text{ MPa} < \tau_{c0}.$$

2.5.1.2 Verifica a fessurazione BS145-450

DATI DI VERIFICA			
Ambiente	3	poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)	
Armature	2	sensibili (1) pocosensibili(2)	
Struttura	1	soletta o setti (1) travi o pilastri (2)	
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)		
Copriferro standard	2		
Valore nominale apertura	0.15 (mm)		

DATI SEZIONE			(inserire 1-2-3)
Base	75 (cm)	Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$	2
Altezza	35 (cm)		
diámetro massimo barre tese	26 (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	f_{ctm} (1) =	3.416 (N/mm2)
Rapporti moduli elasticità	15		
K2	0.4	(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)	
K3	1	calcola (1) costante (2)	
β_1	1	barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)	
β_2	2	az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)	

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

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	ϕ (mm)	A (cm ²)
esterno	6.2	10	26	53.09
interno	28.8	10	22	38.01

- CALCOLA -

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP V200 F	4284		5.37E+03			1864198
PPPBVPSP V200 F	4302		4.11E+03			1378583
PPPBVPSP S200 F	4271		5.58E+03			1879456

CARATTERISTICHE SEZIONE	
Area sezione omog.	3991.5928 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	67296.8743 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	16.8596542 (cm)
Momento di Inerzia bar. in x	440832.261 (cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	1230468.75 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI	
Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_S200_F
Sforzo normale di verifica	4270.8262 (kg)
Momento flettente di verifica	1879456.14 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-70.81 (Kg/cm ²)
Tensione massima cls teso	-70.81 <= -28.69 (Kg/cm ²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

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

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 10 (cm)
Diámetro massimo barre tese	ϕ = 26 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 53.09292 (cm2)
Base calcestruzzo	Bceff = 75 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 10.37096 (cm)
Area efficace	Aeff = 777.8218 (cm2)
perc. geom. arm.	ro = 0.068258
posizione asse neutro	x = 14.25809 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 95.6 (Kg/cm2)
Tensione acciaio	sigmas = -1462.2 (Kg/cm2)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -705.4 (Kg/cm2)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -26.6 (Kg/cm2)
Coeff. di forma	K3 = 0.171946
Coeff. di aderenza	β_1 = 1
Coeff. di sollec.	β_2 = 0.5
Spaziatura media fess.	Srm = 11.6198 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Epsm = 0.000615
Apertura media fess.	wrm = 0.071493 (mm)
Apertura caratt. fess.	wk = 0.121538 (mm)

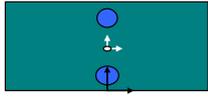
VERIFICA SODDISFATTA wk = 0.122 mm <= wn = 0.15 mm

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

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

DATI SEZIONE			
Base	75	(cm)	
Altezza	35	(cm)	
diametro massimo barre tese	22	(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)

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

Caratteristiche armatura				
Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	
esterno	6.2	10	26	53.09
interno	28.8	10	22	38.01

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPAVNSN_V200_F	2828		-2137			-832160
PPPAVNSN_V200_F	2846		-3396			-1317775
PPPASN_VN_S200_F	2858		-3878			-1454226

CARATTERISTICHE SEZIONE		
Area sezione omog.	3991.5928	(cm ²)
Momento statico rispetto a x	67296.8743	(cm ³)
Momento statico rispetto a y	0	(cm ³)
Coordinate baricentro x	0	(cm)
Coordinate baricentro y	16.8596542	(cm)
Momento di Inerzia bar. in x	440832.261	(cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	1230468.75	(cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole PPPASN_VN_S200_F
Sforzo normale di verifica 2858.48859 (kg)
Momento flettente di verifica -1454225.58 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls -59.13 (Kg/cm²)

Tensione massima cls teso -59.13 <= -28.69 (Kg/cm²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

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

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5	(cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -	
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 10	(cm)
Diametro massimo barre tese	φ = 24	(mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4	
Area acciaio teso	A _s = 38.01327	(cm ²)
Base calcestruzzo	B _{ceff} = 75	(cm)
Numero strati armatura	n _{strati} = 1	
Altezza eff. tirante	d _{eff} = 11.49591	(cm)
Area efficace	A _{eff} = 862.193	(cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.044089	
posizione asse neutro	x = 12.00819	(cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 74.9	(Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas = -1571.0	(Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -907.6	(Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -21.2	(Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.169826	
Coeff. di aderenza	β1 = 1	
Coeff. di sollec.	β2 = 0.5	
Spaziatura media fess.	S _{rm} = 12.6978	(cm)
Deform. unitaria media arm.	E _{psm} = 0.000623	
Apertura media fess.	w _m = 0.079139	(mm)
Apertura caratt. fess.	w _k = 0.134536	(mm)

VERIFICA SODDISFATTA w_k = 0.135 mm <= w_n = 0.15 mm

2.5.1.3 Verifica a fatica BS145-450

Dai tabulati della verifica a fessurazione si desumono i seguenti valori per le tensioni dell'acciaio, del calcestruzzo, la posizione x dell'asse neutro ed il valore del copriferro da cui si calcola la tensione del ferro compresso:

Sez. A	σ _{fe.teso}	σ _{cls}	x	coprif	σ _{fe.comp}
	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[MPa]
PPPBVPSP_S200_F	146	-9.6	14.3	6.2	-81.02
PPPASN_VN_S200_F	157	-7.5	12.0	6.2	-54.34

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

	σ_{min}	σ_{max}		σ_{lim}
	[MPa]	[MPa]		[MPa]
lato esterno barriera	-54.34	146	<	184
lato interno barriera	-81.02	157	<	168

2.5.2 Sezione C: incastro al piede BS145-450

Si ipotizza che l'elemento di scavalco continui a mantenere uno schema di funzionamento a mensola. Ciascuna sezione d'incastro, allora, è sollecitata dalle azioni corrispondenti ad un modulo montante più metà azioni di un modulo tampone.

Le sollecitazioni agenti sulla sezione si ottengono sommando quelle lette dal modello di calcolo H10 in corrispondenza dell'elemento 12 – nodo 15 e le analoghe sullo stesso elemento lette dal modello del solo modulo "tampone" BT95 dimezzate:

H10 - SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBPVSP_S200	Combination		-100956	6974	305978
12	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-11303	-71212	-252443
BT95 - SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBPVSP_S200	Combination		-43497	-10758	21294
12	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-28148	-30239	-15009

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

H10 - SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE E FATICA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBPVSP_S200_F	Combination		-97743	3272	284036
12	0	PPPAVNSN_S200_F	Combination		-14516	-67510	-230502
BT95 - SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE E FATICA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBPVSP_S200_F	Combination		-42783	-11664	19605
12	0	PPPAVNSN_S200_F	Combination		-28862	-29333	-13320

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

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{\max} = V2_{\max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 0.36 \text{ MPa} < \tau_{c0}$$

2.5.2.2 Verifica a fessurazione BS145-450

DATI DI VERIFICA			
Ambiente	3	poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)	
Armature	2	sensibili (1) pocosensibili(2)	
Struttura	1	soletta o setti (1) travi o pilastri (2)	
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)		
Copriferro standard	2		
Valore nominale apertura	0.15 (mm)		

DATI SEZIONE			
Base	75 (cm)	Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3)	
Altezza	36 (cm)	2	
diametro massimo barre tese	26 (mm)		
Interasse massimo barre tese	7 (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	f_{ctm} (1) = 3.416 (N/mm ²)	
Rapporti moduli elasticità	15		
K2	0.4		
K3	1	(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)	
β_1	1	calcola (1) costante (2)	
β_2	2	barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)	
		az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)	

ARMATURE			
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls (inserire "x")	
Caratteristiche armatura	Dist.	n°	ϕ (mm)
esterno	5.7	12	26
interno	30.3	12	26

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP_S200_F	11913	0	-256	0	0	2938388

CARATTERISTICHE SEZIONE	
Area sezione omog.	4611.34497 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	83004.2095 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	18 (cm)
Momento di Inerzia bar. in x	580767.381 (cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	1265625 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI	
Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_S200_F
Sforzo normale di verifica	11913.4732 (kg)
Momento flettente di verifica	2938387.61 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-88.49 (Kg/cm ²)
Tensione massima cls teso	-88.49 <= -28.69 (Kg/cm ²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

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

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 7 (cm)
Diametro massimo barre tese	ϕ = 26 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 63.7115 (cm ²)
Base calcestruzzo	Bceff = 75 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 10.68258 (cm)
Area efficace	Aeff = 801.1936 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.079521
posizione asse neutro	x = 14.63484 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 109.0 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas = -1749.9 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -675.5 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -34.4 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.173649
Coeff. di aderenza	β_1 = 1
Coeff. di sollecc.	β_2 = 0.5
Spaziatura media fess.	Srm = 10.6710 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Epssm = 0.000771
Apertura media fess.	wrm = 0.082297 (mm)
Apertura caratt. fess.	wk = 0.139905 (mm)

VERIFICA SODDISFATTA wk = 0.14 mm <= wn = 0.15 mm

2.5.3 Sezione D: incastro zoccolo di base BS145-450

Le sollecitazioni agenti sulla sezione vengono determinate a partire dalle sollecitazioni agenti sull'interfaccia tra lo zoccolo di base e il plinto di fondazione calcolate di seguito. Lo schema di calcolo (vedi Figura 2-4) è quello di mensola incastrata e sollecitata dalla risultante delle trazioni nei tirafondi, per le combinazioni con vento e sovrappressione negativi (verso l'esterno barriera), e dalla risultante delle compressioni sul calcestruzzo, per le combinazioni con vento e sovrappressione positivi (verso l'interno barriera).

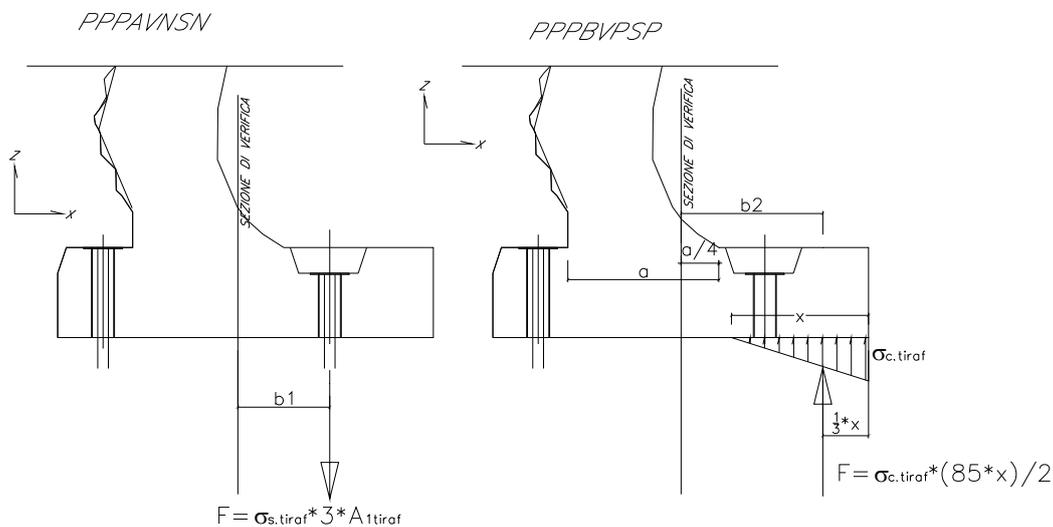


Figura 2-4 – Sollecitazioni sullo zoccolo di base dovute ai tirafondi

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

Nello schema seguente si riportano i moduli di elasticità dei materiali e, 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 compresso della sezione; la forza F sollecitante la mensola e il momento flettente che sollecita la sezione d'incastro $M = F \cdot b$, dove " b " è il braccio della forza dall'incastro.

SEZIONE D - ZOCCOLO DI BASE - 85X35

E_{cls}	382368	kg/cm ²
E_{acc}	2100000	kg/cm ²

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	σ_{cls+}	σ_{acc-}	$k=\epsilon_{cls+}/\epsilon_{acc-}$	h	$x=h*k/(k+1)$	F	M=F*b
	Text	Text	Text	Text	kg/cm ²	kg/cm ²		cm	cm	kg	kg cm
-	-	PPPBVPSP_S200	Combination		25.4	-1043.1	0.134	127.500	15	16238	1094250
-	-	PPPAVNSN_S200	Combination		31.8	-1297.0	0.135	104.500	12	-26079	-925787

	Azione dovuta ai tirafondi tesi	⇒	$\max \sigma_{acc.tiraf}$	⇒	$F=\sigma_{acc.tiraf} * 3 * A_{1tiraf}$	⇒	b= 35.5 cm
	Azione dovuta al cls compresso	⇒	$\max \sigma_c$	⇒	$F=\sigma_{cls} * (x*85)/2$	⇒	b= 72.4-(1/3)*x cm

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

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

Analogamente per la verifica a fessurazione:

SEZIONE D - INCASTRO AL PIEDE - 85x35

E_{cls}	382368	kg/cm ²
E_{acc}	2100000	kg/cm ²

SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	σ_{cls+}	σ_{acc-}	$k=\epsilon_{cls+}/\epsilon_{acc-}$	h	$x=h*k/(k+1)$	F	M=F*b
	Text	Text	Text	Text	kg/cm ²	kg/cm ²		cm	cm	kg	kg cm
-	-	PPPBVPSP_V200 F	Combination		32.1	-1916.8	0.092	127.500	11	14659	1008844
-	-	PPPBVPSP_V200 F	Combination		23.4	-1345.9	0.096	104.500	9	-27060	-960633

	Azione dovuta ai tirafondi tesi	⇒	$\max \sigma_{acc.tiraf}$	⇒	$F=\sigma_{acc.tiraf} * 3 * A_{1tiraf}$	⇒	b= 35.5 cm
	Azione dovuta al cls compresso	⇒	$\max \sigma_c$	⇒	$F=\sigma_{cls} * (x*85)/2$	⇒	b= 72.4-(1/3)*x cm

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

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

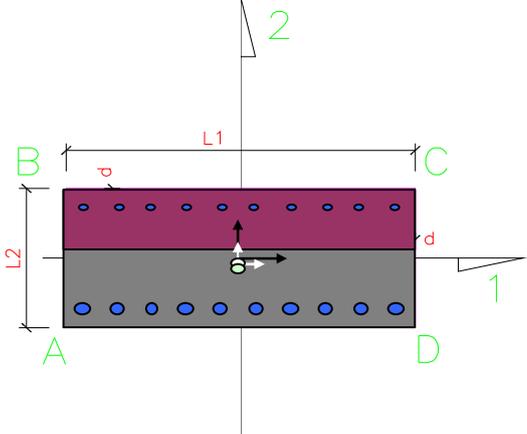
La sezione è armata con 10 $\phi 26$ al lembo inferiore e 10 $\phi 18$ al lembo superiore, disposti in modo da non interferire con i tirafondi.

2.5.3.1 Verifica di resistenza BS145-450

SEZIONE D - SEZIONE ZOCCOLO BASE - 85X35	
Lunghezza lato in direzione 1	$L_1 = 75$ cm
Lunghezza lato in direzione 2	$L_2 = 35$ cm
Copriferro	$c = 3.5$ cm
Distanza armatura dal bordo	$d = 4.4$ cm

Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate	$\phi_{st} =$	mm	(min 8mm)
Diametro ferri longitudinali superiori	$\phi_{long.sup} =$	18	mm (min 12mm)
Diametro ferri longitudinali inferiori	$\phi_{long.inf} =$	26	mm (min 12mm)
Diametro ferri longitudinali laterali	$\phi_{long.lat} =$	mm	(min 12mm)
Num. ferri intermedi dir.1 - superiori	$n_{1.int} =$	8	
Num. ferri intermedi dir.1 - inferiori	$n_{1.est} =$	8	
Num. ferri intermedi dir.2	$n_2 =$	1	

Interasse dir.1 - superiore	$i_{1.int} =$	7.3556	cm
Interasse dir.1 - inferiore	$i_{1.est} =$	7.3556	cm
Interasse dir.2	$i_2 =$	13.1	cm



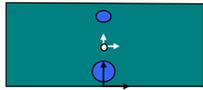
TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	σ_{cls}^+	σ_{acc}^-
	[MPa]	[MPa]
PPPBVSP_S200	5.1	-79.9
PPPAVNSN_S200	4.3	-136.2

La verifica a taglio è automaticamente soddisfatta se è soddisfatta nella sezione E, di seguito riportata.

2.5.3.2 Verifica a fessurazione BS145-450

DATI DI VERIFICA			
Ambiente	3	poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)	
Armature	2	sensibili (1) pocsensibili(2)	
Struttura	1	soletta o setti (1) travi o pilastri (2)	
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)		
Copriferro standard	2		
Valore nominale apertura	0.15 (mm)		

DATI SEZIONE			(inserire 1-2-3)
Base	75 (cm)	Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$	2
Altezza	35 (cm)		
diametro massimo barre tese	26 (mm)		
Interasse massimo barre tese	12 (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	f_{ctm} (1) =	3.416 (N/mm ²)
Rapporti moduli elasticità	15		
K2	0.4	(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)	
K3	1	calcola (1) costante (2)	
β_1	1	barre ader. Migliorata (1) , barre lisce (2)	
β_2	2	az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)	



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

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	ϕ (mm)	A (cm ²)	
inferiori	5.8	10	26	53.09	- CALCOLA -
superiori	29.2	10	18	25.45	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N (kg)	T _x (kg)	T _y (kg)	M _t (kgcm)	M _y (kgcm)	M _x (kgcm)
PPPBVSP_S200_F						1008844

CARATTERISTICHE SEZIONE		
Area sezione omog.	3803.09725 (cm ²)	
Momento statico rispetto a x	61702.3261 (cm ³)	
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)	
Coordinate baricentro x	0 (cm)	
Coordinate baricentro y	16.2242304 (cm)	
Momento di inerzia bar. in x	423048.607 (cm ⁴)	
Momento di inerzia bar. in y	1230468.75 (cm ⁴)	

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI			
Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_S200_F		
Sforzo normale di verifica	(kg)		
Momento flettente di verifica	1008843.93 (kgcm)		
Sigma di trazione nel cls	-38.69 (Kg/cm ²)		
Tensione massima cls teso	-38.69 <=	-28.69 (Kg/cm ²)	

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

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

Ricoprimento dell'armatura	c =	3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	-
Distanza tra le barre (in dir x)	s =	12 (cm)
Diametro massimo barre tese	ϕ =	26 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 =	0.4
Area acciaio teso	A _s =	53.09292 (cm ²)
Base calcestruzzo	B _{ceff} =	75 (cm)
Numero strati armatura	nstrati =	1
Altezza eff. tirante	d _{eff} =	10.13966 (cm)
Area efficace	A _{eff} =	760.4746 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro =	0.069816
posizione asse neutro	x =	14.72068 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac =	53.6 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas =	-790.8 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr =	-698.2 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	sigma2 =	-14.5 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 =	0.171879
Coeff. di aderenza	β_1 =	1
Coeff. di sollec.	β_2 =	0.5
Spaziatura media fess.	S _{rm} =	11.9604 (cm)
Deform. unitaria media arm.	E _{pssm} =	0.00023
Apertura media fess.	w _{rm} =	0.027484 (mm)
Apertura caratt. fess.	w _k =	0.046723 (mm)

VERIFICA SODDISFATTA w_k = 0.047 mm <= w_n = 0.15 mm

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

	σ_{min}	σ_{max}		σ_{lim}
	[MPa]	[MPa]		[MPa]
intradosso	-34.64	79	<	176
estradosso	-48.72	153	<	190

2.5.4 Sezione E: zoccolo di base BS145-450

Le sollecitazioni agenti sulla sezione vengono determinate a partire dalle sollecitazioni agenti sull'interfaccia tra lo zoccolo di base e il plinto di fondazione calcolate di seguito. Lo schema di calcolo (vedi Figura 2-4) è quello di mensola incastrata e sollecitata dalla risultante delle trazioni nei tirafondi, per le combinazioni con vento e sovrappressione negativi (verso l'esterno barriera), e dalla risultante delle compressioni sul calcestruzzo, per le combinazioni con vento e sovrappressione positivi (verso l'interno barriera).

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

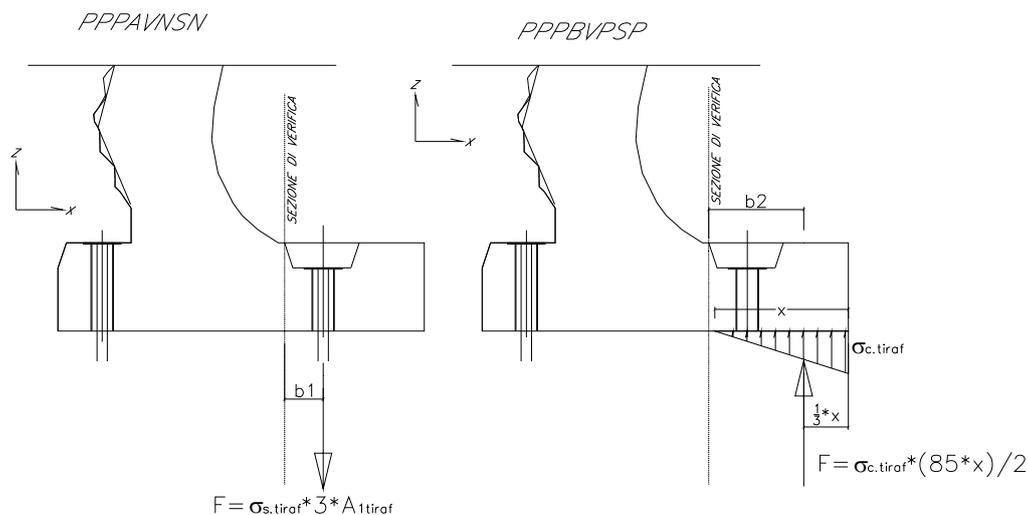


Figura 2-5 – Sollecitazioni sullo zoccolo di base dovute ai tirafondi

SEZIONE E - SCANALATURA TIRAFONDO - 85x25

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

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	σ_{cls+}	σ_{acc-}	$k=\epsilon_{cls+}/\epsilon_{acc-}$	h	$x=h*k/(k+1)$	F	M=F*b
	Text	Text	Text	Text	kg/cm ²	kg/cm ²		cm	cm	kg	kg cm
-	-	PPPAVNSN_V200	Combination		25.4	-1043.1	0.134	127.500	15	16238	816573
-	-	PPPBPSP_S200	Combination		31.8	-1297.0	0.135	104.500	12	-26079	-399001

Azione dovuta ai tirafondi tesi	\Rightarrow	$\max \sigma_{acc.tiraf}$	\Rightarrow	$F = \sigma_{acc.tiraf} * 3 * A_{1tiraf}$	\Rightarrow	$b = 15.3$ cm
Azione dovuta al cls compresso	\Rightarrow	$\max \sigma_c$	\Rightarrow	$F = \sigma_{cls} * (x * 85) / 2$	\Rightarrow	$b = 55.3 - (1/3) * x$ cm

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

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

Analogamente per la verifica a fessurazione:

SEZIONE E - SCANALATURA TIRAFONDO - 85x25

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

SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	σ_{cls+}	σ_{acc-}	$k=\epsilon_{cls+}/\epsilon_{acc-}$	h	$x=h*k/(k+1)$	F	M=F*b
	Text	Text	Text	Text	kg/cm ²	kg/cm ²		cm	cm	kg	kg cm
-	-	PPPBPSP_V200_F	Combination		32.1	-1916.8	0.092	127.500	11	14659	758170
-	-	PPPBPSP_V200_F	Combination		23.4	-1345.9	0.096	104.500	9	-27060	-414019

Azione dovuta ai tirafondi tesi	\Rightarrow	$\max \sigma_{acc.tiraf}$	\Rightarrow	$F = \sigma_{acc.tiraf} * 3 * A_{1tiraf}$	\Rightarrow	$b = 15.3$ cm
Azione dovuta al cls compresso	\Rightarrow	$\max \sigma_c$	\Rightarrow	$F = \sigma_{cls} * (x * 85) / 2$	\Rightarrow	$b = 55.3 - (1/3) * x$ cm

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

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

La sezione è armata con 10 $\phi 26$ al lembo inferiore e 10 $\phi 18$ al lembo superiore, disposti in modo da non interferire con i tirafondi.

2.5.4.1 Verifica di resistenza BS145-450

SEZIONE D - SEZIONE ZOCCOLO BASE - 85X35	
Lunghezza lato in direzione 1	L ₁ = 75 cm
Lunghezza lato in direzione 2	L ₂ = 25 cm
Copriferro	c= 3.5 cm
Distanza armatura dal bordo	d= 4.4 cm

Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate	φ _{st} =	mm	(min 8mm)
Diametro ferri longitudinali superiori	φ _{long.sup} =	18 mm	(min 12mm)
Diametro ferri longitudinali inferiori	φ _{long.inf} =	26 mm	(min 12mm)
Diametro ferri longitudinali laterali	φ _{long.lat} =	mm	(min 12mm)
Num. ferri intermedi dir.1 - superiori	n _{1.int} =	8	
Num. ferri intermedi dir.1 - inferiori	n _{1.est} =	8	
Num. ferri intermedi dir.2	n ₂ =	1	

Interasse dir.1 - superiore	i _{1int} =	7.3556 cm
Interasse dir.1 - inferiore	i _{1est} =	7.3556 cm
Interasse dir.2	i ₂ =	8.1 cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	σ _{cls} +	σ _{acc} -
	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_S200	5.1	-79.9
PPPAVNSN_S200	4.3	-136.2

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{\max} = V_{2\max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 1.54 \text{ MPa} > \tau_{c0} \Rightarrow \text{occorre armatura a taglio.}$$

Consideriamo 10 φ18 sagomati:

$$\sigma = V_{2\max} / 2545 \cdot \sqrt{2} = 72.5 \text{ MPa.}$$

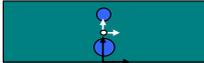
2.5.4.2 Verifica a fessurazione BS145-450

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	75 (cm)
Altezza	25 (cm)
diametro massimo barre tese	26 (mm)
Interasse massimo barre tese	12 (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)

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

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	ϕ (mm)	A (cm ²)
inferiori	5.8	8	26	42.47
superiori	19.2	8	18	20.36

- CALCOLA -

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP S200 F						758170

CARATTERISTICHE SEZIONE	
Area sezione omog.	2817.4778 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	32995.7328 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	11.7110889 (cm)
Momento di Inerzia bar. in x	138210.534 (cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	878906.25 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole PPPBVSP_S200_F
Sforzo normale di verifica (kg)
Momento flettente di verifica 758169.665 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls -64.24 (Kg/cm²)

Tensione massima cls teso -64.24 <= -28.69 (Kg/cm²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

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

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 12 (cm)
Diametro massimo barre tese	ϕ = 26 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 42.47433 (cm2)
Base calcestruzzo	Bceff = 75 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 7.257714 (cm)
Area efficace	Aeff = 544.3285 (cm2)
perc. geom. arm.	ro = 0.078031
posizione asse neutro	x = 10.48457 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 94.7 (Kg/cm2)
Tensione acciaio	sigmas = -1181.2 (Kg/cm2)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -628.1 (Kg/cm2)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -24.4 (Kg/cm2)
Coeff. di forma	K3 = 0.172534
Coeff. di aderenza	β_1 = 1
Coeff. di sollec.	β_2 = 0.5
Spaziatura media fess.	Srm = 11.6995 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Epssm = 0.000483
Apertura media fess.	wrm = 0.056506 (mm)
Apertura caratt. fess.	wk = 0.096061 (mm)

VERIFICA SODDISFATTA wk = 0.096 mm <= wn = 0.15 mm

DATI DI VERIFICA			
Ambiente	3	poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)	
Armature	2	sensibili (1) pocsensibili(2)	
Struttura	1	soletta o setti (1) travi o pilastri (2)	
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)		
Coprifero standard	2		
Valore nominale apertura	0.15 (mm)		

DATI SEZIONE			
Base	75 (cm)	Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) 2	
Altezza	25 (cm)		
diametro massimo barre tese	26 (mm)		
Interasse massimo barre tese	12 (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	f_{ctm} (1) = 3.416 (N/mm ²)	
Rapporti moduli elasticità	15		
K2	0.4		
K3	1		
β_1	1		
β_2	2		

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

Caratteristiche armatura					- CALCOLA -	
Dist.	n°	ϕ (mm)	A (cm ²)			
inferiori	5.8	8	26	42.47		
superiori	19.2	8	18	20.36		

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPASNVN_S200_F						-414019

CARATTERISTICHE SEZIONE	
Area sezione omog.	2817.4778 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	32995.7328 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	11.7110889 (cm)
Momento di Inerzia bar. in x	138210.534 (cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	878906.25 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI	
Combinazione sfavorevole	PPPASNVN_S200_F
Sforzo normale di verifica	(kg)
Momento flettente di verifica	-414019.473 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-39.81 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls teso -39.81 <= -28.69 (Kg/cm²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

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

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 12 (cm)
Diametro massimo barre tese	ϕ = 26 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 20.35752 (cm ²)
Base calcestruzzo	Bceff = 75 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 8.624447 (cm)
Area efficace	Aeff = 646.8335 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.031473
posizione asse neutro	x = 7.751107 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 59.3 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas = -1314.4 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -1127.9 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -14.0 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.168876
Coeff. di aderenza	β_1 = 1
Coeff. di sollec.	β_2 = 0.5

Spaziatura media fess.	Srm = 14.9804 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Epssm = 0.000395
Apertura media fess.	wrm = 0.059243 (mm)
Apertura caratt. fess.	wk = 0.100713 (mm)

VERIFICA SODDISFATTA wk = 0.101 mm <= wn = 0.15 mm

2.5.4.3 Verifica a fatica BS145-450

Dai tabulati della verifica a fessurazione si desumono i seguenti valori per le tensioni dell'acciaio, del calcestruzzo, la posizione x dell'asse neutro ed il valore del coprifero da cui si calcola la tensione del ferro compresso:

Sez. D	$\sigma_{fe.teso}$	σ_{cls}	x	coprif	$\sigma_{fe.comp}$
	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[MPa]
PPPBVSP_S200_F	118	-9.5	10.5	5.8	-63.49
PPPASNVN_S200_F	131	-5.9	7.8	5.8	-22.40

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

	σ_{min}	σ_{max}		σ_{lim}
	[MPa]	[MPa]		[MPa]
intradosso	-22.40	118	<	204
estradosso	-63.49	131	<	171

2.5.5 Sezione A: sotto sella BS125-450

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

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
18	0	PPPBPVSP_S200	Combination		-35808	44065	118413
18	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-20411	-30608	-92868

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

SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE E FATICA							
Fra0me	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
18	0	PPPBPVSP_S200_F	Combination		-35661	41220	110419
18	0	PPPAVNSN_S200_F	Combination		-20557	-27762	-84874

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

Si dispongono 7 $\phi 26$ lato esterno barriera e 7 $\phi 20$ lato interno in corrispondenza di ciascun montante.

2.5.5.1 Verifica di resistenza BS125-450

SEZIONE A - SOTTO SELLA - 75X36			
ELEMENTO 18 - NODO 108			
Lunghezza lato in direzione 1	$L_1 =$	75	cm
Lunghezza lato in direzione 2	$L_2 =$	36	cm
Copriferro	$c =$	3.5	cm
Distanza armatura dal bordo	$d =$	4.5	cm
Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate	$\phi_{st} =$	0	mm (min 8mm)
Diametro ferri longitudinali interno barriera	$\phi_{long.int} =$	20	mm (min 12mm)
Diametro ferri longitudinali esterno barriera	$\phi_{long.est} =$	26	mm (min 12mm)
Diametro ferri longitudinali laterali	$\phi_{long.lat} =$		mm (min 12mm)
Num. ferri intermedi dir.1 - lato interno	$n_{1.int} =$	5	
Num. ferri intermedi dir.1 - lato esterno	$n_{1.est} =$	5	
Num. ferri intermedi dir.2	$n_2 =$		
Interasse dir.1 - lato interno barriera	$i_{1.int} =$	11	cm
Interasse dir.1 - lato esterno barriera	$i_{1.est} =$	11	cm
Interasse dir.2	$i_2 =$	27	cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{acc} -$
	[MPa]	[MPa]
PPPBPSP_S200	6.1	-113.5
PPPAVBSN_S200	4.9	-148.8

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{max} = V2_{max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 0.18 \text{ MPa} < \tau_{c0}.$$

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

	σ_{\min}	σ_{\max}		σ_{\lim}
	[MPa]	[MPa]		[MPa]
lato esterno barriera	-34.29	115	<	192
lato interno barriera	-54.52	148	<	184

2.5.6 Sezione C: incastro al piede BS125-450

Si ipotizza che l'elemento di scavalco continui a mantenere uno schema di funzionamento a mensola. Ciascuna sezione d'incastro, allora, è sollecitata dalle azioni corrispondenti ad un modulo montante più metà azioni di un modulo tampone.

Le sollecitazioni agenti sulla sezione si ottengono sommando quelle lette dal modello di calcolo H7 in corrispondenza dell'elemento 12 – nodo 15 e le analoghe sullo stesso elemento lette dal modello del solo modulo "tampone" BT95 dimezzate:

H7 - SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBVPSP_S200	Combination		-84782	-389	195106
12	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-14024	-56150	-161209
BT95 - SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBVPSP_S200	Combination		-43497	-10758	21294
12	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-28148	-30239	-15009

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

H7 - SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE E FATICA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBVPSP_S200_F	Combination		-82394	-2833	181452
12	0	PPPAVNSN_S200_F	Combination		-16412	-53706	-147555
BT95 - SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE E FATICA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBVPSP_S200_F	Combination		-42783	-11664	19605
12	0	PPPAVNSN_S200_F	Combination		-28862	-29333	-13320

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

In definitiva le sollecitazioni valgono:

BS125-450 - SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBVSP_S200	Combination		-106531	-5768	205753
12	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-28097	-71269	-168713

BS125-450 - SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBVSP_S200_F	Combination		-103785	-8665	191255
12	0	PPPAVNSN_S200_F	Combination		-30843	-68373	-154215

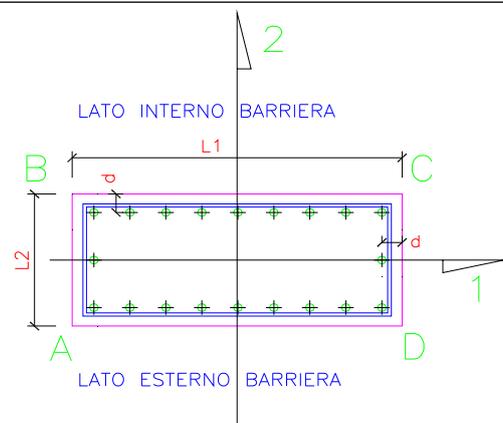
Si dispongono 9 $\phi 26$ lato esterno barriera e 7 $\phi 26$ lato interno in corrispondenza di ciascuno zoccolo di base.

2.5.6.1 Verifica di resistenza BS125-450

SEZIONE C - INCASTRO AL PIEDE - 75X36

ELEMENTO 12 - NODO 15

Lunghezza lato in direzione 1	$L_1 =$	75	cm
Lunghezza lato in direzione 2	$L_2 =$	36	cm
Copriferro	$c =$	3.5	cm
Distanza armatura dal bordo	$d =$	4.8	cm



Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate	$\phi_{st} =$	mm	(min 8mm)
Diametro ferri longitudinali interno barriera	$\phi_{long.int} =$	26	mm (min 12mm)
Diametro ferri longitudinali esterno barriera	$\phi_{long.est} =$	26	mm (min 12mm)
Diametro ferri longitudinali laterali	$\phi_{long.lat} =$	mm	(min 12mm)
Num. ferri intermedi dir.1 - lato interno	$n_{1.int} =$	5	
Num. ferri intermedi dir.1 - lato esterno	$n_{1.est} =$	7	
Num. ferri intermedi dir.2	$n_2 =$		

Interasse dir.1 - lato interno barriera	$i_{1.int} =$	10.9	cm
Interasse dir.1 - lato esterno barriera	$i_{1.est} =$	8.175	cm
Interasse dir.2	$i_2 =$	26.4	cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	σ_{cls+}	σ_{acc-}
	[MPa]	[MPa]
PPPBVSP_S200	9.0	-151.9
PPPAVBSN_S200	7.2	-165.9

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{max} = V2_{max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 0.29 \text{ MPa} < \tau_{c0}$$

2.5.6.2 Verifica a fessurazione BS125-450

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 agr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) pocsensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE				
Base	75 (cm)			
Altezza	36 (cm)			
diámetro massimo barre tese	26 (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			

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)

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

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)
esterno	6.1	7	26	37.17
	6.1	2	26	10.62
interno	29.9	7	26	37.17

- CALCOLA -

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP_S200_F	10379	0	-866	0	0	1912548

CARATTERISTICHE SEZIONE		
Area sezione omog.	3974.22998 (cm ²)	
Momento statico rispetto a x	69640.7225 (cm ³)	
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)	
Coordinate baricentro x	0 (cm)	
Coordinate baricentro y	17.5230731 (cm)	
Momento di Inerzia bar. in x	471139.732 (cm ⁴)	
Momento di Inerzia bar. in y	1265625 (cm ⁴)	

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole PPPBVPSP_S200_F
Sforzo normale di verifica 10378.5366 (kg)
Momento flettente di verifica 1912547.83 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls -68.52 (Kg/cm²)

Tensione massima cls teso -68.52 <= -28.69 (Kg/cm²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

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

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = (cm)
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 10 (cm)
Diámetro massimo barre tese	φ = 26 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 47.78362 (cm2)
Base calcestruzzo	Bceff = 75 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 2
Altezza eff. tirante	deff = 10.73842 (cm)
Area efficace	Aeff = 805.3818 (cm2)
perc. geom. arm.	ro = 0.05933
posizione asse neutro	x = 14.52315 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 95.2 (Kg/cm2)
Tensione acciaio	sigmas = -1511.4 (Kg/cm2)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -753.5 (Kg/cm2)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -24.9 (Kg/cm2)
Coeff. di forma	K3 = 0.170479
Coeff. di aderenza	β1 = 1
Coeff. di sollec.	β2 = 0.5
Spaziatura media fess.	Srm = 11.9883 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Epssm = 0.00063
Apertura media fess.	wrm = 0.075561 (mm)
Apertura caratt. fess.	wk = 0.128453 (mm)

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

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

	σ_{min}	σ_{max}		σ_{lim}
	[MPa]	[MPa]		[MPa]
lato esterno barriera	-58.32	151	<	182
lato interno barriera	-82.79	162	<	168

2.5.7 Sezione D: incastro zoccolo di base BS125-450

Le sollecitazioni agenti sulla sezione vengono determinate a partire dalle sollecitazioni agenti sull'interfaccia tra lo zoccolo di base e il plinto di fondazione calcolate di seguito. Lo schema di calcolo (vedi Figura 2-4) è quello di mensola incastrata e sollecitata dalla risultante delle trazioni nei tirafondi, per le combinazioni con vento e sovrappressione negativi (verso l'esterno barriera), e dalla risultante delle compressioni sul calcestruzzo, per le combinazioni con vento e sovrappressione positivi (verso l'interno barriera).

Data la vicinanza del tirafondo interno alla sezione di verifica, si considera solo il secondo schema; per il primo si considera uno schema a mensola tozza per verificare le armature superiori. La sezione di verifica è presa a filo scanalatura dell'alloggio tirafondi.

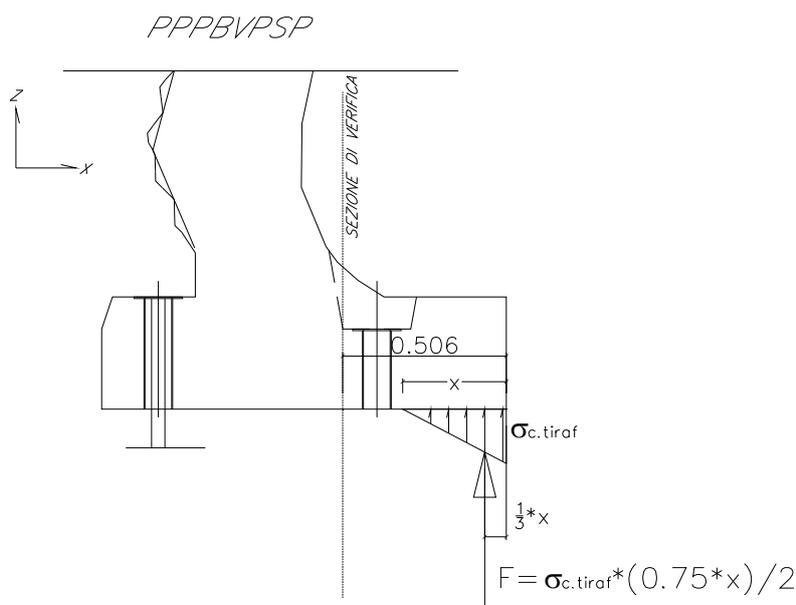


Figura 2-6 – Sollecitazioni sullo zoccolo di base dovute ai tirafondi

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

SEZIONE D - ZOCCOLO DI BASE - 75x35

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

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	σ_{cls+}	σ_{acc-}	$k=\epsilon_{cls+}/\epsilon_{acc-}$	h	$x=h*k/(k+1)$	F	M=F*b
	Text	Text	Text	Text	kg/cm ²	kg/cm ²		cm	cm	kg	kg cm
-	-	PPPBPSP S200	Combination		25.2	-1088.3	0.127	107.500	12	11449	533060
-	-	PPPAVNSN S200	Combination		32.2	-1370.5	0.129	85.000	10	-19908	0

	Azione dovuta ai tirafondi tesi	⇒	$\max \sigma_{acc.tiraf}$	⇒	$F = \sigma_{acc.tiraf} * 3 * A_{1tiraf}$	⇒	b = 0 cm
	Azione dovuta al cls compresso	⇒	$\max \sigma_c$	⇒	$F = \sigma_{cls} * (x * 75) / 2$	⇒	b = 50.6 - (1/3) * x cm

La base è ancorata con 2+2 tirafondi $\phi 34$ $A_{1tiraf} = 7.26 \text{ cm}^2$

Analogamente per la verifica a fessurazione:

SEZIONE D - INCASTRO AL PIEDE - 75x35

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

SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	σ_{cls+}	σ_{acc-}	$k=\epsilon_{cls+}/\epsilon_{acc-}$	h	$x=h*k/(k+1)$	F	M=F*b
	Text	Text	Text	Text	kg/cm ²	kg/cm ²		cm	cm	kg	kg cm
-	-	PPPBPSP S200 F	Combination		23.2	-873.2	0.146	108	14	11902	547947
-	-	PPPAVNSN S200 F	Combination		31.6	-1320.2	0.131	85	10	-19178	0

	Azione dovuta al tirafondo teso	⇒	$\max \sigma_{acc.tiraf}$	⇒	$F = \sigma_{acc.tiraf} * 3 * A_{1tiraf}$	⇒	b = 0 cm
	Azione dovuta al cls compresso	⇒	$\max \sigma_c$	⇒	$F = \sigma_{cls} * (x * 75) / 2$	⇒	b = 50.6 - (1/3) * x cm

La base è ancorata con 2+2 tirafondi $\phi 34$ $A_{1tiraf} = 7.26 \text{ cm}^2$

2.5.7.1 Verifica di resistenza BS125-450

SEZIONE D - SEZIONE ZOCCOLO BASE - 75X35	
Lunghezza lato in direzione 1	L ₁ = 75 cm
Lunghezza lato in direzione 2	L ₂ = 25 cm
Copriferro	c= 3.5 cm
Distanza armatura dal bordo	d= 4.5 cm

Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate	ϕ _{st} = 0 mm (min 8mm)
Diametro ferri longitudinali superiori	ϕ _{long.sup} = 20 mm (min 12mm)
Diametro ferri longitudinali inferiori	ϕ _{long.inf} = 20 mm (min 12mm)
Diametro ferri longitudinali laterali	ϕ _{long.lat} = mm (min 12mm)
Num. ferri intermedi dir.1 - superiori	n _{1.int} = 5
Num. ferri intermedi dir.1 - inferiori	n _{1.est} = 5
Num. ferri intermedi dir.2	n ₂ = 1

Interasse dir.1 - superiore	i _{1.int} = 11 cm
Interasse dir.1 - inferiore	i _{1.est} = 11 cm
Interasse dir.2	i ₂ = 8 cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	σ _{cls} +	σ _{acc} -
	[MPa]	[MPa]
PPPAVBSN_S200	6.6	-141.5

Per la verifica a mensola tozza si considera la massima azione dovuta ai tirafondi: $F_{max} = 199$ kN; ipotizzando il puntone compresso inclinato a 45° , l'azione di trazione sulle armature superiori vale: $T = \sqrt{2} \cdot F_{max} = 281$ kN, che determina sulle 7 $\phi 20$ una tensione di 128 MPa.

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

$$\tau_{max} = V_{2max} / (0.9 \cdot 750 \cdot 250) = 1.18 \text{ MPa} > \tau_{c0} \Rightarrow \text{occorre armatura a taglio.}$$

La sezione risulta armata da 7 $\phi 20$ sagomati:

$$\sigma = V_{2max} / 2199 \cdot \sqrt{2} = 64.2 \text{ MPa.}$$

2.5.7.2 Verifica a fessurazione BS125-450

DATI DI VERIFICA			
Ambiente	3	poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)	
Armature	2	sensibili (1) pocosensibili(2)	
Struttura	1	soletta o setti (1) travi o pilastri (2)	
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)		
Copriferro standard	2		
Valore nominale apertura	0.15 (mm)		

DATI SEZIONE			
Base	75 (cm)	Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) 2	
Altezza	25 (cm)		
diametro massimo barre tese	20 (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	f_{ctm} (1) = 3.416 (N/mm ²)	
Rapporti moduli elasticità	15	(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)	
K2	0.4	calcola (1) costante (2)	
K3	1	barre ader. Migliorata (1) , barre lisce (2)	
β_1	1	az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)	
β_2	2		

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

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	ϕ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
inferiori	5	7	20	21.99	
superiori	19.3	7	20	21.99	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP S200 F						547947

CARATTERISTICHE SEZIONE	
Area sezione omog.	2534.73446 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	31453.2737 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	12.4089029 (cm)
Momento di Inerzia bar. in x	131443.307 (cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	878906.25 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI	
Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_S200_F
Sforzo normale di verifica	(kg)
Momento flettente di verifica	547947.101 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-51.73 (Kg/cm ²)
Tensione massima cls teso	-51.73 <= -28.69 (Kg/cm ²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

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

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 10 (cm)
Diametro massimo barre tese	ϕ = 20 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 21.99115 (cm ²)
Base calcestruzzo	Bceff = 75 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 8.188369 (cm)
Area efficace	Aeff = 614.1277 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.035809
posizione asse neutro	x = 8.623262 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 76.8 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas = -1519.4 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -1003.3 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -17.6 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.167515
Coeff. di aderenza	β_1 = 1
Coeff. di sollec.	β_2 = 0.5
Spaziatura media fess.	Srm = 12.7424 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Epsm = 0.000566
Apertura media fess.	wrm = 0.072091 (mm)
Apertura caratt. fess.	wk = 0.122555 (mm)

VERIFICA SODDISFATTA wk = 0.123 mm <= wn = 0.15 mm

2.6 Verifiche tirafondi

2.6.1 Calcolo sollecitazioni

2.6.1.1 BS145-450

Dai modelli agli elementi finiti della barriera H10 e del modulo tampone BT95 derivano le 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 2-7, nodo n° 15 del modello di calcolo).

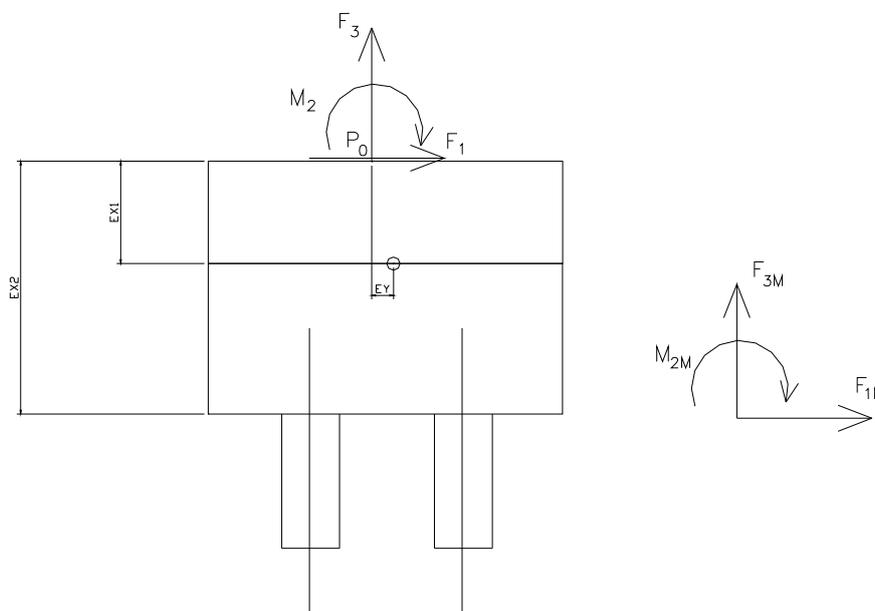


Figura 2-7 Sistemi di riferimento e punti di verifica

Modello H10_V200 – Sollecitazioni all'incastro						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N = F3	V = F1	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PP	LinStatic	0	-48030	0	8849
15	PESOAS	LinStatic	0	-8320	0	8959
15	PESOBAG	LinStatic	0	-24959	0	26877
15	VENTO	LinStatic	0	-8004	40164	197114
15	S200	LinStatic	0	-1402	7093	32362
15	PPPBVPSP_S200	Combination	0	-84161	56194	305978
15	PPPAVNSN_S200	Combination	0	-45178	-56194	-252443

Si ipotizza che su ciascun plinto agisca la somma delle sollecitazioni dovute ad un intero modulo portante ed a metà modulo tampone.

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	-20636	0	1571
15	PESOAS	LinStatic	0	0	0	0
15	PESOBAG	LinStatic	0	0	0	0
15	VENTO	LinStatic	0	-629	4230	6260
15	S200	LinStatic	0	-125	842	1246
15	PPPBPVSP_S200	Combination	0	-21548	6133	10647
15	PPPAVNSN_S200	Combination	0	-19725	-6133	-7504

In definitiva si ha:

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	0	-68667	0	10420
15	PESOAS	LinStatic	0	-8320	0	8959
15	PESOBAG	LinStatic	0	-24959	0	26877
15	VENTO	LinStatic	0	-8633	44395	203374
15	S200	LinStatic	0	-1527	7935	33607
15	PPPBPVSP_S200	Combination	0	-105709	62327	316625
15	PPPAVNSN_S200	Combination	0	-64903	-62327	-259948

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

Le eccentricità, in questo caso, valgono:

$$e_{x1} = 35 \text{ cm} \quad e_y = 21.5 \text{ cm.}$$

Occorre, inoltre, aggiungere il peso dello zoccolo di base 145x75x35 cm, pari a 9.52 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	PPPBPVSP_S200	Combination		-115225	62327	315712
15	PPPAVNSN_S200	Combination		-74419	-62327	-295716

2.6.1.2 BS125-450

Dai modelli agli elementi finiti della barriera H7 e del modulo tampone BT95 derivano le 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 2-7, nodo n° 15 del modello di calcolo).

Modello H7_V200 – Sollecitazioni all'incastro						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N = F3	V = F1	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PP	LinStatic	0	-44904	0	5541
15	PESOAS	LinStatic	0	-6008	0	5704
15	PESOBAG	LinStatic	0	-18023	0	17112
15	VENTO	LinStatic	0	-7989	30747	126942
15	S200	LinStatic	0	-1591	6124	25284
15	PPPBVSP_S200	Combination	0	-73780	41770	195106
15	PPPAVBSN_S200	Combination	0	-40059	-41770	-161209

In definitiva si ha:

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	0	-20636	0	1571
15	PESOAS	LinStatic	0	0	0	0
15	PESOBAG	LinStatic	0	0	0	0
15	VENTO	LinStatic	0	-629	4230	6260
15	S200	LinStatic	0	-125	842	1246
15	PPPBVSP_S200	Combination	0	-21548	6133	10647
15	PPPAVBSN_S200	Combination	0	-19725	-6133	-7504

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:

$$e_{x1} = 35 \text{ cm} \quad e_y = 11.5 \text{ cm.}$$

Occorre, inoltre, aggiungere il peso dello zoccolo di base 125x75x35 cm, pari a 8.20 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_S200	Combination	0	-95328	47903	205753
15	PPPAVBSN_S200	Combination	0	-59784	-47903	-168713

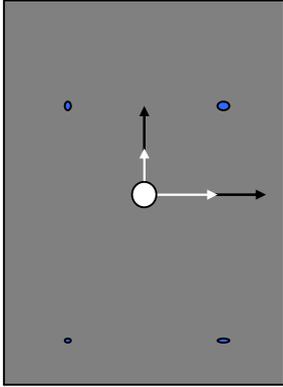
2.6.2 Verifica di resistenza

2.6.2.1 BS145-450

TIRAFONDI BS 450 - 145

Lunghezza lato in direzione 1 $L_1 = 75$ cm
Lunghezza lato in direzione 2 $L_2 = 145$ cm
Distanza tirafondo dal bordo L1 $d1 = 17.5$ cm
Distanza tirafondo dal bordo L2 $d2 = \text{var}$ cm

LATO INTERNO BARRIERA



LATO ESTERNO BARRIERA

Diametro tirafondi interno barriera $\phi_{\text{long.int}} = 40$ mm
Diametro tirafondi esterno barriera $\phi_{\text{long.est}} = 40$ mm

	Sezione			Tirafondi				
	X	Y		X	Y	As	n	
A	-37.5	-72.5	1	-20.0	-55.0	10.053	15	est
D	37.5	-72.5	2	-20.0	32.0	10.053	15	int
C	37.5	72.5	3	20.0	32.0	10.053	15	int
B	-37.5	72.5	4	20.0	-55.0	10.053	15	est

TENSIONI AMMISSIBILI

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

TENSIONE AMMISSIBILE A FATICA TIRAFONDI

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

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	$\sigma_{\text{cls}+}$	$\sigma_{\text{acc}-}$
	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_S200	2.5	-104.3
PPPAVNSN_S200	3.2	-129.7

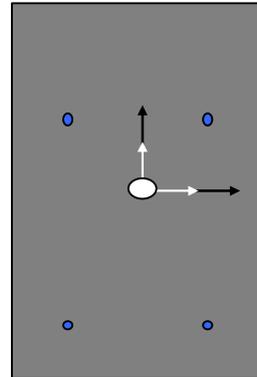
NB: per la verifica non si considera il contributo dei tirafondi compressi.

2.6.2.2 BS125-450

TIRAFONDI BS 450 - 125

Lunghezza lato in direzione 1 $L_1 = 75$ cm
Lunghezza lato in direzione 2 $L_2 = 125$ cm
Distanza tirafondo dal bordo L1 $d1 = 17.5$ cm
Distanza tirafondo dal bordo L2 $d2 = \text{var.}$ cm

LATO INTERNO BARRIERA



LATO ESTERNO BARRIERA

Diametro tirafondi interno barriera $\phi_{\text{long.int}} = 34$ mm
Diametro tirafondi esterno barriera $\phi_{\text{long.est}} = 34$ mm

	Sezione		Tirafondi					
	X	Y	X	Y	As	n		
A	-37.5	-62.5	1	-20.0	-45.0	7.263	15	est
D	37.5	-62.5	2	-20.0	22.5	7.263	15	int
C	37.5	62.5	3	20.0	22.5	7.263	15	int
B	-37.5	62.5	4	20.0	-45.0	7.263	15	est

TENSIONI AMMISSIBILI

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

TENSIONE AMMISSIBILE A FATICA TIRAFONDI

$\Delta\sigma_D = 36.8$ Mpa
diametro 34 mm
k = 0.969
 $\Delta\sigma_{\text{tir,amm}} = 28.6$ Mpa

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	σ_{cls}^+	σ_{acc}^-
	[MPa]	[MPa]
PPPBVSP_S200	2.5	-108.8
PPPAVBSN_S200	3.2	-137.0

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

2.6.3 Verifica a fatica

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

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

con $\gamma_m = 1.25$

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

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

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

$$n_A = 2e6$$

$$n_D = 5e6.$$

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

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

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

In conclusione:

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

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

$$\Delta\sigma_{amm} = 28.6 \text{ MPa per } \phi 34$$

2.6.3.1 BS145-450

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

SOLLECITAZIONI LIVELLO TIRAFONDI - VERIFICA A FATICA						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PP_V200	LinModHist	Max	-89952	17932	84315
15	PP_V200	LinModHist	Min	-83052	-17932	-78660

La sezione su cui agiscono tali sollecitazioni è la stessa rappresentata a pag. 48. 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:

$$\text{Comb PP+S200:} \quad \Delta\sigma_{\max} = 14.7 \text{ Mpa} < \Delta\sigma_{\text{amm}} = 27.4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Comb PP-S200:} \quad \Delta\sigma_{\max} = 16.2 \text{ Mpa} < \Delta\sigma_{\text{amm}} = 27.4 \text{ Mpa.}$$

2.6.3.2 BS125-450

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_S200	LinModHist	Max	-82840	12539	56375
15	PP_S200	LinModHist	Min	-76662	-12539	-47199

La sezione su cui agiscono tali sollecitazioni è la stessa rappresentata a pag. 49. 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:

$$\text{Comb PP+S200:} \quad \Delta\sigma_{\max} = 12.1 \text{ Mpa} < \Delta\sigma_{\text{amm}}$$

$$\text{Comb PP-S200:} \quad \Delta\sigma_{\max} = 9.16 \text{ Mpa} < \Delta\sigma_{\text{amm}}$$

2.7 Verifica globale di deformabilità

Valgono le verifiche già condotte per i moduli ordinari tipo BM130 e BM110.

3 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

3.1 Calcolo delle sollecitazioni

3.1.1 BS145-450

Dai modelli agli elementi finiti della barriera H10 e del modulo tampone BT95 derivano le caratteristiche di sollecitazione sulla singola base poggiante sul cordolo di fondazione, relative alla sezione d'incastro della mensola sullo zoccolo di base (punto P0 in Figura 3-1, nodo n° 15 del modello di calcolo). In particolare si sommano le azioni dovute alla mensola H10 più metà azioni dovute alla mensola BT95 riportate nel paragrafo 2.6.1.1.

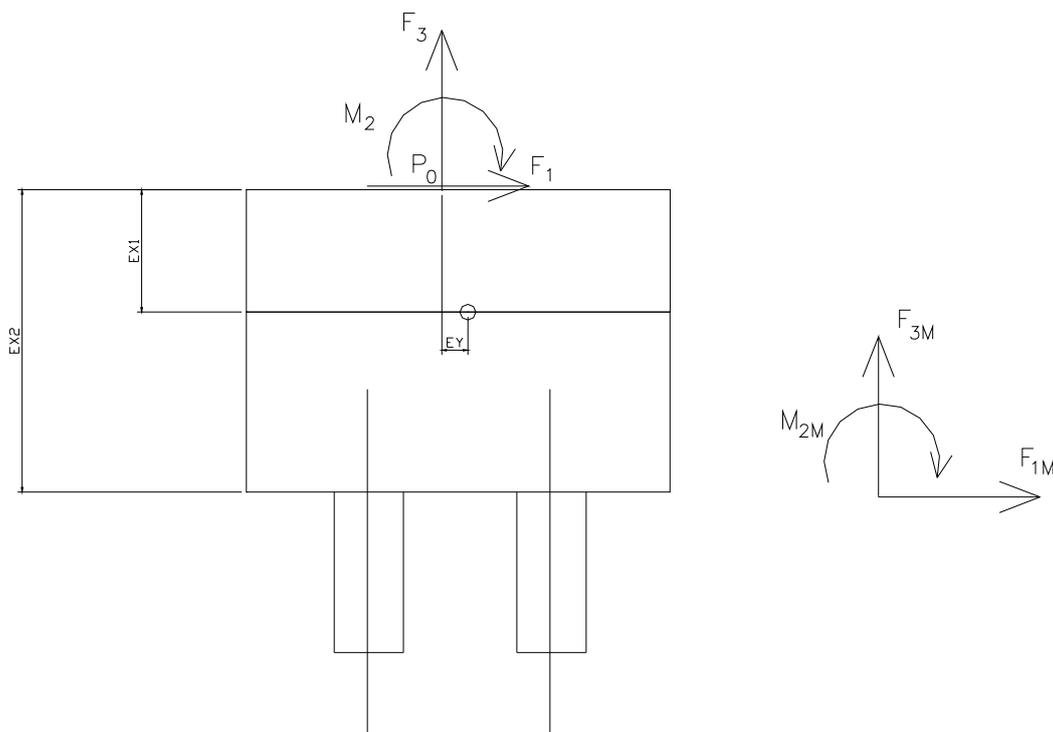


Figura 3-1 - Sistemi di riferimento e punti di verifica

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

$$e_{x1} = 35+75 = 110 \text{ cm}$$

$$e_y = 16 \text{ cm.}$$

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

- zoccolo di base BS145 145x75x35 cm P = 9.52 kN e = 0 cm;
- plinto di fondazione 150x85x75 cm P = 23.91 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	PPPBVPSP_S200	Combination		-139131	62327	362457
15	PPPAVNSN_S200	Combination		-98325	-62327	-342461

3.1.2 BS125-450

Dai modelli agli elementi finiti della barriera H7 e del modulo tampone BT95 derivano le caratteristiche di sollecitazione sulla singola base poggiante sul cordolo di fondazione, relative alla sezione d'incastro della mensola sullo zoccolo di base (punto P0 in Figura 3-1, nodo n° 15 del modello di calcolo). In particolare si sommano le azioni dovute alla mensola H7 più metà azioni dovute alla mensola BT95 riportate nel paragrafo 2.6.1.2.

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

$$e_{x1} = 35+65 = 100 \text{ cm} \qquad e_y = 11.5 \text{ cm.}$$

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

- zoccolo di base BS125 125x75x35 cm P = 8.20 kN e = 0 cm;
- plinto di fondazione 135x85x65 cm P = 18.65 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	PPPBVPSP_S200	Combination		-122178	47903	242693
15	PPPAVBSN_S200	Combination		-86634	-47903	-223491

3.2 Micropali

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

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

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

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.

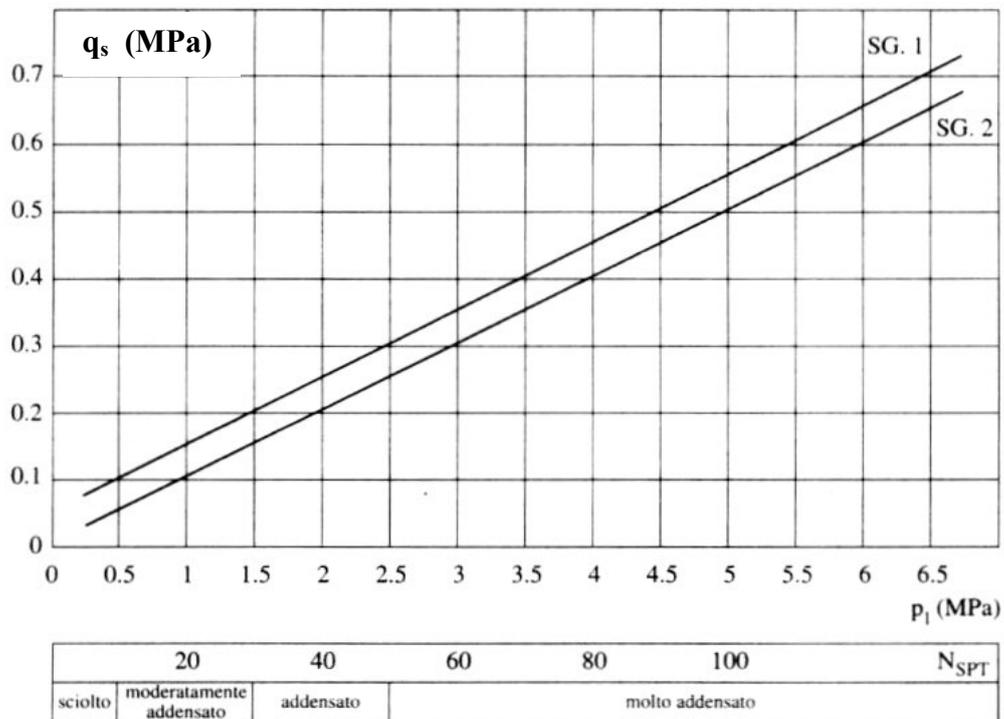


Figura I: Abaco per il calcolo di q_s per sabbie e ghiaie.

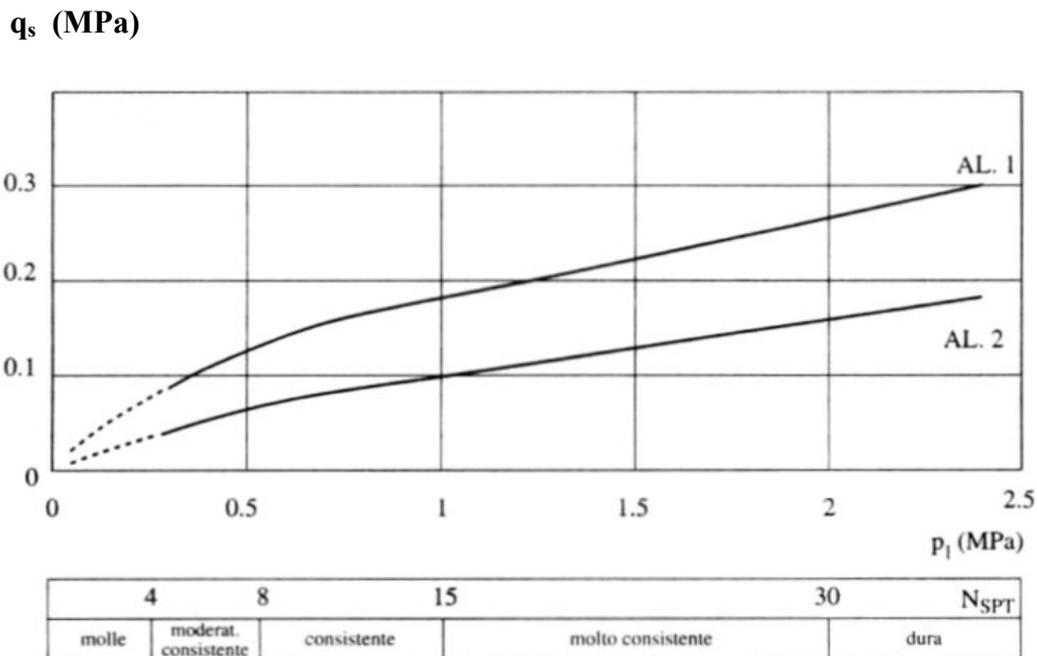


Figura II: Abaco per il calcolo di q_s per argille e limi.

q_s (MPa)

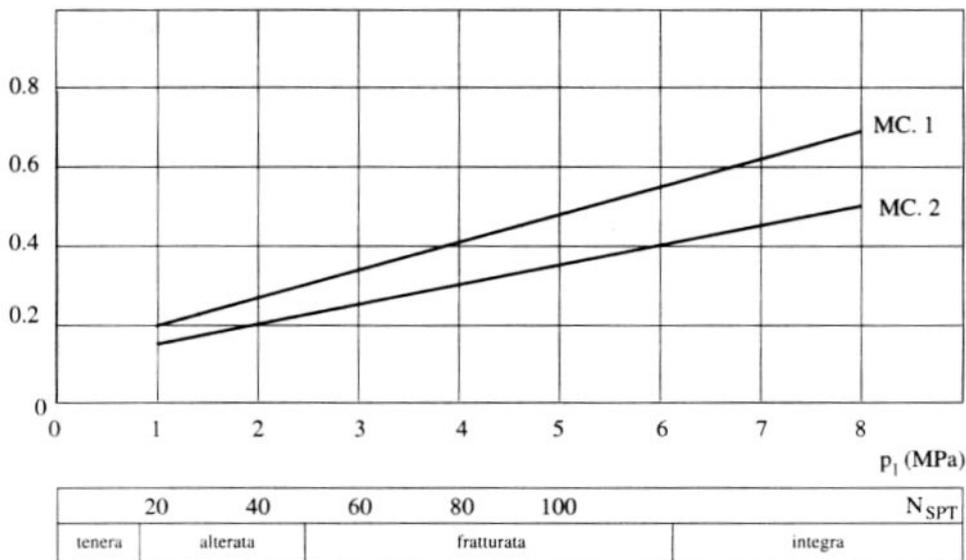


Figura III: Abaco per il calcolo di q_s per gessi, marne e marne calcaree.

q_s (MPa)

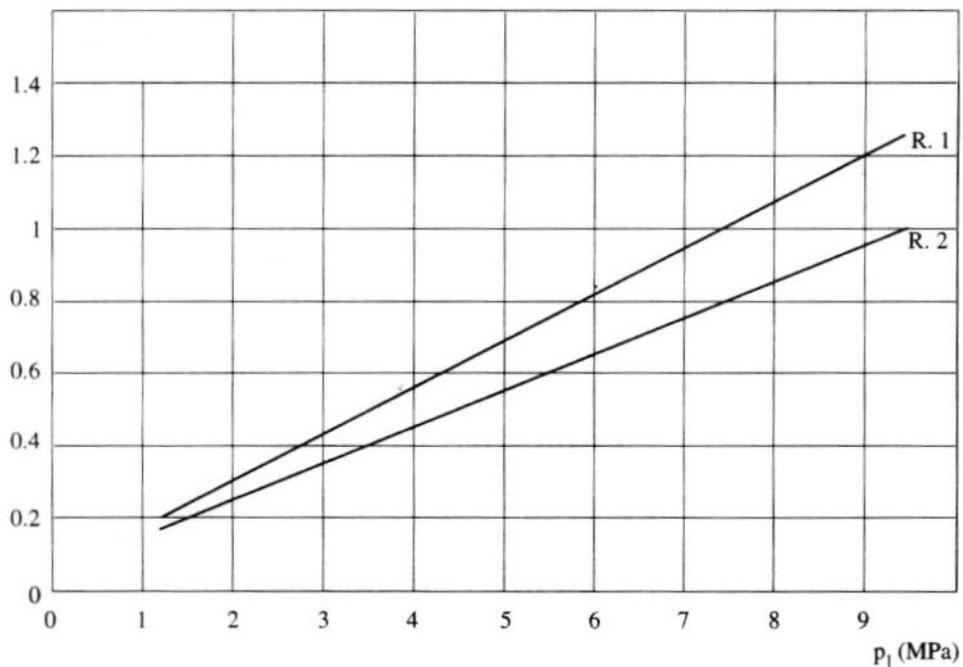


Figura IV: Abaco per il calcolo di q_s per rocce alterate e fratturate.

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
Marne	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:

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

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

in cui:

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

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

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:

$$Q_{amm} > N$$

La lunghezza del micropalo così calcolata dovrà essere **aumentata 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:

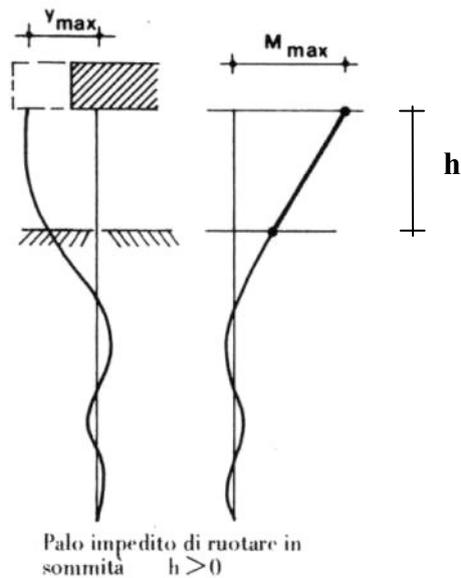
$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{4}{\lambda^4} y = 0$$

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

BS145-450

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.

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

in cui $b = 875 \text{ mm}$ è l'interasse trasversale dei micropali.

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

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

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

Pertanto si ha per la barriera H10:

Combinazioni di carico		F_{SX}	F_{DX}	σ_{c1}	σ_{c2}
		[N]	[N]	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_S200		172336	-241901	2.42	-2.52
PPPAVNSN_S200		-220273	171111	-2.30	2.41

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

BS125-450

In questo caso $b = 675 \text{ mm}$ è l'interasse trasversale dei micropali.

Pertanto si ha per la barriera H7:

Combinazioni di carico		F_{SX}	F_{DX}	σ_{c1}	σ_{c2}
		[N]	[N]	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_S200		149228	-210317	2.10	-2.19
PPPAVNSN_S200		-187208	143891	-1.95	2.02

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 per BS145-450

Micropali:

ϕ perforazione = $D_s = 225$ mm

Per pali valvolati: ϕ calcolo = $1.1 * D_s = D_d = 250$ mm

tubo: $\phi 177.8 \times 10$ mm

Gli sforzi assiali sul singolo micropalo di sinistra o di destra ed il taglio totale all'intradosso della fondazione già calcolati sono i seguenti:

Condizioni di carico		N [N]	V [N]	M [Nm]
PPPBVPSP_S200		-139 131	62 327	362 457
PPPAVNSN_S200		-98 325	-62 327	-342 461

Per cui si hanno le seguenti azioni massime:

$N^- = -242$ kN (compressione)

$N^+ = +172$ kN (trazione)

$T_{max} = 62.3 / 4 = 15.6$ kN

Proprietà tubo $\phi 177.8 \times 10$ mm:

$A_s = 5272$ mm²

$J_s = 18619818$ mm⁴

$W_s = J_s / (177.8/2) = 209447$ mm³

$A_{st} = 2636$ mm² area di taglio

$T_{max} = H$ 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:

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D_d}} = \text{lunghezza caratteristica del micropalo}$$

$E = 28500$ 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 $k_h = 0.040 \text{ N/mm}^3$

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

$$T_{\max} = H = 15600 \text{ N}$$

$$M_{\max} = 0.5 \cdot H \cdot (h + L_0) = 0.5 \cdot 15600 \cdot (2000 + 1364) = 26208525 \text{ Nmm}$$

$$N_{\max, \text{traz}} = 172336 \text{ N}$$

$$N_{\max, \text{comp}} = -241901 \text{ N}$$

Verifica a trazione

$$\sigma = N_{\max, \text{traz}} / A_s + M_{\max} / W_s = 158 \text{ MPa}$$

$$\tau = T_{\max} / A_{st} = 5.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 158 \text{ MPa} < \sigma_{am} = 190 \text{ MPa}$$

Verifica a compressione

$$\sigma = N_{\max, \text{comp}}/A_s + M_{\max}/W_s = 171 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = T_{\max}/A_{st} = 5.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 171 \text{ MPa} < \sigma_{am} = 190 \text{ MPa}$$

3.2.3.2 Verifica di resistenza del tubo per BS125-450

Con riferimento alla procedura sopra esposta, per la barriera H7 si ha:

Micropali:

ϕ perforazione = $D_s = 225 \text{ mm}$

Per pali valvolati: ϕ calcolo = $1.1 * D_s = D_d = 250 \text{ mm}$

tubo: $\phi 177.8 \times 8 \text{ mm}$

Gli sforzi assiali sul singolo micropalo di sinistra o di destra ed il taglio totale all'intradosso della fondazione già calcolati sono i seguenti:

Condizioni di carico	N [N]	V [N]	M [Nm]
PPPBVPSP_S200	-122 178	47 903	242 693
PPPAVNSN_S200	-86 634	-47 903	-223 491

Per cui si hanno le seguenti azioni massime:

$N^- = -210 \text{ kN}$ (compressione)

$N^+ = +149 \text{ kN}$ (trazione)

$T_{\max} = 47.9 / 4 = 12.0 \text{ kN}$

Proprietà tubo $\phi 177.8 \times 8 \text{ mm}$:

$A_s = 4265 \text{ mm}^2$

$J_s = 15413900 \text{ mm}^4$

$W_s = J_s / (177.8/2) = 153385 \text{ mm}^3$

$A_{st} = 2133 \text{ mm}^2$ area di taglio

Verifica per $N_{SPT}=15$

$T_{\max} = H = 12000 \text{ N}$

$M_{\max} = 0.5 * H * (h + L_0) = 20011546 \text{ Nmm}$

$N_{\max, \text{traz}} = 149228 \text{ N}$

$N_{\max, \text{comp}} = -210317 \text{ N}$

Verifica a trazione

$\sigma = N_{\max, \text{traz}}/A_s + M_{\max}/W_s = 150 \text{ MPa}$

$\tau = T_{\max}/A_{st} = 5.6 \text{ MPa}$

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 151 \text{ MPa} < \sigma_{am} = 190 \text{ MPa}$

Verifica a compressione

$$\sigma = N_{\max, \text{comp}}/A_s + M_{\max}/W_s = 165 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = T_{\max}/A_{st} = 5.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 165 \text{ MPa} < \sigma_{am} = 190 \text{ MPa}$$

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 almeno pari ai massimi sopra calcolati per le due altezze di barriera.

Scegliamo:

- un diametro di perforazione $D_s = 225 \text{ mm}$
- tubo di armatura $\phi 177.8 \times 10 \text{ mm}$ per H10 e $\phi 177.8 \times 8 \text{ mm}$ per H7, 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 $D_b = \alpha_{IRS} D_s$;

BS145-450 - 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 5 metri che mi garantisce un $Q_{\text{amm,comp}}$ pari a 287 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 5 metri si ottiene un $Q_{\text{amm,traz}}$ pari a 277 kN ampiamente sufficiente per sostenere la massima sollecitazione di trazione. Il calcolo esatto di L_{IRS} fornirebbe lunghezze inferiori, ma non sufficienti per sviluppare la capacità portante richiesta per sforzi verticali di compressione.

Si ottiene quindi una lunghezza di calcolo del micropalo $L_p = L_{\text{IGU}} + L_{\text{IRS}} = (5 + 5) \text{ m} = 10 \text{ m}$.

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

$$L' = L + 2 \text{ m} = 12 \text{ m}.$$

BS145-450 - 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 3 metri che mi garantisce un $Q_{\text{amm,comp}}$ pari a 272 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 3 metri si ottiene un $Q_{\text{amm,traz}}$ pari a 258 kN ampiamente sufficiente per sostenere la massima sollecitazione di trazione. Il calcolo esatto di L_{IRS} fornirebbe lunghezze inferiori, ma non sufficienti per sviluppare la capacità portante richiesta per sforzi verticali di compressione.

Si ottiene quindi una lunghezza di calcolo del micropalo $L_p = L_{\text{IGU}} + L_{\text{IRS}} = (5 + 3) \text{ m} = 8 \text{ m}$.

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

$$L' = L + 2 \text{ m} = 10 \text{ m}.$$

BS145-450 - 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

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

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

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

Si calcola una lunghezza L_{IRS} di 1 metri che mi garantisce un $Q_{\text{amm,comp}}$ pari a 268 kN.

b. Trazione

$$Q_{\text{amm,traz}} = (Q_{\text{lim}} - Q_{p1})/F_s + W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \eta] / F_s + W_p =$$

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

Per un valore di L_{IRS} di 1 metri si ottiene un $Q_{\text{amm,traz}}$ pari a 249 kN ampiamente sufficiente per sostenere la massima sollecitazione di trazione. Il calcolo esatto di L_{IRS} fornirebbe lunghezze inferiori, ma non sufficienti per sviluppare la capacità portante richiesta per sforzi verticali di compressione.

Si ottiene quindi una lunghezza di calcolo del micropalo $L_p = L_{\text{IGU}} + L_{\text{IRS}} = (5 + 1) \text{ m} = 6 \text{ m}$.

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

$$L' = L + 2 \text{ m} = 8 \text{ m}.$$

Con procedimento analogo per la barriera H7, con tubo $\phi 177.8 \times 8$, si ha:

BS125-450 - Calcolo per $N_{\text{SPT}}=15$

$$L_{\text{IRS}} = 4.00 \text{ m} \Rightarrow L' = 11 \text{ m}$$

$$Q_{\text{amm,comp}} = 251 \text{ kN} > Q_{\text{max,comp}} = 210 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{amm,traz}} = 243 \text{ kN} > Q_{\text{max,traz}} = 149 \text{ kN}.$$

BS125-450 - Calcolo per $N_{\text{SPT}}=20$

$$L_{\text{IRS}} = 2.5 \text{ m} \Rightarrow L' = 9.5 \text{ m}$$

$$Q_{\text{amm,comp}} = 249 \text{ kN} > Q_{\text{max,comp}} = 210 \text{ kN}$$

$$Q_{amm, traz} = 237 \text{ kN} > Q_{max, traz} = 149 \text{ kN}.$$

BS125-450 - Calcolo per $N_{SPT}=15$

$$L_{IRS} = 0.50 \text{ m} \Rightarrow L' = 7.5 \text{ m}$$

$$Q_{amm, comp} = 238 \text{ kN} > Q_{max, comp} = 210 \text{ kN}$$

$$Q_{amm, traz} = 222 \text{ kN} > Q_{max, traz} = 149 \text{ kN}.$$

3.3 Verifica Plinto di Fondazione BS145-450

Per la verifica del plinto si considera uno schema di mensola tozza per trazione dei tirafondi; lo schema prevede l'instaurarsi di un meccanismo puntone – tirante tra un tirafondo esterno ed il micropalo contiguo e tra il tirafondo centrale e i due micropali. Con riferimento alla

Figura 3-2 si ha:

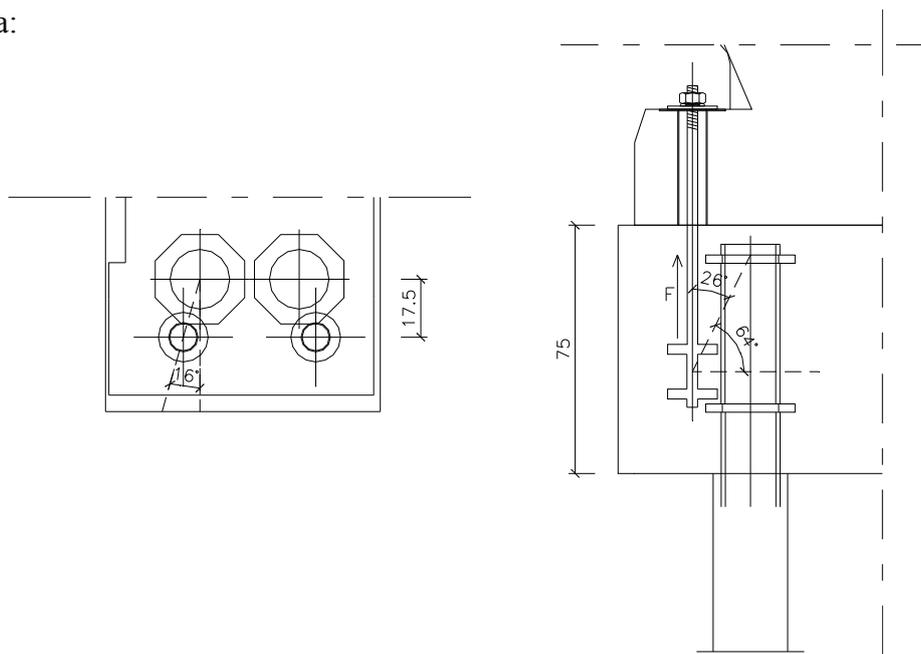


Figura 3-2 BS145-450 - Meccanismo di mensola tozza

$$F = \sigma_{tir} A_{tir} = 130 \text{ kN}$$

$$T = F \cdot \text{tg } 26^\circ = 63.4 \text{ kN}$$

$$T_x = T \cdot \cos 16^\circ = 60.9 \text{ kN}$$

$$T_y = T \cdot \text{sen } 16^\circ = 17.5 \text{ kN}$$

Per la verifica si considerano 2 $\phi 16$ in direzione x e 2 $\phi 12$ in direzione y:

$$\sigma_x = T_x / A_x = 60900 / 402 = 151 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = T_y / A_y = 17500 / 226 = 77.4 \text{ Mpa}.$$

La verifica risulta soddisfatta essendo le tensioni inferiori al valore ammissibile.