

CONCEDENTE



CONCESSIONARIA



SOCIETÀ DI PROGETTO
BREBEMI SPA

CUP E3 1 B05000390007

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DI CONNESSIONE TRA LE CITTA' DI
BRESCIA E MILANO

PROCEDURA AUTORIZZATIVA D. LGS 163/2006
DELIBERA C.I.P.E. DI APPROVAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO N° 19/2016

INTERCONNESSIONE A35-A4
PROGETTO ESECUTIVO

I-INTERCONNESSIONE
I1 - INTERCONNESSIONE A35-A4
GVAX1 - CAVALCAVIA VIA CAVALLERA
IMPALCATO
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S.P.A.
DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

IL DIRETTORE TECNICO
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S.P.A.
DOTT. ING. SABINO DEL BALZO
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI POTENZA N. 631

APPROVATO SDP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO												PROGR.		DATA:	
	EMIT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART.DOC.	STATO	REV.	LUG	2016	
65826	04	RC	E	I	I1	CV	AX1	00	00	002	00	A	00			

ELABORAZIONE PROGETTUALE	REVISIONE								
	N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO
IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERI S.R.L. DOTT. ING. LUCA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BRESCIA N. 52	A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI

	<p>IL CONCEDENTE</p> <p>CONCESSIONI AUTOSTRADALI LOMBARDE</p>	<p>IL CONCESSIONARIO</p> <p>SOCIETÀ DI PROGETTO BREBEMI SPA Società di Progetto Brebemi SpA</p>
--	---	---

	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 2 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

INDICE

1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	6
2	NORMATIVE E RIFERIMENTI.....	10
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	11
3.1	Calcestruzzo.....	11
3.2	Acciaio.....	12
3.2.1	Carpenteria metallica – Classe S355.....	12
3.2.2	Armature per c.a. – Acciaio B 450 C.....	13
3.2.3	Pioli.....	13
4	ANALISI DEI CARICHI	14
4.1	Carichi permanenti (g_1 e g_2)	14
4.2	Valori del coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo(ϵ_1).....	14
4.3	Ritiro (ϵ_2).....	15
4.4	Variazioni termiche (ϵ_3)	15
4.5	Cedimenti differenziali degli appoggi (ϵ_4).....	15
4.6	Carichi accidentali	16
4.6.1	Carichi variabili da traffico (q_1).....	16
4.6.1.1	Verifiche Globali	16
4.6.1.2	Verifiche locali.....	16
4.6.1.3	Verifiche a fatica.....	17
4.6.2	Incremento dinamico in presenza di discontinuità strutturali (q_2)	17
4.7	Azione longitudinale di frenamento (q_3)	17
4.8	Azione centrifuga (q_4)	18
4.9	Azione del vento (q_5).....	18
4.10	Azioni sismiche (q_6).....	21
4.10.1	Spettro di risposta elastico – componente orizzontale	22
4.10.2	Spettro di risposta elastico – componente verticale	23
5	SOFTWARE DI CALCOLO.....	25
5.1	Straus7.....	25

APPROVATO SDP

Società di Progettazione
Brebemi SpA



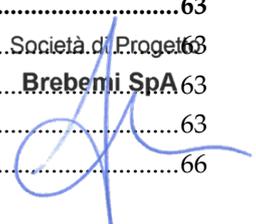
	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX100000200	REV. A00	FOGLIO 3 di 138
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

5.2	Ponti EC4	25
6	CRITERI DI PROGETTAZIONE	26
6.1	Modello di calcolo	26
6.1.1	Modello Spaziale.....	26
6.1.2	Modello Monofilare Arco	27
6.1.3	Modello Monofilare Traversi	27
6.2	Ripartizione trasversale.....	28
6.3	Soletta collaborante per analisi strutturale dei traversi.....	29
6.4	Tipi di analisi e fattorizzazione dei carichi.....	31
6.4.1	Verifiche di resistenza	31
6.4.2	Verifiche a fatica.....	31
6.4.3	Verifiche di stabilità.....	31
6.4.3.1	Analisi di buckling.....	31
6.4.3.2	Statica non lineare.....	32
7	CRITERI DI VERIFICA.....	34
7.1	Arco, pendini, trave longitudinale	34
7.1.1	Classificazione delle sezioni	34
7.1.2	Resistenza delle membrature	37
7.1.3	Stabilità delle membrature	38
7.1.4	S.L.F. – Verifiche a Fatica	38
7.1.5	Coefficienti λ	39
7.1.6	Dettagli e Coefficienti di sicurezza	43
7.2	Traversi	44
7.2.1	S.L.U. - Resistenza delle sezioni.....	45
7.2.2	S.L.E. - Limitazione delle tensioni	47
7.2.2.1	S.L.E. - Web breathing.....	47
7.2.3	S.L.U. e S.L.E. - Verifica connessioni trave soletta.....	48
7.2.4	S.L.F. – Verifiche a Fatica	52
7.2.5	Coefficienti λ	53
7.2.6	Dettagli e Coefficienti di sicurezza	57
7.3	Combinazioni di carico.....	59
8	SOLLECITAZIONI.....	63
8.1	Analisi lineare statica.....	63
8.1.1	SLU	63
8.1.2	SLF	63
8.1.2.1	Arco	63
8.1.2.2	Pendino	66

APPROVATO SDR

Società di Progetto

Brebemi SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 4 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

8.1.2.3	Catena.....	67
8.2	Analisi di Buckling.....	70
8.3	Analisi non Lineare.....	71
8.3.1	Stabilità globale.....	72
8.3.2	Sollecitazioni.....	73
8.3.2.1	Arco.....	73
8.3.2.2	Catena.....	74
8.3.2.3	Pendini.....	76
8.3.2.4	Controllo distacco dei vortici.....	77
8.4	Validità dei risultati.....	79
8.4.1	Instabilità fuori dal piano.....	79
9	VERIFICHE.....	82
9.1	Arco.....	83
9.1.1	Classificazione delle sezioni.....	83
9.1.2	Stabilità delle membrature.....	83
9.1.3	Verifica a fatica.....	84
9.2	Trave longitudinale.....	85
9.2.1	Classificazione delle sezioni.....	85
9.2.2	Resistenza delle membrature.....	86
9.2.3	Verifiche a fatica.....	87
9.3	Pendini.....	88
9.3.1	Classificazione della sezione.....	88
9.3.2	Resistenza delle membrature.....	88
9.3.3	Verifiche a fatica.....	89
9.4	Dettagli costruttivi.....	90
9.4.1	Attacco catena- pendino.....	90
9.5	Traversi.....	92
9.5.1	Sezioni di verifica significative e sollecitazioni.....	93
9.5.1.1	Sezione di spalla.....	94
9.5.1.2	Sezione di mezzeria.....	96
9.5.1.3	Sezione di massima sollecitazione a fatica.....	98
9.5.1.4	Giunto.....	100
9.5.2	Verifiche sezionali.....	102
9.5.2.1	Notazioni adottate nelle tabelle di verifica.....	102
9.5.2.2	Sezione di spalla.....	102
9.5.2.3	Sezione di mezzeria.....	107
9.5.2.4	Sezione di massima sollecitazione a fatica.....	111
9.5.2.5	Giunto.....	115
9.6	Soletta.....	119

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebeni SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 5 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

9.6.1	Calcolo prima fase	122
9.6.1.1	Verifica resistenza	122
9.6.1.2	Verifica di stabilità	123
9.6.2	Calcolo seconda fase.....	126
9.6.2.1	Verifica SLU.....	126
9.6.2.2	Verifica Flessione	128
9.6.2.3	Verifica a taglio	130
9.6.2.4	Verifiche SLE	131
9.6.2.5	Verifica sbalzo	137

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 6 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Nel presente documento è descritto il cavalcavia con impalcato ad arco portante sottile e trave irrigidente, posto alla progressiva chilometrica 0+257,99 denominato Cavalcavia Cavallera, necessario per lo scavalco dell'autostrada A4 Milano -Brescia. Il progetto s'inserisce nell'ambito del Progetto Esecutivo dell'interconnessione A35-A4.

Il cavalcavia è costituito da un'unica campata in semplice appoggio di lunghezza complessiva dell'impalcato è 61.00m, la luce di calcolo è 60.00 m La sezione trasversale dell'opera accoglie una strada tipo F2, presenta quindi una larghezza utile del pavimentato pari a 8.50m e due marciapiedi laterali da 2.3m, per una larghezza complessiva di 13.10m. Sono previste barriere di sicurezza tipo H4 bordo ponte.

La struttura dell'impalcato è un sistema combinato a trave con arco sottile superiore di rinforzo di cui è reggisplinta (sistema chiuso), meglio nota come travata Langer. L'impalcato è quindi costituito da:

- Due archi a sezione esagonale inclinati di 6° rispetto alla verticale, collegati tra loro mediante tre elementi tubolari sommitali. Gli archi presentano una freccia di 8.40m e una luce di 60m
- Due travi correnti di altezza 1.50m poste ad interasse pari a 14.20 m formate da sezioni a doppio T, che fungono da sistema irrigidente e da catena per gli archi
- Traversi con funzione di collegamento tra le travi e sostegno della soletta, anch'essi con sezioni a doppio T posti a interasse di 3.75m.
- Elementi di sospensione formati da tiranti radiali.
- Soletta in calcestruzzo, spessore 30 cm, collaborante con i traversi.

La forma dell'arco è stata studiata attraverso la funicolare di carichi radiali corrispondenti agli sforzi di trazione nei pendini, consentendo così di minimizzare le tensioni dovuti a momenti flettenti e ottenendo uno stato tensionale prevalente di compressione sotto l'azione dei pesi propri e permanenti portati. La sezione circolare conferisce all'arco sia resistenza membranale nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi accidentali e mobili del traffico, sia resistenza all'instabilità fuori dal piano.

Tutti gli elementi metallici sono studiati per esser prefabbricati in officina con conci di lunghezza massima 13.00m. In relazione alla loro lunghezza i conci risultano trasportabili senza oneri specifici. Tutte le giunzioni previste per l'impalcato sono di tipo saldato.

La soletta in conglomerato cementizio armato è larga complessivamente 11.70m ed ha spessore medio pari a 20cm più 6mm di lastra in acciaio.

La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo a prédalles con lastra in acciaio, armate con tralicci elettrosaldati autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta, disposte lungo l'asse longitudinale dell'impalcato ed appoggiate sui traversi. La presenza di pioli connettori tipo Nelson sui traversi garantisce una piena collaborazione tra la soletta e la carpenteria metallica dei traversi.

Per garantire la non-labilità dell'impalcato nelle fasi di montaggio della carpenteria metallica e di getto della soletta vengono disposti dei controventi di piano diagonali realizzati da profili ad L.

Società di Progetto
Brebemi SpA





Doc. N.
65826-CVAX1-A00.doc

CODIFICA DOCUMENTO
04RCDI1CVAX1000000200

REV.
A00

FOGLIO
7 di 138

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



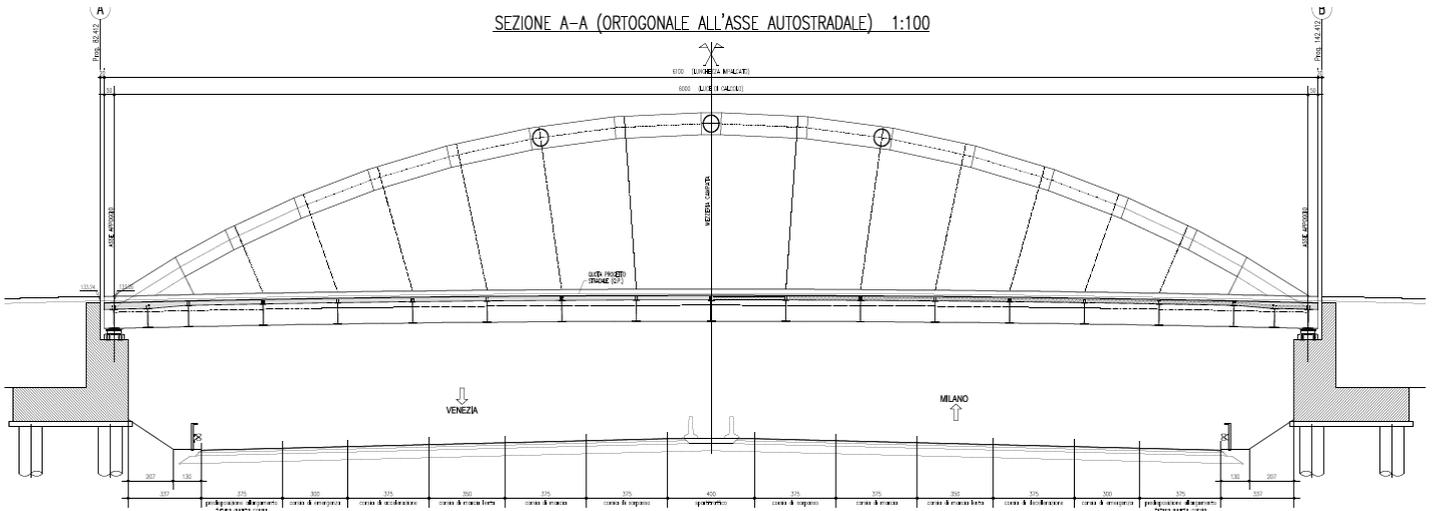


Figura 1-1 Vista Longitudinale

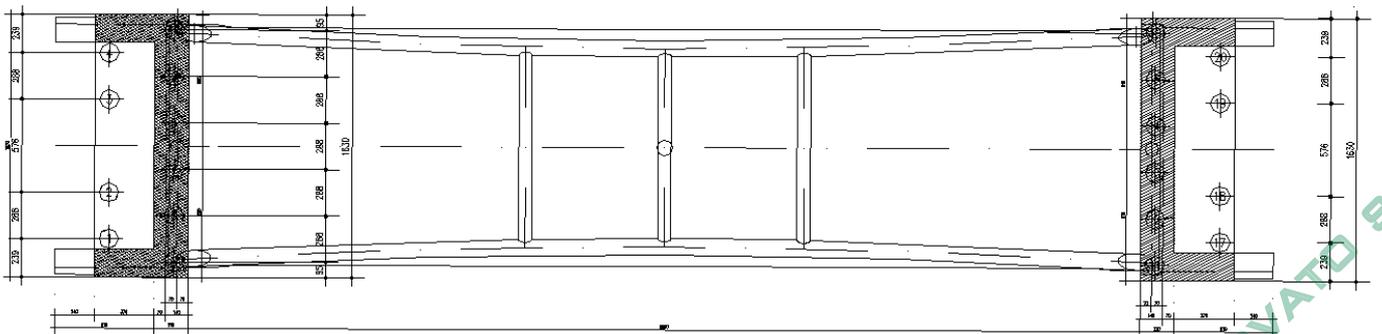


Figura 1-2 Pianta impalcato

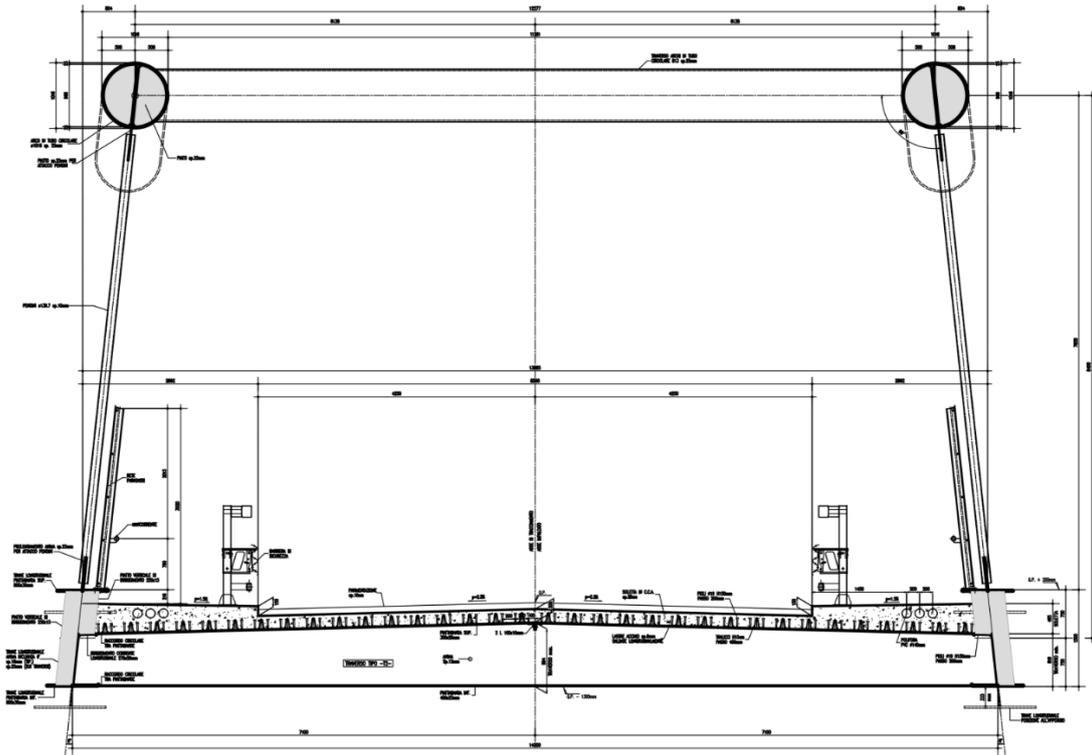


Figura 1-3 Sezione trasversale in mezzeria

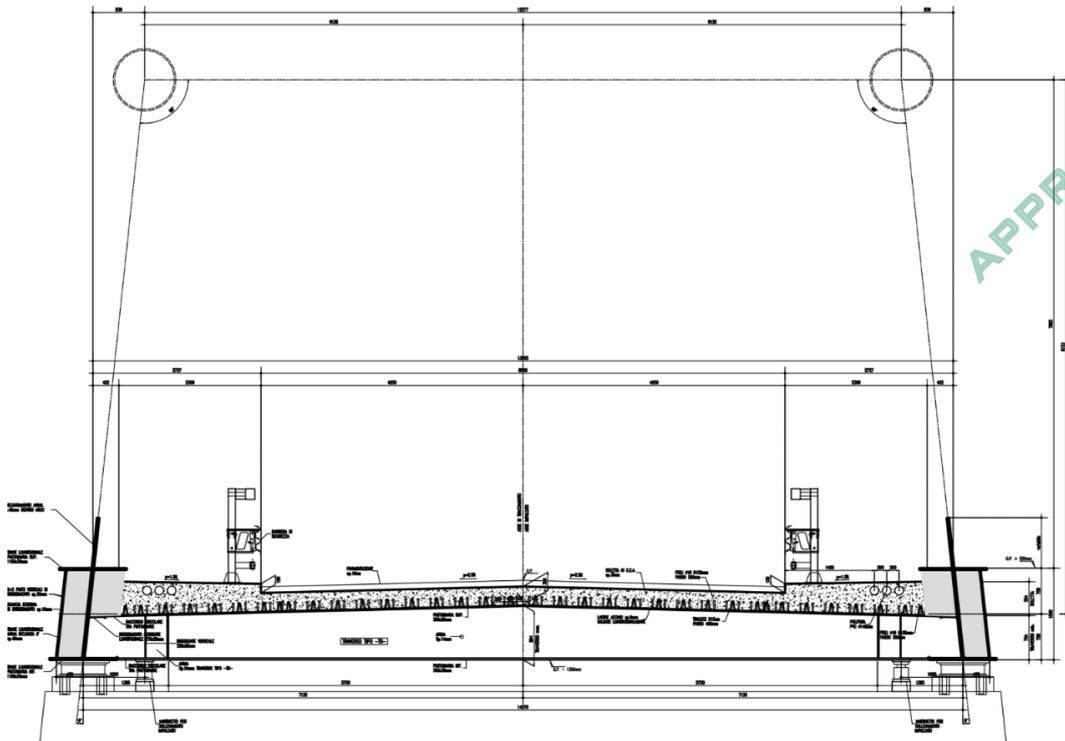


Figura 1-4 Sezione trasversale all'appoggio

	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 10 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

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

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni sulle strutture - Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Azioni sulle strutture - Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Progettazione delle strutture in acciaio - Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione delle strutture in acciaio - Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Progettazione delle strutture in acciaio - Fatica
- UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Progettazione delle strutture in acciaio - Ponti di acciaio
- UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per i ponti
- UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Progettazione geotecnica - Regole generali
- UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2009 Parte 2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di curabilità, in accordo con le specifiche dei materiali da utilizzarsi per l'opera in oggetto contenute nello specifico documento "Prescrizioni materiali e note generali".

3.1 Calcestruzzo

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzi

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) _{min}](2)	Classe di resistenza adottata [C(fck/Rck) _{min}]	Copriferro adottato
Magrone di riempimento o livellamento	X0	C15/20	C15/20	-
Pali di fondazione gettati in opera	XC2	C25/30	C25/30	75
Strutture di Fondazione	XC2	C25/30	C28/35	40
Strutture di Elevazione	XC4	C28/35	C28/35	40
	XF1			
Soletta d'impalcato, cordoli e baggioli	XC4	C28/35	C32/40	Società di Progetto 35 Brebemi SpA
	XD3			
	XF4			

	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 12 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Classi di cls e copriferri.

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30	C28/35	C32/40	C35/45
resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	N/mm ²	25,00	28,00	32,00	35,00
resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	14,17	15,87	18,13	19,83
resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	1,80	1,94	2,12	2,25
tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	2,70	2,90	3,18	3,37
tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	15,00	16,80	19,20	21,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ_c	N/mm ²	11,25	12,60	14,40	15,75
modulo elastico medio istantaneo	E_m	N/mm ²	31476	32308	33346	34077

Grandezze meccaniche relative al cls.

3.2 Acciaio

3.2.1 Carpenteria metallica – Classe S355

Si utilizzano per le strutture metalliche del viadotto:

Elementi saldati S355J2+N, S355K2+N (ex Fe 510 D, ex Fe 510 DD)

Elementi non saldati S355JO (ex Fe 510 C)

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tensione di snervamento caratteristica ($t < 40\text{mm}$)	$f_{yk} =$	355	N/mm ²
<u>Tensione di snervamento di progetto ($t < 40\text{mm}$)</u>	$f_{yd} =$	338	N/mm ²
Tensione di snervamento caratteristica ($t > 40\text{mm}$)	$f_{yk} =$	335	N/mm ²
<u>Tensione di snervamento di progetto ($t > 40\text{mm}$)</u>	$f_{yd} =$	319	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s =$	210000	N/mm ²

Coefficients di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità	
Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1.10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1.25$

Coefficienti di sicurezza per l'acciaio da carpenteria.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 13 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

3.2.2 Armature per c.a. – Acciaio B 450 C

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a.:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Coefficiente parziale per verifiche sezionali	$\gamma_M = 1.15$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 391$ N/mm ²
Tensione limite in esercizio	$\sigma_s = 360$ N/mm ²

3.2.3 Pioli

Si utilizzano per le connessioni a taglio tra la struttura metallica ed il cls i seguenti:

Pioli (Secondo UNI EN ISO 13918):	Pioli tipo "NELSON"
	Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)
	$F_y > 350$ MPa
	$F_u > 450$ MPa
	Allungamento > 15%
	Strizione > 50%

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dei pioli usate per le verifiche sono le seguenti:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 350$ N/mm ²
Coefficiente parziale per verifiche sezionali	$\gamma_M = 1.25$

APPROVATO SDP

4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 Carichi permanenti (g_1 e g_2)

Il peso proprio degli elementi strutturali (acciaio e calcestruzzo) si utilizzando i seguenti pesi specifici:

$$\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Struttura metallica:		50.5 kN/m
Peso soletta:	1 x (14.2x0.2x25)	71.0 kN/m
Cordoli:	2 x (2.69 x0.25x25)	33.63 kN/m

Totale strutturali		155.2 kN/m
Pavimentazione:	1 x (8.5 x 3.0)	25.50 kN/m
Barriere di sicurezza:	2 x (1.5)	3.00 kN/m
Parapetto marciapiede:	2 x (1.0)	2.00 kN/m

Totale permanenti portati		30.50 kN/m

APPROVATO SDP

4.2 Valori del coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo(ϵ_1)

Si determinano i valori dei coefficienti di omogeneizzazione acciaio - calcestruzzo in accordo con i punti con le NTC 08 come evidenziato nel seguito.

La soletta, realizzata in conglomerato cementizio di resistenza caratteristica $f_{ck}=32 \text{ N/mm}^2$, ha modulo elastico istantaneo pari a:

$$E_{cls,0} = 33346 \text{ N/mm}^2$$

Il coefficiente di omogeneizzazione per azioni di breve durata risulta pertanto:

$$n = E_s / E_{cls,0} = 210000 / 33346 = 6.3$$

si assume $n = 6$

Il coefficiente finale di viscosità per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di circa 75% e avente dimensione fittizia $h_0=2A_c/u \cong 60$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

Società di Progetto
Brebem SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 15 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

$$\phi(t; , t_0) = 2$$

in cui è stato assunto t_0 , tempo di applicazione dei carichi permanenti responsabili di effetti viscosi, tra 8 e 60 giorni. Noto il valore del coefficiente di viscosità si ricava il modulo elastico del conglomerato a tempo infinito:

$$E_{cls,:} = E / [1 + \phi(t; , t_0)] = 11115 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito risulta:

$$n = E_s / E_{cls,:} = 210000 / 11115 = 18.89 \quad \text{si assume } n = 18$$

In sintesi si ha:

$n = \infty$: reagente solo la trave in acciaio sotto l'azione dei pesi strutturali,

$n = 18$: reagenti trave e soletta collaborante sotto l'azione di carichi differiti (permanentemente portati, ritiro, cedimenti....)

$n = 6$: reagenti trave e soletta collaborante sotto l'azione di carichi istantanei (carichi accidentali, variazioni termiche, vento....)

4.3 Ritiro (ϵ_2)

Per la realizzazione della soletta si è previsto l'utilizzo di un calcestruzzo a ritiro controllato con una deformazione $\epsilon = 1 \times 10^{-4}$.

4.4 Variazioni termiche (ϵ_3)

Per strutture in acciaio esposte si considera una variazione termica uniforme sugli elementi strutturali di $\pm 25^\circ\text{C}$. L'impalcato è vincolato in modo isostatico dunque, per effetto di ΔT , non si manifestano sollecitazioni che debbano essere tenute in conto nel dimensionamento delle sottostrutture.

Le variazioni termiche sono state invece considerate nel dimensionamento dei giunti, assumendo una variazione termica di $\pm 30^\circ\text{C}$. Per quanto riguarda il dimensionamento dei traversi è stata considerata una variazione uniforme sulla soletta di $\pm 10^\circ\text{C}$.

4.5 Cedimenti differenziali degli appoggi (ϵ_4)

La struttura è isostatica e quindi non sono significativi cedimenti differenziali degli appoggi.

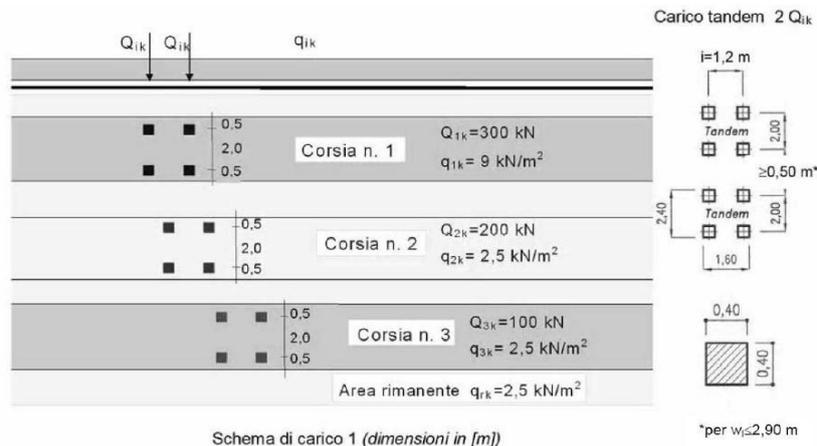
4.6 Carichi accidentali

4.6.1 Carichi variabili da traffico (q1)

Relativamente ai carichi mobili si rimanda a quanto prescritto dal Testo unico NTC 2008 al punto 5.1.3.3. Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico:

4.6.1.1 Verifiche Globali

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero. I carichi previsti vengono disposti nelle posizioni più sfavorevoli per il calcolo delle massime sollecitazioni sui diversi elementi strutturali.

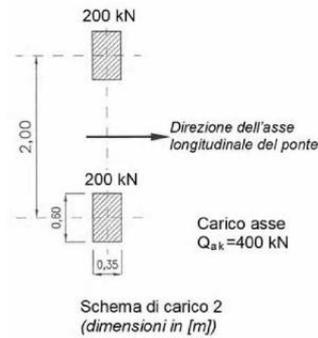


Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche dell'impalcato e i parametri assunti per il calcolo dei carichi accidentali:

Luce di calcolo	60.00 m
Larghezza carreggiata	8.5 m
Numero di corsie convenzionali	2
Larghezza corsie convenzionali	3.00 m

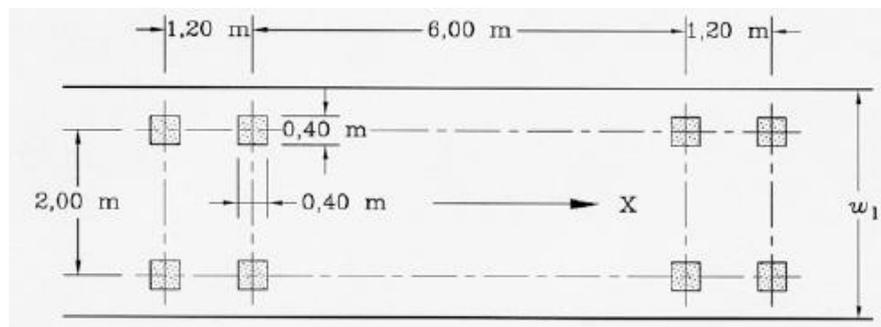
4.6.1.2 Verifiche locali

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.



4.6.1.3 Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica sono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ . Pertanto si considera il transito sulla corsia lenta del veicolo FLM3, formato da 4 assi da 120.0 kN ciascuno, ed avente la configurazione planimetrica indicata in figura.



La struttura in esame è a carreggiata unica con doppio senso di marcia e pertanto si considera la presenza di due corsie lente, posizionate nella loro collocazione reale di progetto. La presenza della doppia corsia lenta e delle rispettive posizioni, è tenuta in conto attraverso il coefficiente λ_4 .

4.6.2 Incremento dinamico in presenza di discontinuità strutturali (q_2)

Secondo quanto prescritto dal NTC 2008 al punto 5.1.3.4, in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, si è tenuto in conto di un coefficiente dinamico addizionale $q_2=2$

4.7 Azione longitudinale di frenamento (q_3)

Secondo quanto prescritto dal NTC 2008 al punto 5.1.3.5, la forza di frenatura si assume agente nella direzione dell'asse della carreggiata ed al livello della superficie finita. L'intensità di tali forze è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 e per i ponti di categoria 1° è uguale a:

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 * (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} * w_1 * L < 900 \text{ kN}$$

Si ottiene:

$$q_3 = 0.6 * 600 + 0.10 * 9.00 * 3.00 * 60 = 522 \text{ kN}$$

4.8 Azione centrifuga (q_4)

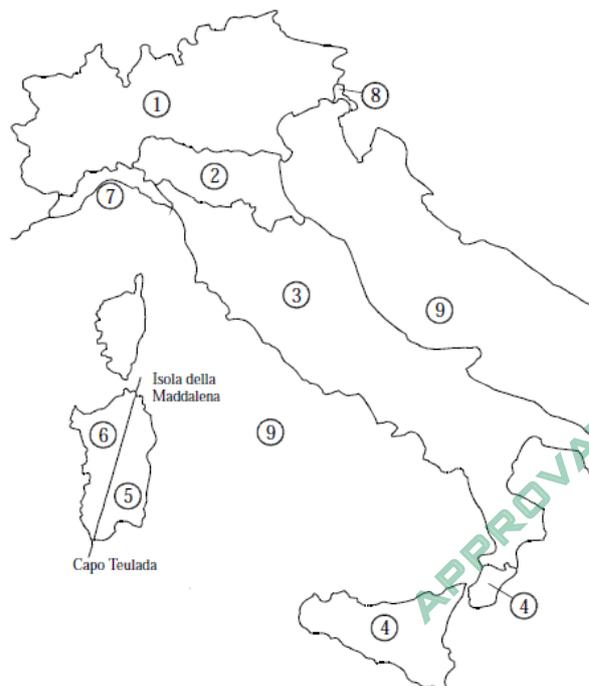
L'azione non è significativa in quanto il ponte è rettilineo.

4.9 Azione del vento (q_5)

Il testo unico NTC 2008 fornisce indicazioni per il calcolo della velocità di riferimento e della velocità media del vento. L'azione statica equivalente del vento è ricavabile, secondo quanto indicato dallo stesso documento, in funzione della velocità calcolata.

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			128.5
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25
α_R (T_R)			1.00
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s])			25.00



p (pressione [kN/m ²] con c_p unitario) = $q_b \cdot c_e \cdot c_d$	1.039
q_b (pressione cinetica di riferimento [kN/m ²])	0.391
c_e (coefficiente di esposizione)	2.659
c_t (coefficiente di topografia)	1.00
c_d (coefficiente dinamico)	1.00

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Quota del punto considerato rispetto al suolo
Distanza media dalla costa in linea d'aria

16 m
20 km

(distanze negative per costruzioni in mare)

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	500m	750m		
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6					
	costa	mare	500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9		
	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Società di Progetto

Categoria di esposizione	Classe di rugosità	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
II	D	0.19	0.05	4

Brebemi SpA

$$c_{fx0} = \frac{0,11}{(Re/10^6)^{1,4}} \quad (\text{curva A})$$

$$c_{fx0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log_{10}(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \cdot \log_{10}(Re/10^6)} \quad (k/b \geq 10^{-5}) \quad (\text{curva B})$$

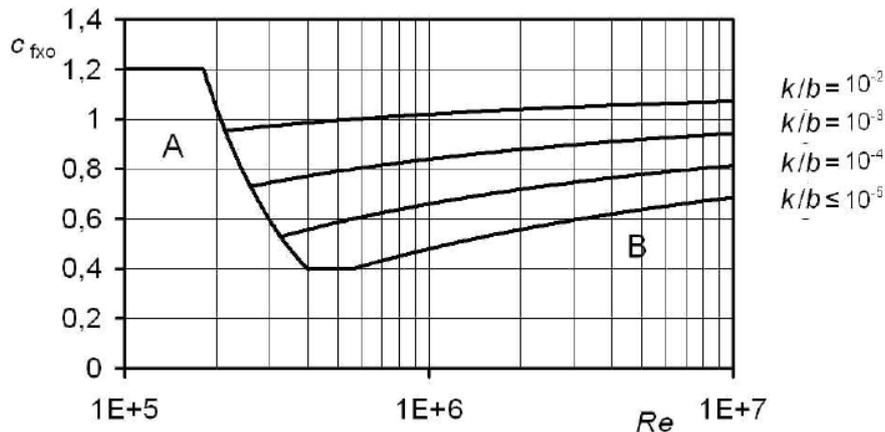


Figura G.51 – Coefficiente di forza c_{fx0} per strutture ed elementi a sezione circolare.

Arco:

$$Re = l \times V_m(z) / \nu = 1.83 \times 10^6$$

numero di Reynolds

Dove:

$$l = 1000 \text{ mm}$$

dimensione di riferimento (diametro dell'elemento)

$$V_m(z) = V_R C_m = 25 \times 1.1 = 27.5 \text{ m/s}$$

velocità media

$$\nu = 15 \times 10^{-6}$$

viscosità cinematica dell'aria

$$C_{fx0} = 0.66 \rightarrow 0.7$$

coefficiente di forma adottato

$$p = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

pressione del vento

Pendino:

$$Re = l \times V_m(z) / \nu = 2.5 \times 10^5$$

numero di Reynolds

Dove:

$$l = 139.7 \text{ mm}$$

dimensione di riferimento (diametro dell'elemento)

$$V_m(z) = V_R C_m = 25 \times 1.1 = 27.5 \text{ m/s}$$

velocità media

$$\nu = 15 \times 10^{-6}$$

viscosità cinematica dell'aria

$$C_{fx0} = 0.62 \rightarrow 0.7$$

coefficiente di forma adottato

$$p = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

pressione del vento

APPROVATO SDP

4.10 Azioni sismiche (q6)

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso assunta è la IV .

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

$a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^* \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S \rightarrow$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

I parametri spettrali per il calcolo dell'azione sismica vengono individuati sulla base del rischio sismico per la località considerata, in funzione delle coordinate dell'opera (latitudine 45,543370°, longitudine 10,12660°):

STATO LIMITE	TR [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [sec]
SLO	60	0,059	2,411	0,240
SLD	101	0,076	2,410	0,254
SLV	949	0,183	2,456	0,287
SLC	1950	0,231	2,472	0,298

Società di Progetto
Brebemi SpA

Data l'ubicazione dell'opera, si assume la categoria topografica T1, e la categoria di sottosuolo C.

Si ottiene quindi:

$$S_s = 1.43$$

$$S_t = 1$$

$$S = S_s \times S_t = 1.43$$

Per gli stati limite ultimi, ovvero di salvaguardia della vita e di collasso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, è lo spettro elastico, dove si sostituisce ad η il valore $1/q$, in cui q è il fattore di struttura. Nel caso in esame di ponte isolato, si assume un fattore di struttura pari a 1.0, come ricavato dalla Tabella 7.9.I del D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni). Si assume inoltre che i dispositivi previsti garantiscano uno smorzamento $\xi = 15\%$, per cui si ottiene:

$$\eta = 0.707$$

4.10.1 Spettro di risposta elastico – componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Per SLV si ottiene:

Parametri indipendenti

a_g	0,183g
F_0	2,456
T_C^*	0,287s
S_s	1,430
C_C	1,586
S_T	1,000

Parametri dipendenti

S	1,430
η	0,707
T_B	0,152s
T_C	0,455s
T_D	2,334s

APPROVATO SDP

Per **SLC** si ottiene:

Parametri indipendenti

a_g	0,231g
F₀	2,472
T_C*	0,298s
S_s	1,357
C_C	1,565
S_T	1,000

Parametri dipendenti

S	1,357
η	0,707
T_B	0,156s
T_C	0,467s
T_D	2,524s

4.10.2 Spettro di risposta elastico – componente verticale

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Per **SLV** si ottiene:

Parametri indipendenti

a_{gv}	0,106g
S_s	1,000
S_t	1,000
q	1,000
T_B	0,050s
T_C	0,150s
T_D	1,000s

Parametri dipendenti

F_v	1,420
S	1,000

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



η	1,000
--------	-------

Per SLC si ottiene:
Parametri indipendenti

a_{gv}	0,150g
S_s	1,000
S_t	1,000
q	1,000
T_B	0,050s
T_C	0,150s
T_D	1,000s

Parametri dipendenti

F_v	1,604
S	1,000
η	1,000

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 25 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

5 SOFTWARE DI CALCOLO

5.1 Straus7

Il codice di calcolo utilizzato è Straus7, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti di comprovata validità. Il codice è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dalle analisi statiche dell'opera. I risultati delle sollecitazioni sono stati controllati manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

5.2 Ponti EC4

Le verifiche sezionali dell'impalcato sono state eseguite utilizzando il programma Ponti EC4, software per il calcolo di sezioni miste acciaio-calcestruzzo per impalcati da ponte, sviluppato da Alhambra s.r.l. Il programma consente di eseguire tutte le verifiche connesse alla progettazione di una trave in sezione composta acciaio-calcestruzzo con riferimento alle metodologie indicate dagli Eurocodici.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



6 CRITERI DI PROGETTAZIONE

6.1 Modello di calcolo

Sono stati realizzati due modelli di calcolo agli elementi finiti, uno spaziale e l'altro monofilare.

6.1.1 Modello Spaziale

Il modello agli elementi finiti è composto dai seguenti elementi:

- | | | | |
|----|----|--------------------|--|
| 1. | 2 | archi | modellati con elementi tipo beam |
| 2. | 28 | pendini | modellati con elementi tipo beam |
| 3. | 2 | catene | modellate con elementi tipo beam |
| 4. | 15 | traversi | modellati con elementi tipo beam |
| 5. | 2 | travi esterne | modellate con elementi tipo beam |
| 6. | 2 | traversi superiori | modellati con elementi tipo beam |
| 7. | 1 | soletta | modellati con elementi tipo shell |

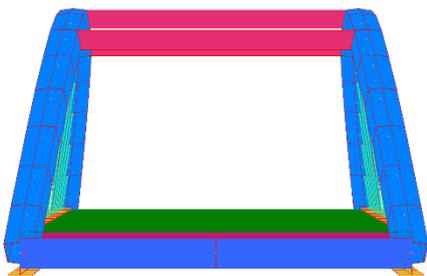
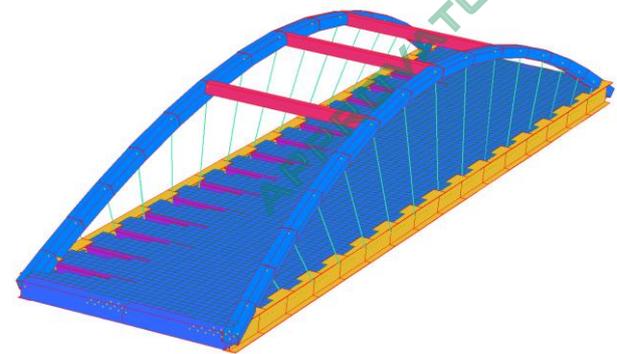
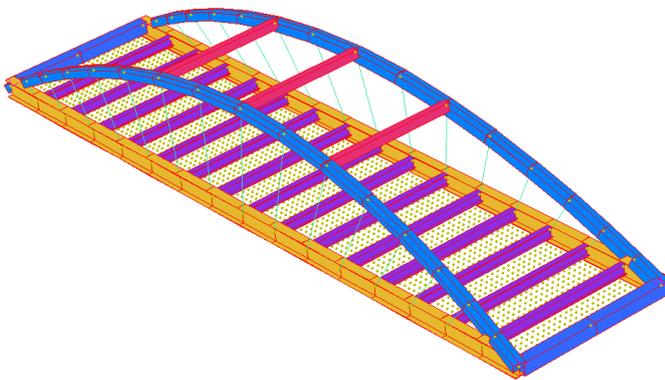
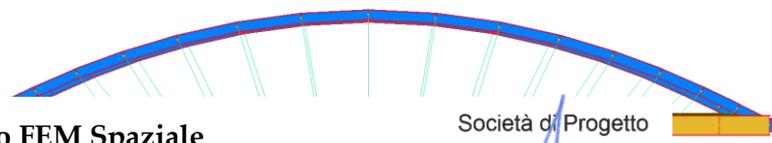


Figura 6-1 Modello FEM Spaziale



Società di Progetto
Brebemi SpA

Attraverso il modello è stato possibile rappresentare con accuratezza il comportamento locale dell'impalcato e la reale ripartizione dei carichi sui traversi non apprezzabile dal semplice modello unifilare.

A tale scopo sono state definite le corsie di traffico disposte in modo da massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti sui traversi. E' stato inoltre possibile studiare il comportamento di instabilità fuori dal piano della struttura ad arco.

6.1.2 Modello Monofilare Arco

Il modello agli elementi finiti è composto dai seguenti elementi:

- | | | | |
|----|----|---------|---|
| 1. | 1 | arco | modellati con elementi tipo beam |
| 2. | 14 | pendini | modellati con elementi tipo beam |
| 3. | 1 | catene | modellate con elementi tipo beam |

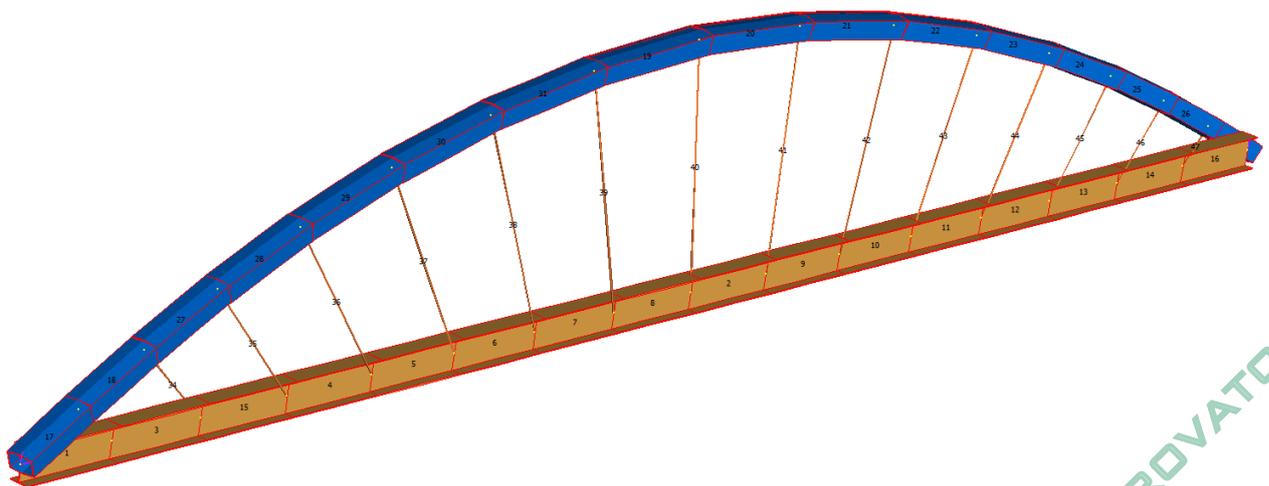


Figura 6-2 Modello FEM Monofilare

Attraverso il modello sono state ricavate le sollecitazioni sugli elementi strutturali in esame. I carichi mobili da traffico sono stati applicati alla struttura considerando la ripartizione trasversale dei carichi secondo la teoria di Courbon-Albenga.

6.1.3 Modello Monofilare Traversi

E' stata studiata una singola trave trasversale composta acciaio-calcestruzzo e sono state determinate le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti (suddivisi in pesi strutturali e permanenti portati), nonché le

	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 28 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

altre azioni prescritte dalla normativa vigente (ritiro del conglomerato, variazioni termica uniforme, vento, ecc.).

Per valutare gli effetti dei carichi variabili da traffico, sono stati usati gli strumenti di studio delle azioni da traffico (linee d'influenza) presenti nel programma di calcolo.

Confrontando le sollecitazioni da traffico su un traverso tipico estratto dal modello tridimensionale e sullo stesso traverso analizzato singolarmente, si evince che l'effettiva ripartizione dei carichi dovuta al comportamento tridimensionale della struttura consente di considerare sul traverso singolo delle forze concentrate ridotte fino al 54% rispetto al caso in cui si considerino gli assi dei carichi da traffico totalmente gravanti su un unico traverso. Per quanto riguarda il modello di carico 2 implementato per la fatica, si ha che la sollecitazione nel modello 3D è ridotta del 50% rispetto al caso in cui si considerino gli assi interamente gravanti su un traverso singolo. Il confronto dei risultati (in particolare delle sollecitazioni sulle piattabande per tutte le condizioni di carico e fasi costruttive), ha mostrato una sostanziale affidabilità dei due modelli, a garanzia della correttezza dell'analisi svolta.

Ai fini delle verifiche si è deciso di estrarre le sollecitazioni dal modello monofilare del traverso nel quale si è considerato, a favore di sicurezza, il 70% dei carichi concentrati da traffico ed il 60% dei carichi concentrati del modello di fatica 2.

Nel seguito della relazione, si farà riferimento alle sollecitazioni ottenute dal modello monofilare.

6.2 Ripartizione trasversale

La ripartizione trasversale dei carichi accidentali è stata operata secondo la teoria di Courbon-Albenga. Per una posizione eccentrica dei carichi si avrà una rotazione rigida della sezione trasversale dell'impalcato che comporterà un aumento delle sollecitazioni nella trave longitudinale posta dalla parte dell'eccentricità stessa (trave di riva). Il carico sulla trave i -esima dovuto ad una colonna di carico posta ad eccentricità e dal centro dell'impalcato, sarà valutato secondo la seguente relazione.

$$P_i = P \cdot \frac{1}{n} + \frac{e \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$

P_i = Porzione di carico accidentale sulla trave considerata

n = numero di travi

e = eccentricità del carico rispetto a centro dell'impalcato

d_i = distanza della trave i -esima dal centro dell'impalcato

Per valutare tali effetti si operano considerazioni d'equilibrio sulla sezione trasversale, per la quale è stata riportata nella seguente figura la posizione delle colonne di carico agenti

Società di Progetto
Brebemi SpA



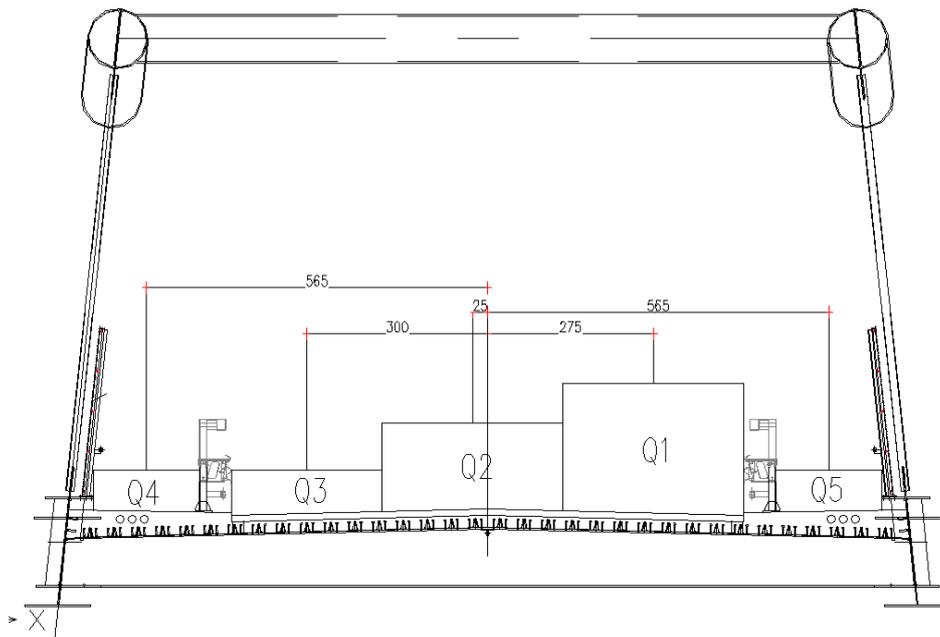


Figura 6-3 Colonne di carico

Indicato con $\rho_1 = \frac{1}{n} + \frac{e \cdot d_1}{d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2 + d_{42}}$ il coefficiente di ripartizione trasversale per la trave di riva si ha:

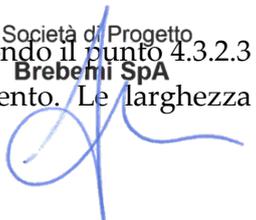
	e	ρ_i
Q1	2.75	0.71
Q2	-0.25	0.48
Q3	-3.00	0.27
Q4	5.65	0.93
Q5	-5.65	0.07

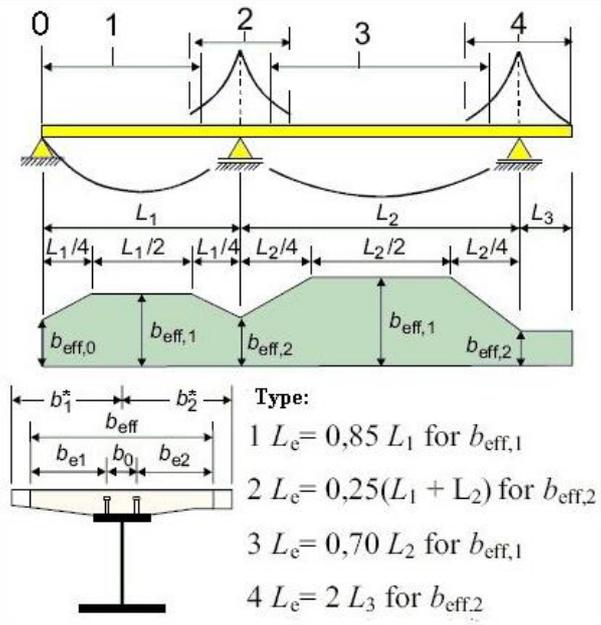
APPROVATO SDP

6.3 Soletta collaborante per analisi strutturale dei traversi

La larghezza collaborante di soletta da considerare per l'analisi della trave è definita, secondo il punto 4.3.2.3 del D.M. 2008, in funzione dell'interasse delle travi e delle condizioni di vincolamento. La larghezza collaborante per le diverse sezioni di verifica è calcolata come segue:

Società di Progetto
Brebini SpA





Elenco luci (m) es. 36,50,60... -->

X (m)	b1* (mm)	b2* (mm)	b0 (mm)	Tipo	beff (mm)	Le (m)	be1 (mm)	be2 (mm)	beta1	beta2
0	1875	1875	200	0	2 863	14.20	1 775	1 775	0.750	0.750
3.55	1875	1875	200	1	3 750	14.20	1 775	1 775	1.000	1.000
10.65	1875	1875	200	1	3 750	14.20	1 775	1 775	1.000	1.000
14.2	1875	1875	200	0	2 863	14.20	1 775	1 775	0.750	0.750

APPROVATO SDP

6.4 Tipi di analisi e fattorizzazione dei carichi

I criteri adottati per l'analisi dell'impalcato, sono schematizzabili nella tabella che segue:

	Tipo di analisi	Fattorizzazione dei carichi
Verifiche di resistenza	Statica lineare	SLU / SLE da NTC 2008
Verifiche a fatica	Statica lineare	SLF da NTC2008
Verifiche di stabilità	Analisi di Buckling Statica non lineare	SLU da NTC 2008

6.4.1 Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza, di fessurazione (quando previsto), e di deformabilità, vengono condotte con le fattorizzazioni dei carichi previste dalla normativa per gli Stati Limite Ultimi (SLU) e per gli Stati Limite di Esercizio (SLE) mediante una analisi statica lineare.

6.4.2 Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica vengono condotte con le fattorizzazioni dei carichi previste dalla normativa per gli Stati Limite di Fatica (SLF)

6.4.3 Verifiche di stabilità

6.4.3.1 Analisi di buckling

Le verifiche di stabilità vengono condotte fattorizzando i carichi permanenti (strutturali e permanenti portati) ed i carichi accidentali (nelle tre diverse configurazioni ritenute più significative per l'impalcato in esame) ad 1.00 ed incrementandoli fino a raggiungere il valore del moltiplicatore dei carichi che porta al primo fenomeno di instabilizzazione, mediante un'analisi di buckling.

Tale analisi permette inoltre di confrontare il valore del moltiplicatore trovato con le limitazioni da normativa.

L'analisi lineare di buckling consente di calcolare il moltiplicatore dei carichi che determina perdita di equilibrio, e le corrispondenti configurazioni deformate, di una struttura sottoposta ad una determinata configurazione di carico.

L'analisi si basa sull'assunzione che esista un punto di biforcazione dove i diagrammi carico spostamento primario e secondario si intersecano e che, prima che questo punto sia raggiunto, le tensioni sugli elementi aumentino proporzionalmente con i carichi.

La soluzione dell'analisi lineare si ottiene dalla soluzione del problema agli autovalori seguente:

APPROVATO BDP

Società di Progetto

Brebemi SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 32 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

$$[K]\{x\} = \lambda[K_g]\{x\}$$

Dove:

$[K]$	è la matrice di rigidezza elastica
$\{x\}$	è il vettore dei modi instabili
λ	è il fattore di amplificazione dei carichi
$[K_g]$	è la matrice di rigidezza geometrica

6.4.3.2 Statica non lineare

Nella struttura in esame si tiene conto dell'effetto degli spostamenti sulla configurazione di equilibrio: le strutture ad arco ribassato presentano, infatti, una legge carico spostamento non lineare mostrando tipicamente un comportamento tipo softening.

La configurazione deformata, a parità di carico applicato, determina, di norma, uno stato di sollecitazione più severo della geometria indeformata. E' possibile, quindi, che si manifestino fenomeni di perdita dell'equilibrio.

Per ogni struttura esiste infatti una relazione che lega il carico applicato agli spostamenti, dipendente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche. Tale relazione non sarà rappresentabile, in generale, da una legge di tipo lineare, ma piuttosto da una curva che identifica gli stati di equilibrio. Adottando l'ipotesi di spostamenti piccoli nella risoluzione di una struttura, la curva viene approssimata mediante la sua tangente nell'origine che, nel caso particolare di un semplice sistema ad un grado di libertà, rappresenta il coefficiente di rigidezza elastico. Se invece non consideriamo valida l'ipotesi di piccoli spostamenti, per ogni punto della curva carico-spostamento è possibile individuare due rigidezze: una rigidezza secante, definita dalla congiungente l'origine con il punto in esame, e una rigidezza tangente, definita dalla tangente alla curva in corrispondenza del livello di carico considerato:

- la rigidezza secante consente, noti gli spostamenti, di risalire immediatamente alle sollecitazioni presenti nell'elemento;
- la rigidezza tangente, invece, consente di scrivere le equazioni di equilibrio linearizzate in un piccolo intorno del punto di equilibrio considerato.

L'espressione della matrice di rigidezza tangente dipende dalle ipotesi formulate e dalle approssimazioni introdotte nella definizione delle deformazioni.

Nella teoria del primo ordine la matrice di rigidezza tangente coincide con la matrice di rigidezza elastica: $[K]=[K_E]$.

Nella teoria del secondo ordine la matrice di rigidezza è data dalla somma della matrice di rigidezza elastica $[K_E]$, e della matrice di rigidezza geometrica $[K_G]$ che dipende linearmente dagli spostamenti nodali. Quindi: $[K]=[K_E]+[K_G]$.

Se si adotta invece una teoria in cui vengono considerati termini di ordine superiore al secondo, la matrice di rigidezza potrà essere scritta come somma di tre matrici: $[K]=[K_E]+[K_G]+[K_{NL}]$, dove $[K_{NL}]$ contiene i termini funzioni non lineari delle componenti di spostamento nodale.

E' necessario quindi tenere conto della configurazione deformata della struttura nella scrittura delle equazioni di equilibrio: l'ipotesi di piccoli spostamenti viene rimossa e al suo posto ne vengono formulate altre, che implicano un diverso livello di approssimazione via via minore, quanto maggiore è l'ordine dei termini considerati.

Appare evidente quindi che risulta necessario procedere per step di carico aggiornando ciclicamente la matrice di rigidezza in base alla configurazione deformata della struttura, alle caratteristiche meccaniche

APPROVATO

Società di Progetto
Brebem SpA

	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 33 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

degli elementi (che via via possono aver raggiunto lo snervamento), ed allo stato di sollecitazione di elementi resistenti solo a trazione (i pendini) che dovranno essere eliminati nel caso risultino compressi

Le caratteristiche geometriche e statiche dell'opera, come detto, suggeriscono di effettuare un'analisi non lineare per i seguenti aspetti fondamentali:

1. possibile perdita di stabilità dell'equilibrio dell'opera nel suo insieme o di singoli elementi
2. possibile variazione di configurazione statica per inversione di segno dello sforzo normale in elementi reagenti solo a trazione (i pendini)
3. possibile raggiungimento dello snervamento in elementi della struttura

In merito al punto 2, si osserva che cautelativamente si fa riferimento ad un modello nel quale i pendini risultano del tutto inefficaci a compressione.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 34 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

7 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di resistenza vengono condotte assumendo per i carichi le fattorizzazioni previste dal NTC 2008 per gli Stati Limite Ultimi (SLU) e per gli Stati Limite di Esercizio (SLE). Le sollecitazioni si ricavano dalle analisi effettuate con il modello agli elementi finiti.

Si eseguono inoltre le verifiche per la soletta in calcestruzzo sia agli Stati Limite Ultimi (SLU) per quanto riguarda la resistenza, sia agli Stati Limite di Esercizio (SLE) per quanto riguarda la fessurazione.

7.1 Arco, pendini, trave longitudinale

7.1.1 Classificazione delle sezioni

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

$$X_\theta = \vartheta_p / \vartheta_\psi - 1$$

essendo ϑ_x e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

- *Classe 1* quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$
- *Classe 2* quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,5$
- *Classe 3* quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- *Classe 4* quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

Le seguenti Tab. 4.2.I, 4.2.II e 4.2.III forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

Tabella 4.2.I - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Classe		Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)							
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha) 0,5 \cdot c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 \cdot c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$				
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha) 0,5 \cdot c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 \cdot c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$				
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)							
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi) -1 \cdot c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1 \cdot c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$		f_{yk}	235	275	355	420	460
ϵ		ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

$\psi) \psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Tabella 4.2.II - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Classe		Piattabande esterne					
		Profilati laminati a caldo	Sezioni saldate				
		Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
			Con estremità in compressione	Con estremità in trazione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)							
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$				
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$				
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)							
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$		f_{yk}	235	275	355	420	460
ϵ		ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

APPROVATO SDP

Tabella 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

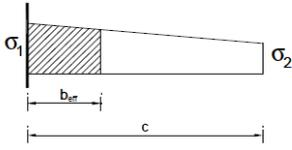
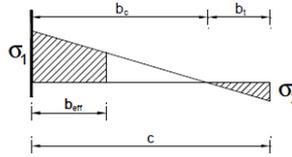
Per le sezioni ricadenti in classe 4, si fa riferimento al capitolo "C4.2.4.1.3.4.2 Stabilità dei pannelli soggetti a compressione" della circolare dell'NTC2008, determinando l'area della sezione efficace in base al stato tensionale agente.

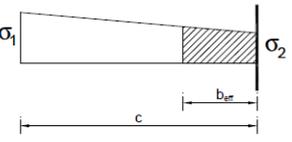
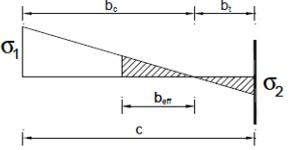
Tabella C4.2.VIII Larghezza efficace di pannelli compressi con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi

Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello			
				$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$		
				$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} \cdot b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1-\psi}$ $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
fattore k_σ	4,00	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$

APPROVATO SDP

Tabella C4.2.IX *Larghezza efficace di pannelli compressi con un solo bordo longitudinale irrigidito*

Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello		
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$		
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
fattore k_σ	0,43	$0,578 / (0,34 + \psi)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello		
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$		
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	$1 \geq \psi \geq -3$				
fattore k_σ	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$				

APPROVATO SDP

7.1.2 Resistenza delle membrature

Per la verifica delle sezioni, la resistenza delle sezioni dipende dalla classificazione delle sezioni. Per tutti i tipi di sezione è ammessa la verifica in campo elastico. Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 \quad (4.2.5)$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

 Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX100000200	REV. A00	FOGLIO 38 di 138
---	--------------------------------	---	-------------	---------------------

7.1.3 Stabilità delle membrature

Per la verifica delle sezioni dell'arco soggette a compressione N_{Ed} e a momenti flettenti $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ agenti nei due piani principali d'inerzia si verifica che risulti soddisfatta la seguente disuguaglianza :

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

Dove:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right]$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

dalla tabella 4.2.VI dell'NTC 2008, si è ricavato il valore di α in funzione del tipo di acciaio e di sezione.

7.1.4 S.L.F. – Verifiche a Fatica

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato all'impiego del veicolo a fatica FLM3 (istruzioni NTC-08, cap. 4.2.4.1.4.6.3., ovvero EN 1993-2 cap. 9).

In sintesi, il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del transito di uno specifico modello di carico (FLM3). L'azione oscillante del singolo automezzo, opportunamente calibrata mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, fornisce l'impatto del traffico reale sul dettaglio considerato.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$ escursione tensionale, valutata in combinazione di progetto a fatica.

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$ ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 2e6 cicli

con:

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$ fattore equivalente di danno

Φ_2 fattore di amplificazione dinamica (impatto)

Verifica a fatica:

$$\gamma_{FF} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{MF}$$

In ottemperanza alla norma e nell'ottica del concetto di vita illimitata si pone:

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 39 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

$$\gamma_{Ff} = 1$$

$\gamma_{Mf} = 1.35$ alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio

$\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (dettagli secondari)

7.1.5 Coefficienti λ

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 § 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v"). Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento alla tabella seguente, tratta da NTC-08 § 5.1.4.3. La strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 4.

Tabella 5.1.X – *Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia lenta*

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	$2,0 \times 10^6$
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	$0,5 \times 10^6$
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	$0,125 \times 10^6$
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	$0,05 \times 10^6$

- Coefficiente $\lambda_1 - \lambda_{v1}$

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza.

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata e per la zona in prossimità degli appoggi interni, con riferimento alla luce L calcolata secondo lo schema di cui alla EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2).

λ_1 , 9.5.2 (2) EN 1993-2, 2006(E)

			Bending moment	Shear force
at midspan		$2.55 - 0.7 (L-10) / 70$	L = length of span under consideration	L = 0.4 * span under consideration
at support	L < 30 m	$2.00 - 0.3 (L-10) / 20$	L = the mean of two adjacent spans	L = length of span under consideration
	L ≥ 30 m	$1.70 + 0.5 (L-30) / 50$		

Elemento	Sezione	λ_1 Momento	λ_1 Taglio	λ_1 Arco
Catena	Mezzeria	2.05	-	-
Catena	Appoggio	-	1.79	-
Arco		-	-	2.35
Pendino		-	-	2.48

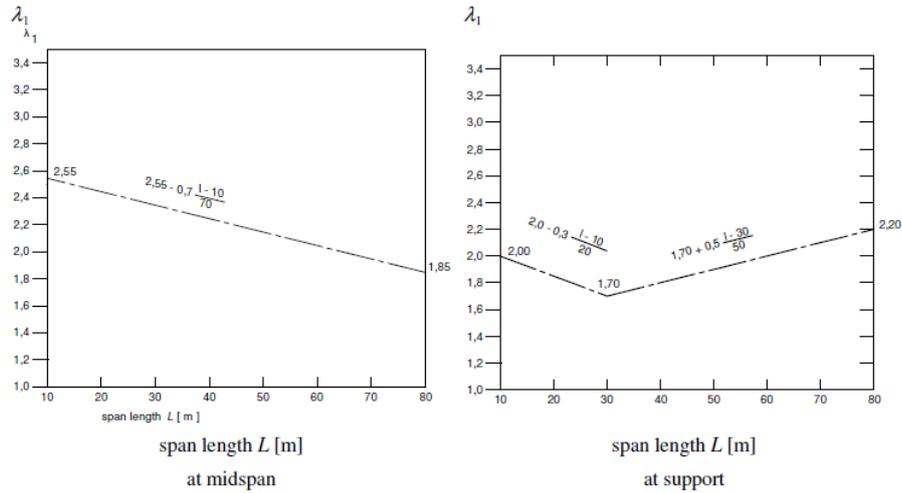


Figure 9.5: λ_1 for moments for road bridges

Per la verifica del sistema di connessione (pioli), con riferimento a EN 1994-2, cap. 6.8.6.2(4), si ha invece (valore valido per tutte le sezioni):

$$\lambda_1 = \lambda_{v1} = 1.55$$

APPROVATO SDP

- Coefficiente $\lambda_2 - \lambda_{v2}$

Il coefficiente λ_2 dipende dalla tipologia e dal volume di traffico.

Per la valutazione dei dettagli di carpenteria, si fa riferimento a EN 1993-2 § 9.5.2.(3). il coefficiente λ_2 viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti (N_{Obs}), e dal peso medio degli stessi Q_{m1} , tramite la relazione (*):

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

Con:

$N_{Obs} = 0.5e6$ flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 2 - cfr. tab. prec.)

$N_0 = 0.5e6$ flusso di riferimento

Q_{m1} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei veicoli frequenti per la tipologia di strada considerata, e valutato secondo la seguente relazione:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Per i valori di Q_i e n_i si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5.(1), equivalente alla tabella contenuta in NTC-08 cap. 5, e di seguito riportata.

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

$$\lambda_{v2} = \frac{Q_{m1v}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/8} \quad Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^8}{\sum n_i} \right)^{1/8}$$

$\lambda_2 = 0.416$ $\lambda_{v2} = 0.563$

$Q_0 = 480 \text{ kN}$ (peso dell'FML3)
 $N_0 = 0.5E6$
 $N_{Obs} = 5E+4$ (Cfr. Tab. 4.5)
 $Q_{m1} = 316.7 \text{ kN}$ (Cfr. Tab. 4.7)
 $Q_{m1v} = 360.2 \text{ kN}$ (Cfr. Tab. 4.7)

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane. EN 1991-2:2003 (E)

Traffic categories		N_{Obs} per year and per slow lane
<input type="radio"/>	1 Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2,0 \times 10^6$
<input type="radio"/>	2 Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0,5 \times 10^6$
<input type="radio"/>	3 Main roads with low flow rates of lorries	$0,125 \times 10^6$
<input checked="" type="radio"/>	4 Local roads with low flow rates of lorries	$0,05 \times 10^6$
<input type="radio"/>	User	<input type="text"/>

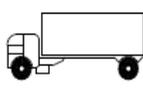
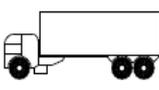
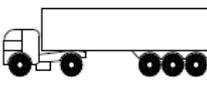
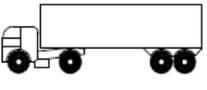
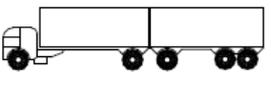
Distribuzioni del carico pesante

Table 4.7 - Set of equivalent lorries. EN 1991-2:2003 (E)

	 $Q_1 = 200 \text{ kN}$	 $Q_2 = 310 \text{ kN}$	 $Q_3 = 490 \text{ kN}$	 $Q_4 = 390 \text{ kN}$	 $Q_5 = 450 \text{ kN}$	
<input type="radio"/>	20%	5%	50%	15%	10%	Long distance
<input type="radio"/>	40%	10%	30%	15%	5%	Medium distance
<input checked="" type="radio"/>	80%	5%	5%	5%	5%	Local traffic
<input type="radio"/>	<input type="text"/> %	User <input type="button" value="Calcola"/>				



Tabella 5.1.VIII – Modello di carico a fatica n. 4 – veicoli equivalenti

Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Composizione del traffico		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Per la verifica dei connettori, si adotta quanto previsto in EN 1994-2 6.8.6.2.(4), sostituendo l'esponente 1/5 con 1/8 nelle relazioni precedentemente esposte.

- **coefficiente $\lambda_3 - \lambda_{v3}$**

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita di progetto della struttura.

Per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 §9.5.2.(5), mediante la relazione:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

dove t_{Ld} è vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2: λ_3

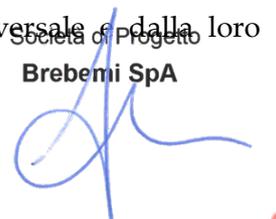
Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Per la verifica dei connettori si opera la sostituzione dell'esponente 1/5 con 1/8 come nel caso precedente.

- **coefficiente $\lambda_4 - \lambda_{v4}$**

Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave.

La formulazione, tratta da EN 1993-2 § 9.5.3.(6), prevede:

Società di Progetto
Brebemi SpA


$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

Nel caso in esame si ha:

e = eccentricità FLM3 rispetto all'asse dell'impalcato

b = interasse fra le travi principali

$$\eta_1 = \frac{1}{2} + e/b$$

$$\eta_2 = \frac{1}{2} - e/b$$

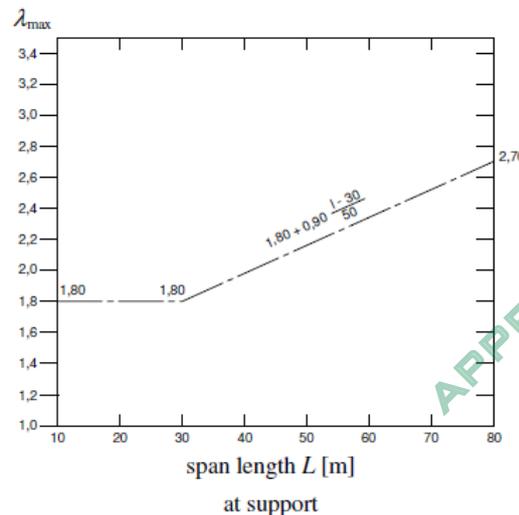
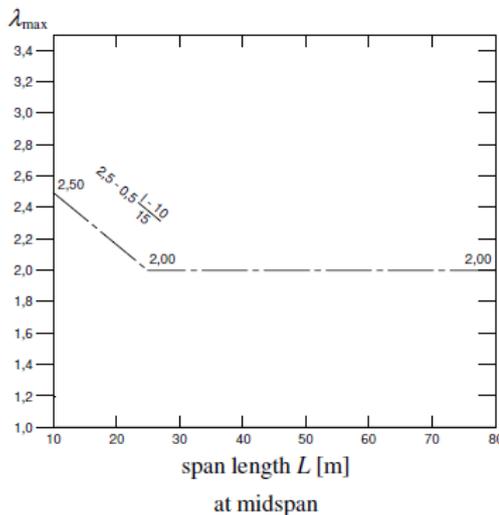
$$N_1 = N_2 \text{ e } Q_{m1} = Q_{m2}$$

$\lambda_4 = 1.15$ per i dettagli di carpenteria

$\lambda_4 = 1.12$ per i connettori

- Coefficiente $\lambda - \lambda_v$

Il fattore equivalente di danno (per il momento flettente) è limitato superiormente dal fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 §9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito.



APPROVATO SDP

7.1.6 Dettagli e Coefficienti di sicurezza

Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

Piattebande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab.8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	100/6	tab.8.1 EN 1993-1-9
Elemento forato (sez netta)	categoria/dettaglio:	80/11	tab.8.1 EN 1993-1-9
Coprigiunto bullonato(sez lorda)	categoria/dettaglio:	112/8	tab.8.1 EN 1993-1-9
Saldatura comp. anima-piatt.	categoria/dettaglio:	100/7	tab.8.2 EN 1993-1-9
Saldatura di testa piattabanda	categoria/dettaglio:	112/4(*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - piattebande	categoria/dettaglio:	80/6(**)	tab.8.4 EN 1993-1-9

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 44 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Attacco irr. vert. - anima categoria/dettaglio: 80/7(**) tab.8.4 EN 1993-1-9

(*) si conteggia il size effect $k_s = (25/t)^{0.2}$

(**) $t < 50$ mm in tutti i casi

La scelta dei dettagli a fatica delle bullonature è conseguente all'ipotesi di funzionamento ad attrito allo SLE. Per la verifica a fatica delle **piolature** si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vengono presi in esame i seguenti dettagli (EN 1993-1-9- cap. 8.):

Saldatura piolo - rottura piatt. categoria/dettaglio: 80/9 (*) tab.8.4 EN 1993-1-9

Saldatura piolo - rottura piolo categoria/dettaglio: 90/10

Il ciclo di verifica segue quanto previsto in EN 1994-2 cap. 6.8.7.2.(2), comprendendo la verifica separata per rottura del piolo e per rottura della piattabanda.

Per le piattebande in tensione si tiene conto dell'interazione dei due fenomeni, sfruttando la relazione:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1$$

Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio "vita illimitata", si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mf} = 1.35$ per tutti i dettagli di carpenteria

$\gamma_{Mf} = 1.15$ per la rottura del piolo

7.2 Traversi

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state svolte in accordo con le NTC-08 cap 4.2, 4.3 e relative istruzioni nonché con quanto contenuto nei seguenti eurocodici:

EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2.

Nell'ambito dei vari stati limite considerati si effettuano, a livello sezionale, le seguenti verifiche:

- Verifiche di resistenza flessionale SLU della trave composta
 - Verifica Plastica (quando applicabile)
 - Verifica tensionale (quando non applicabile la verifica plastica)
- Verifica di resistenza al taglio SLU
 - Verifica Plastica
 - Shear Buckling
 - Controllo intenzione Taglio-Flessione
- Verifiche di controllo tensionale SLE

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 45 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

- Verifica delle connessioni trave-soletta (piolature) SLU e SLE
- Stabilità dei pannelli d'anima in esercizio (web breathing)
- Verifiche di fatica

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma "Ponti EC4" per tutte le sezioni significative del ponte. Nel seguito vengono espone in dettaglio i criteri di verifica adottati.

7.2.1 S.L.U. - Resistenza delle sezioni

Le verifica di resistenza delle sezioni allo S.L.U. viene effettuata attraverso i seguenti passaggi:

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sotto componenti

- Analisi plastica

Tracciamento dei domini di resistenza della sezione N/M_{rd} ed $N/M_{f,rd}$ (quest'ultimo è il dominio della sezione privata dell'anima)

- Classificazione effettiva della sezione

Effettuata sulla base dell'effettivo valore di N_{Ed} , M_{Ed} per la combinazione in esame

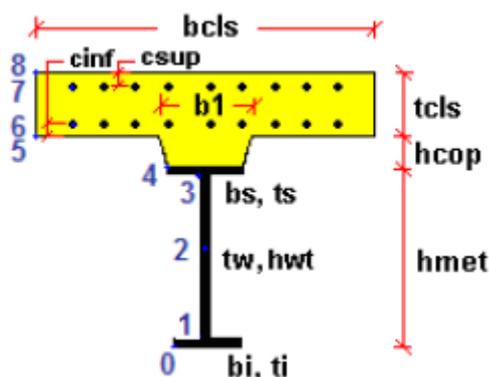
- Verifica a plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico η_1 ; effettuata con riferimento a N_{Ed} , M_{Ed} agenti isolatamente, e per effetto combinato.

- Verifica elastica a pressoflessione (sezioni cl. 3-4)

valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico η_1 , effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3 e 4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci. Le caratteristiche geometriche efficaci vengono dedotte in maniera iterativa, tenendo conto delle flessioni parassite che nascono per effetto dell'eccentricità assunta dall'azione assiale di progetto causata dallo "shift" progressivo dell'asse neutro.

Le tensioni vengono valutate in corrispondenza delle 8 fibre indicate nello schema seguente.



Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata fessurata (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in corrispondenza della fibra media. Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

- Verifica a taglio - sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene effettuato il calcolo del taglio resistente plastico, ed il calcolo del rapporto di sfruttamento a taglio.

- Verifica a taglio - sezioni suscettibili di "shear buckling"

per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione α_w , e successivamente valutato il taglio resistente $V_{b,Rd}$ come somma dei contributo resistenti dell'anima $V_{bw,Rd}$ e, se applicabile, delle flange $V_{bf,Rd}$, secondo la procedura indicata nell' EN1993-1-5.

- Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi)

Si adotta univocamente, per tutte le classi di sezione, l'approccio proposto da EN 1993-1-5, cap. 7.1, che consiste nella valutazione di un rapporto di sfruttamento modificato in funzione dei singoli rapporti di sfruttamento valutati per pressoflessione e taglio agenti separatamente. L'adozione di questa formulazione risulta a rigore solo leggermente più cautelativa di quella riservata alle sezioni di classe 1 e 2, per le quali l'interazione N-M-V si risolverebbe con la deduzione di un rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad una anima opportunamente ridotta per tenere conto dell'influenza del taglio (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.2.4.(2)).

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3 e 4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico η_1 in luogo di quello plastico $\bar{\eta}_1$, indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1.(4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulta interamente in compressione). Inoltre in EN 1993-1-5 7.1 (2) è indicato che la verifica deve essere effettuata a distanza maggiore di $h_w/2$ dalla sezione di appoggio.

Come già evidenziato relativamente al calcolo del contributo resistente a taglio delle flange, le resistenze plastiche della sezione completa e della sezione privata dell'anima sono rilevate direttamente dai rispettivi domini di interazione, per cui:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd} \quad (\text{sezione intera})$$

	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 47 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd}$ (sezione costituita dalle sole flange)

Si rileva che la disequaglianza associata alla formula di interazione presentata poco sopra, evidenzia implicitamente che la formula non è applicabile (non vi è interazione) qualora il momento di progetto sia minore di quello sopportabile dalle sole flange.

Per sezioni in classe 3 e 4, il momento di progetto M_{Ed} viene valutato sulla base degli stress cumulati nella fibra più sollecitata ($M_{Ed,eq} = \max | W_{xi} * \Sigma \sigma_{\xi,i} |$).

7.2.2 S.L.E. - Limitazione delle tensioni

La verifica viene condotta puntualmente, sulla sezione omogenizzata, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E. rara.

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{y,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{m,ser})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

$\gamma_{m,ser} = 1.0$ è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni di esercizio secondo le EN 1993-2 e EN 1994-2.

I punti di verifica in cui sono valutate le tensioni sono sempre gli stessi della figura precedente.

7.2.2.1 S.L.E. - Web breathing

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli pannelli e sotto pannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-08, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli. Tale metodo consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente e rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello. Si applica pertanto la relazione (cfr.1993-2 cap. 7.4.(3)):

APPROVATO SDR

Società di Progetto
Brebem SPA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 48 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma}\sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau}\sigma_E}\right)^2} \leq 1.1$$

In cui:

σ_E è la tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente ξ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

k_{σ}, k_{τ} sono i coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e dello stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica.

7.2.3 S.L.U. e S.L.E. - Verifica connessioni trave soletta

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza. I dettagli adottati per la connessione trave-soletta sono conformi alle NTC-08 paragrafo 4.3.4.1.2 e C.4.3.4 delle relative istruzioni.

Il ciclo di verifica delle piolature comprende i seguenti passi:

- Verifica tensionale elastica SLU e SLE

La verifica tensionale elastica viene condotta mediante la deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio sul singolo piolo secondo la condizione di carico analizzata (SLU o SLE). Lo scorrimento unitario è calcolato come segue:

$$v_{ED} = \frac{V \cdot S}{J}$$

In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche non fessurate.

Quindi si fa il confronto con la portanza del piolo valutata come:

$$P_{RD}^1 = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v}$$

$$P_{RD}^2 = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}$$

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right) \quad \text{per } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$$P_{RD} = \min(P_{RD}^1, P_{RD}^2)$$

APPROVATO EDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 49 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

La verifica sarà quindi condotta come segue:

$$V_{ED} \leq n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.U. (combinazione fondamentale)}$$

$$V_{ED} \leq K_s \cdot n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.E. (combinazione caratteristica)}$$

K_s è un coefficiente riduttivo per lo S.L.E. assunto pari a 0.6

n è il numero di pioli per unità di lunghezza considerata

Tale approccio risulta ovviamente sempre valido per lo SLE mentre allo SLU solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse plastiche.

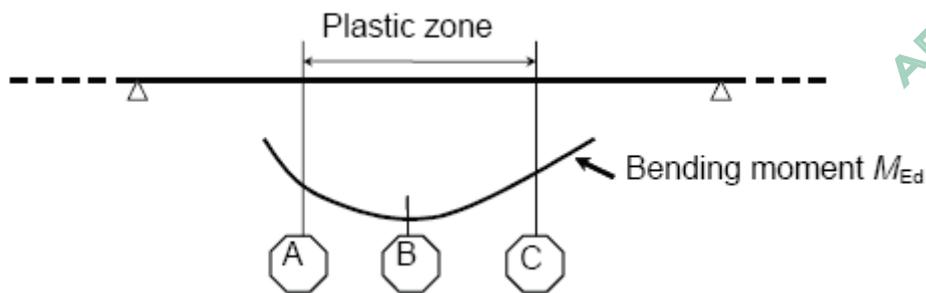
Per sezioni di classe 1 e 2, qualora il rapporto di sfruttamento elastico (η_1) risulti maggiore di 1, non risulta più valido l'approccio di calcolo dello scorrimento ($v = VS/J$), ed è quindi necessario tenere conto in maniera non lineare della relazione tra azione tagliante scorrimento mediante l'approccio non lineare indicato al punto seguente.

- Verifica plastica S.L.U. (obbligatorio per sezioni con $\eta_1 > 1$)

Se è presente una zona plasticizzata in campata non è sufficiente calcolare i pioli con il flusso elastico. In tale condizione si ha infatti che il legame fra il taglio per unità di lunghezza, le forze interne della soletta ed il momento flettente non è più lineare (EN 1994-2 cap. 6.6.2.2).

Il calcolo delle piolature sarà quindi effettuato secondo la procedura di seguito illustrata:

1) Si individua la zona plastica, schematicamente rappresentata nella figura seguente, in cui B è la sezione più sollecitata ed A è la prima sezione in cui la tensione nelle fibre tese e/o compresse è pari alla tensione di snervamento:



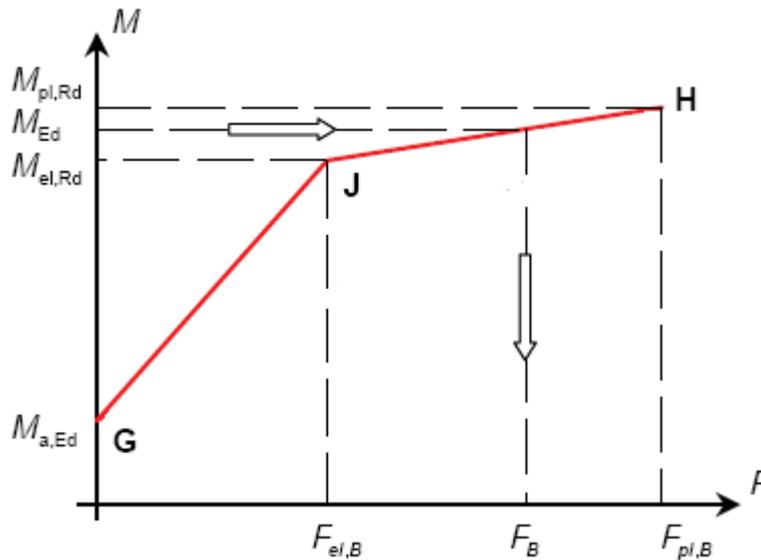
La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio dei conci di soletta compresi tra gli estremi ed il punto di minimo momento (conci di soletta compresi tra A e B e conci di soletta compresi tra B e C).

L'azione assiale insistente ai confini della zona plastica (punti A / B) è pari all'integrale delle tensioni rilevate lungo la soletta in calcestruzzo e valutata secondo i criteri contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4 (6).

Società di Progetto
Brebemi SpA



2) Si schematizza il diagramma di interazione M-N nella sezione B con la bilatera G-J-H riportata nella figura seguente.



Si indica con:

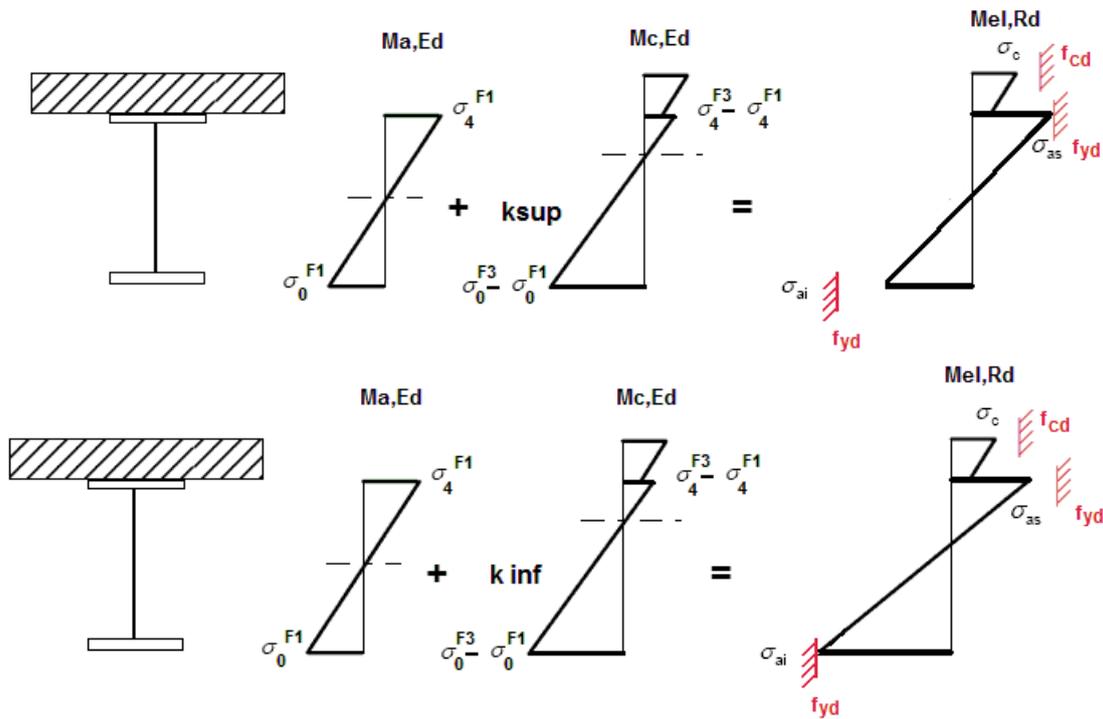
- $M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$ momento flettente elastico
- M_{Ed} momento flettente di progetto
- $M_{pl,Rd}$ momento plastico della sezione
- $F_{el,B}$ azione assiale agente nella soletta, al raggiungimento del momento elastico (N_B)

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

- G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1
- H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da $M_{pl,Rd}$ ed $F_{pl,B}$ (azione assiale plastica in soletta).
- J punto corrispondente allo snervamento del primo fibra della sezione, caratterizzato da $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di $M_{el,Rd}$).

L'effettiva azione assiale F_B insistente in soletta nel reale stato della sezione è rappresentato dalla linea verticale che interseca la retta JH all'ordinata corrispondente al momento di progetto M_{Ed} .

3) Per il calcolo di $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ si utilizza uno dei due schemi di calcolo riportati nelle figure sottostanti, a seconda che la tensione di snervamento sia stata superata nella fibra inferiore oppure in quella superiore.



Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico secondo la seguente procedura:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed}$$

- $M_{c,Ed}$ momento flettente agente sulla sezione composta
- $M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$ momento flettente elastico

$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

σ_{if1} = tensione alla fibra "i" della sezione in fase 1

$\Delta\sigma_i$ = variazione di tensione alla fibra "i" tra la fase 3 e la fase 1

dove $i = 1$ o 4 (lembo inferiore/superiore trave metallica)

Noto k è immediato valutare $M_{el,Ed}$ e la corrispondente azione assiale di soletta, tramite integrazione delle tensioni:

$$N_{el,Ed} = k * (\sigma_5 + \sigma_8) / 2 * A_{soletta}$$

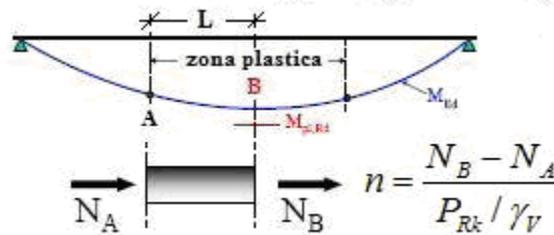
APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Essendo σ_5 e σ_8 le tensioni normali nella soletta in fase 3, calcolate a partire da $M_{el,Ed}$.

Il numero di pioli necessario nella zona plastica è infine calcolabile, con riferimento allo schema ed alla formula seguente.



- Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro e della variazione termica nelle zone di estremità trave

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro e variazione termica nelle zone di coda viene calcolato a partire dall'azione assiale indotta dalle relative deformazioni impresse nella soletta (ritiro e ΔT), assumendo una distribuzione costante del flusso per una lunghezza di trave assunta pari alla larghezza di soletta efficace (b_{eff}).

$$V_{L,ED,max} = \frac{V_{L,ED}}{b_{eff}}$$

$$n_{pioli} = \frac{V_{L,ED,max}}{P_{RD}}$$

n_{pioli} è il numero di pioli da inserire per una lunghezza b_{eff} a partire dalla testata della trave.

7.2.4 S.L.F. – Verifiche a Fatica

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato all'impiego del veicolo a fatica FLM3 (istruzioni NTC-08, cap. 4.2.4.1.4.6.3., ovvero EN 1993-2 cap. 9).

In sintesi, il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del transito di uno specifico modello di carico (FLM3). L'azione oscillante del singolo automezzo, opportunamente calibrata mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, fornisce l'impatto del traffico reale sul dettaglio considerato.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = | \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} |$ escursione tensionale, valutata in combinazione di progetto a fatica.

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$ ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per $2e6$ cicli

con:

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$ fattore equivalente di danno

Φ_2 fattore di amplificazione dinamica (impatto)

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Verifica a fatica:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza alla norma e nell'ottica del concetto di vita illimitata si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

$\gamma_{Mf} = 1.35$ alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio

$\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (dettagli secondari)

7.2.5 Coefficienti λ

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 § 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v"). Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento alla tabella seguente, tratta da NTC-08 § 5.1.4.3. La strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 4.

Tabella 5.1.X – *Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia lenta*

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	$2,0 \times 10^6$
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	$0,5 \times 10^6$
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	$0,125 \times 10^6$
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	$0,05 \times 10^6$

- Coefficiente $\lambda_1 - \lambda_{v1}$

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza.

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata e per la zona in prossimità degli appoggi interni, con riferimento alla luce L calcolata secondo lo schema di cui alla EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2).

λ_1 , 9.5.2 (2) EN 1993-2, 2006(E)

			Bending moment	Shear force
at midspan		$2.55 - 0.7 (L-10) / 70$	L = length of span under consideration	L = 0.4 * span under consideration
at support	L < 30 m	$2.00 - 0.3 (L-10) / 20$	L = the mean of two adjacent spans	L = length of span under consideration
	L ≥ 30 m	$1.70 + 0.5 (L-30) / 50$		

sezione	prog. [m]	λ_1 Mom	λ_1 Taglio
Spalla	0	2.508	2.593
Mezzeria	7.1	2.508	2.593
Max fatica	5.47	2.508	2.593
Giunto	0.6	2.508	2.593

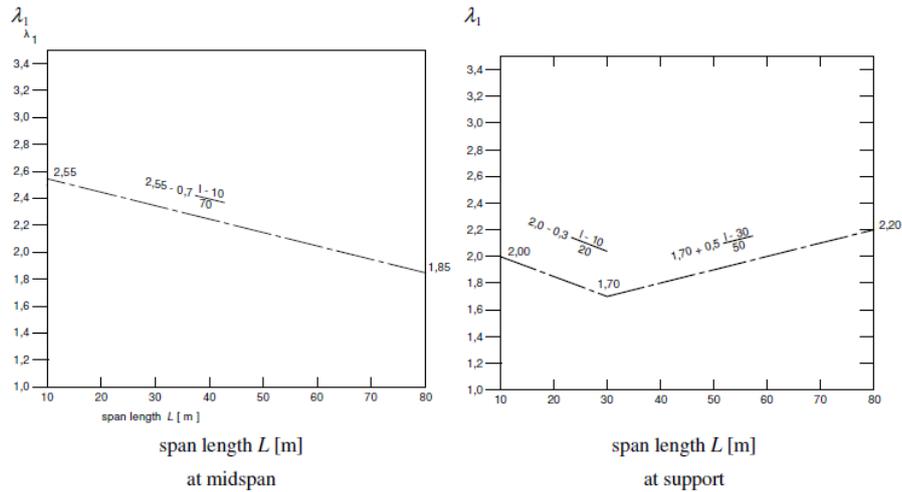


Figure 9.5: λ_1 for moments for road bridges

Per la verifica del sistema di connessione (pioli), con riferimento a EN 1994-2, cap. 6.8.6.2(4), si ha invece (valore valido per tutte le sezioni):

$$\lambda_1 = \lambda_{v1} = 1.55$$

APPROVATO SDP

- Coefficiente $\lambda_2 - \lambda_{v2}$

Il coefficiente λ_2 dipende dalla tipologia e dal volume di traffico.

Per la valutazione dei dettagli di carpenteria, si fa riferimento a EN 1993-2 § 9.5.2.(3). il coefficiente λ_2 viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti (N_{Obs}), e dal peso medio degli stessi Q_{m1} , tramite la relazione (*):

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

Con:

$N_{Obs} = 0.5e6$ flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 2 - cfr. tab. prec.)

$N_0 = 0.5e6$ flusso di riferimento

Q_{m1} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei veicoli frequenti per la tipologia di strada considerata, e valutato secondo la seguente relazione:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Per i valori di Q_i e n_i si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5.(1), equivalente alla tabella contenuta in NTC-08 cap. 5, e di seguito riportata.

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

$$\lambda_{v2} = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/8} \quad Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^8}{\sum n_i} \right)^{1/8}$$

$\lambda_2 = 0.416$ $\lambda_{v2} = 0.563$

$Q_0 = 480 \text{ kN}$ (peso dell'FML3)
 $N_0 = 0.5E6$
 $N_{Obs} = 5E+4$ (Cfr. Tab. 4.5)
 $Q_{m1} = 316.7 \text{ kN}$ (Cfr. Tab. 4.7)
 $Q_{m1v} = 360.2 \text{ kN}$ (Cfr. Tab. 4.7)

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane. EN 1991-2:2003 (E)

Traffic categories		N_{Obs} per year and per slow lane
<input type="radio"/>	1 Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2,0 \times 10^6$
<input type="radio"/>	2 Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0,5 \times 10^6$
<input type="radio"/>	3 Main roads with low flow rates of lorries	$0,125 \times 10^6$
<input checked="" type="radio"/>	4 Local roads with low flow rates of lorries	$0,05 \times 10^6$
<input type="radio"/>	User	<input type="text"/>

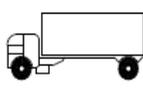
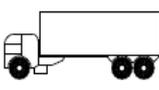
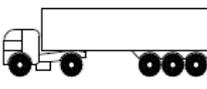
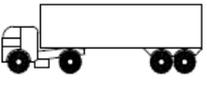
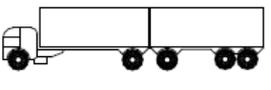
Distribuzioni del carico pesante

Table 4.7 - Set of equivalent lorries. EN 1991-2:2003 (E)

	 $Q_1 = 200 \text{ kN}$	 $Q_2 = 310 \text{ kN}$	 $Q_3 = 490 \text{ kN}$	 $Q_4 = 390 \text{ kN}$	 $Q_5 = 450 \text{ kN}$	
<input type="radio"/>	20%	5%	50%	15%	10%	Long distance
<input type="radio"/>	40%	10%	30%	15%	5%	Medium distance
<input checked="" type="radio"/>	80%	5%	5%	5%	5%	Local traffic
<input type="radio"/>	<input type="text"/> %	User <input type="button" value="Calcola"/>				



Tabella 5.1.VIII – Modello di carico a fatica n. 4 – veicoli equivalenti

Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Composizione del traffico		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Per la verifica dei connettori, si adotta quanto previsto in EN 1994-2 6.8.6.2.(4), sostituendo l'esponente 1/5 con 1/8 nelle relazioni precedentemente esposte.

- **coefficiente $\lambda_3 - \lambda_{v3}$**

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita di progetto della struttura.

Per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 §9.5.2.(5), mediante la relazione:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

dove t_{Ld} è vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2: λ_3

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

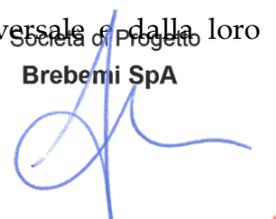
Per la verifica dei connettori si opera la sostituzione dell'esponente 1/5 con 1/8 come nel caso precedente.

- **coefficiente $\lambda_4 - \lambda_{v4}$**

Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave.

La formulazione, tratta da EN 1993-2 § 9.5.3.(6), prevede:

Società di Progetto
Brebemi SpA



$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

Nel caso in esame si ha:

e = eccentricità FLM3 rispetto all'asse dell'impalcato

b = interasse fra le travi principali

$$\eta_1 = \frac{1}{2} + e/b$$

$$\eta_2 = \frac{1}{2} - e/b$$

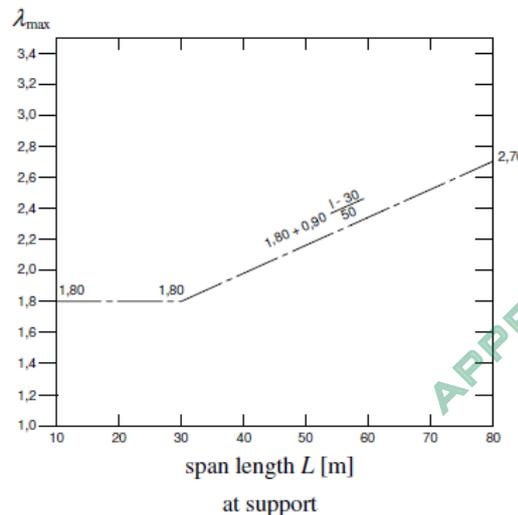
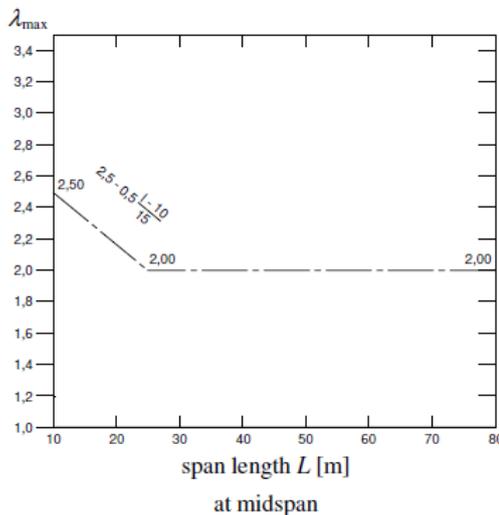
$$N_1 = N_2 \text{ e } Q_{m1} = Q_{m2}$$

$\lambda_4 = 1.15$ per i dettagli di carpenteria

$\lambda_4 = 1.12$ per i connettori

- Coefficiente λ - λ_v

Il fattore equivalente di danno (per il momento flettente) è limitato superiormente dal fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 §9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito.



APPROVATO SDP

7.2.6 Dettagli e Coefficienti di sicurezza

Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

Piattebande - tensioni normali	categoria/dettaglio: 125/5	tab.8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio: 100/6	tab.8.1 EN 1993-1-9
Elemento forato (sez netta)	categoria/dettaglio: 80/11	tab.8.1 EN 1993-1-9
Coprigiunto bullonato (sez lorda)	categoria/dettaglio: 112/8	tab.8.1 EN 1993-1-9
Saldatura comp. anima-piatt.	categoria/dettaglio: 100/7	tab.8.2 EN 1993-1-9
Saldatura di testa piattabanda	categoria/dettaglio: 112/4(*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - piattebande	categoria/dettaglio: 80/6(**)	tab.8.4 EN 1993-1-9

Società di Progetto

Brebemi SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 58 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Attacco irr. vert. - anima categoria/dettaglio: 80/7(**) tab.8.4 EN 1993-1-9

(*) si conteggia il size effect $k_s = (25/t)^{0.2}$

(**) $t < 50$ mm in tutti i casi

La scelta dei dettagli a fatica delle bullonature è conseguente all'ipotesi di funzionamento ad attrito allo SLE. Per la verifica a fatica delle **piolature** si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vengono presi in esame i seguenti dettagli (EN 1993-1-9- cap. 8.):

Saldatura piolo - rottura piatt. categoria/dettaglio: 80/9 (*) tab.8.4 EN 1993-1-9

Saldatura piolo - rottura piolo categoria/dettaglio: 90/10

Il ciclo di verifica segue quanto previsto in EN 1994-2 cap. 6.8.7.2.(2), comprendendo la verifica separata per rottura del piolo e per rottura della piattabanda.

Per le piattebande in tensione si tiene conto dell'interazione dei due fenomeni, sfruttando la relazione:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1$$

Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio "vita illimitata", si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mf} = 1.35$ per tutti i dettagli di carpenteria

$\gamma_{Mf} = 1.15$ per la rottura del piolo

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 59 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

7.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– **Combinazione fondamentale** (SLU), generalmente impiegata per gli stati limite ultimi:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– **Combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– **Combinazione frequente** (SLE), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– **Combinazione quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Per il significato dei simboli si rimanda ai paragrafi citati in precedenza del D.M. 14/01/2008. I coefficienti parziali per i ponti assumono i seguenti valori:

APPROVATO SDR

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità. Variazioni termiche. Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Per il calcolo agli Stati Limite Ultimi la normativa prevede sei gruppi di azioni:

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Gruppo di azioni	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria

^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)

^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Società di Progetto
Brebemi SpA



Per quanto riguarda i valori assunti dalle singole azioni si rimanda al capitolo dell'analisi dei carichi, tuttavia si evidenzia come, al fine di ottenere le massime sollecitazioni sui diversi elementi della struttura per effetto dei carichi variabili da traffico del gruppo di azioni 1, sono stati usati gli strumenti di studio delle azioni da traffico (linee d'influenza) presenti nel programma di calcolo Straus7.

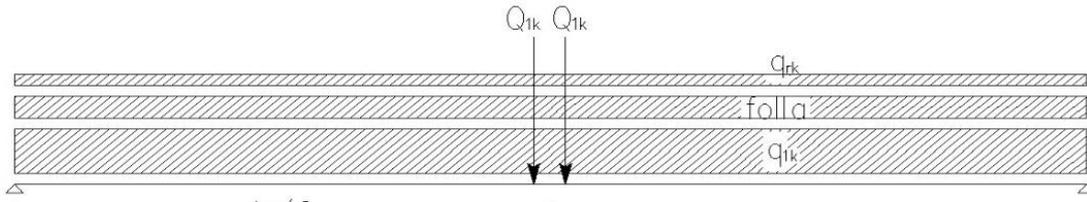


Figura 7-1 Gruppo di azioni 1

Per la definizione delle corsie convenzionali in senso trasversale e longitudinale si fa riferimento a quanto stabilito dalle NTC 2008, avvalendosi dei seguenti parametri:

Luca di calcolo L_c	60.00 m
Larghezza carreggiata	8.50 m
Numero di corsie convenzionali	2
Larghezza corsie convenzionali	3.00 m
Larghezza area rimanente	2.50 m
Larghezza marciapiede	1.70 m

Per quel che riguarda le combinazioni da utilizzare nelle verifiche agli S.L.E. le NTC 2008 forniscono valori dei coefficienti ψ specifici per i ponti.

Si riportano tali coefficienti nella tabella seguente:

APPROVATO SDP

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
<i>Vento q_s</i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_s</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

APPROVATO SDP

8 SOLLECITAZIONI

8.1 Analisi lineare statica

8.1.1 SLU

Le sollecitazioni per le verifiche agli SLU vengono dedotte dall'analisi statica non lineare riportate nel capitolo 8.3

8.1.2 SLF

Vengono di seguito riportate le sollecitazioni massime e minime che producono i $\Delta\sigma/\Delta\tau$ da fatica per arco, catena e pendino nelle sezioni di controllo evidenziate nella seguente immagine:

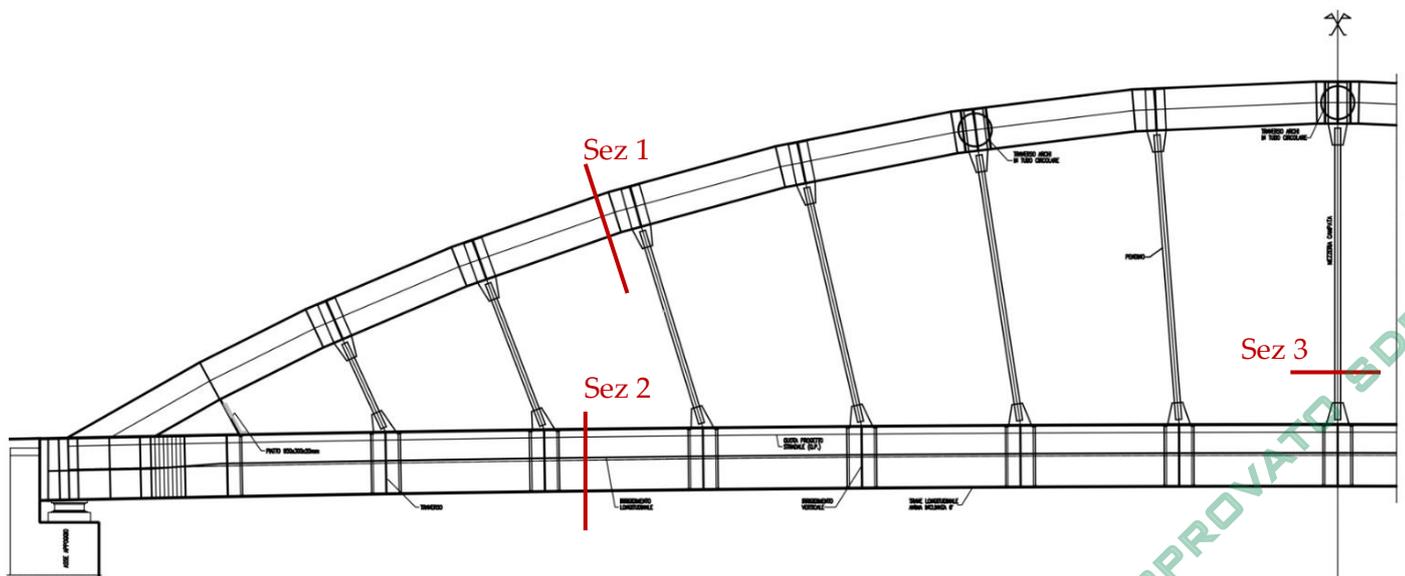
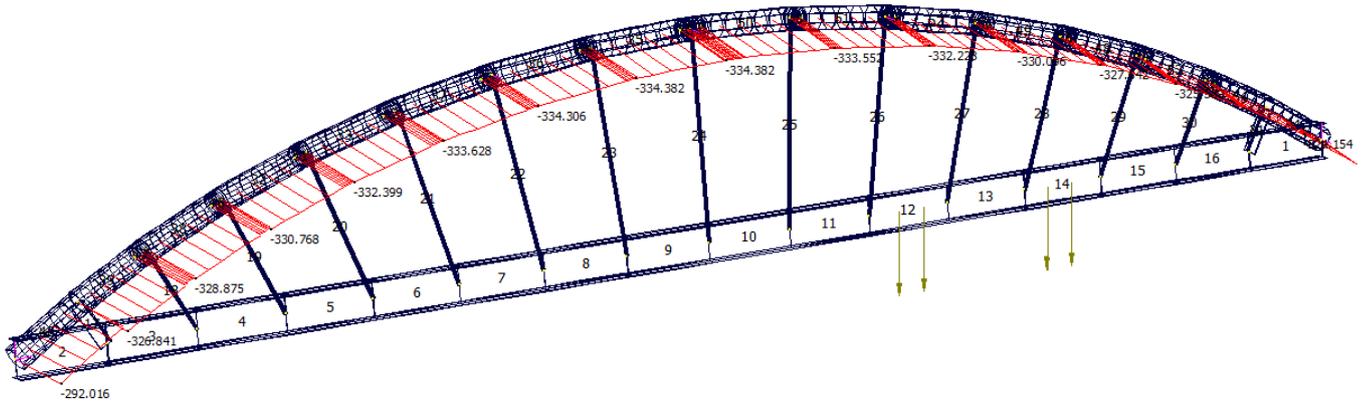


Figura 8-1 Sezioni di verifica

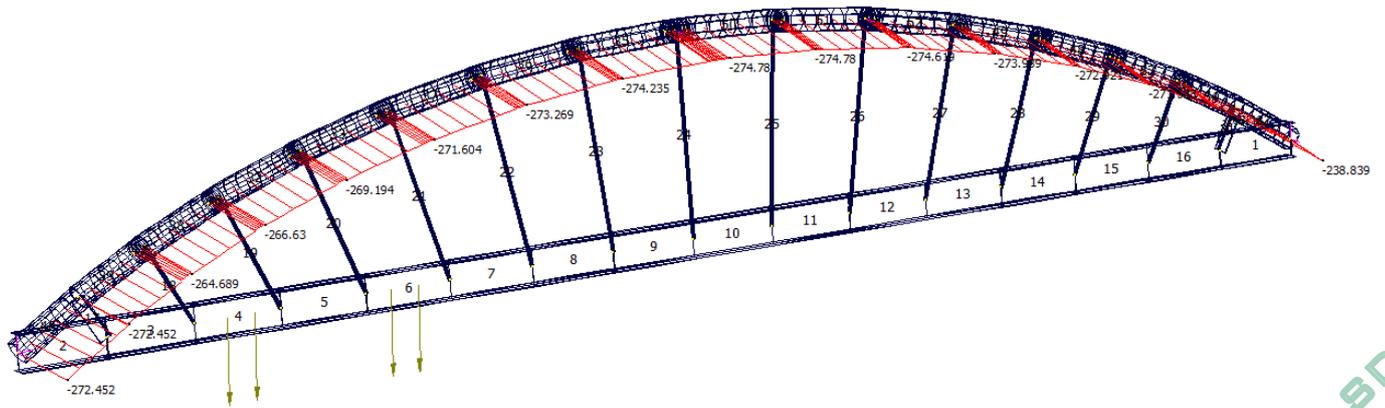
8.1.2.1 Arco

Sforzo Normale

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-334.382	-292.016
	[Bm:35]	[Bm:40]

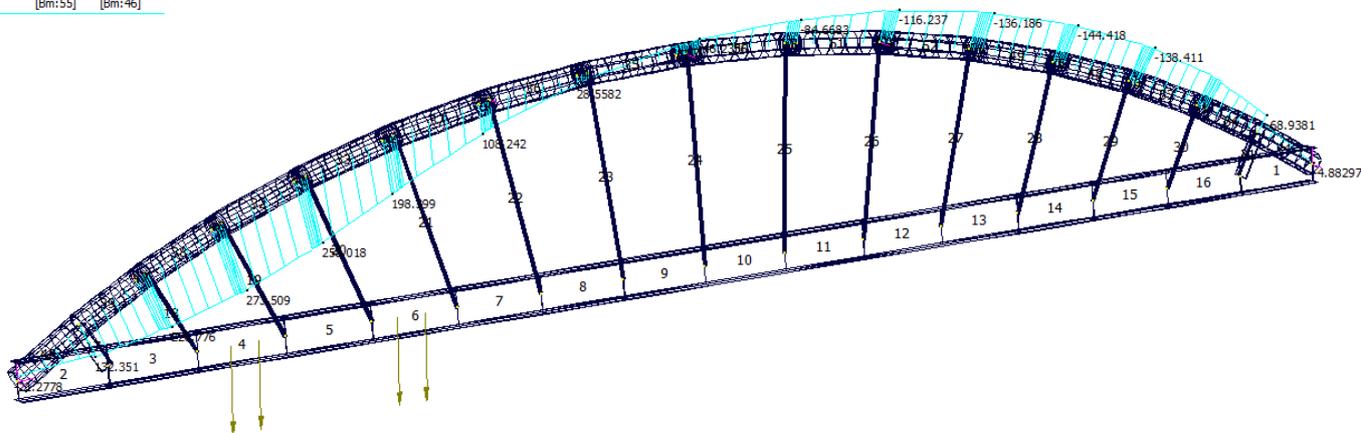


	MIN	MAX
AxForce(kN)	-274.78	-238.839
	[Bm:50]	[Bm:34]



Momento Flettente

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-144.418	273.509
	[Bm:55]	[Bm:46]

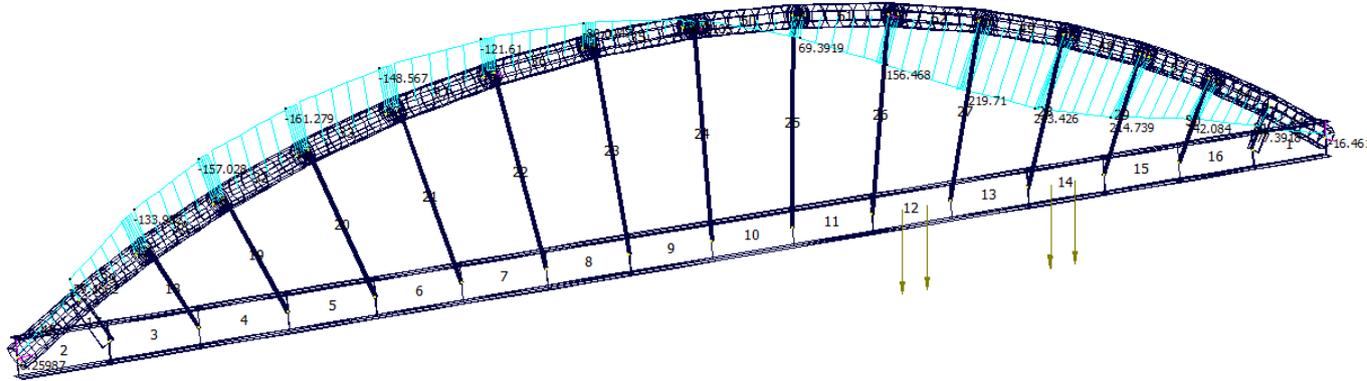


APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-161.279	243.426
	[Bm:41]	[Bm:55]



APPROVATO SDP

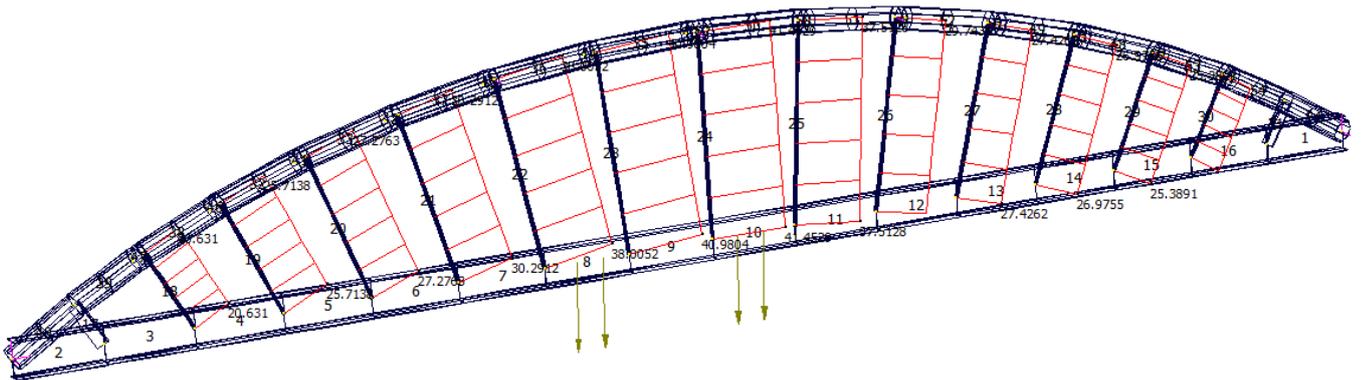
Società di Progetto
Brebemi SpA



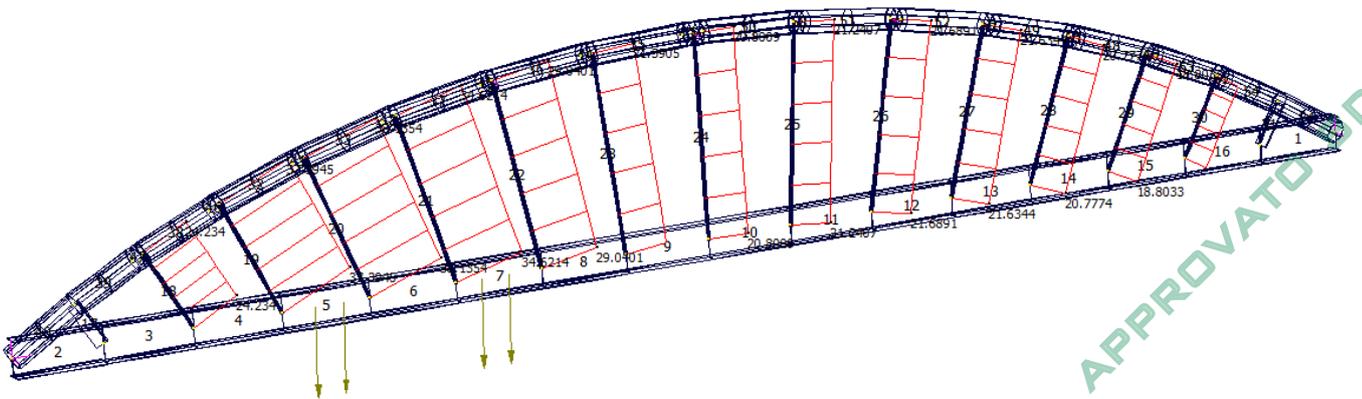
8.1.2.2 Pendino

Sforzo Normale

	MIN	MAX
AxForce(kN)	19.8732	41.4529
	[Bm:30]	[Bm:24]

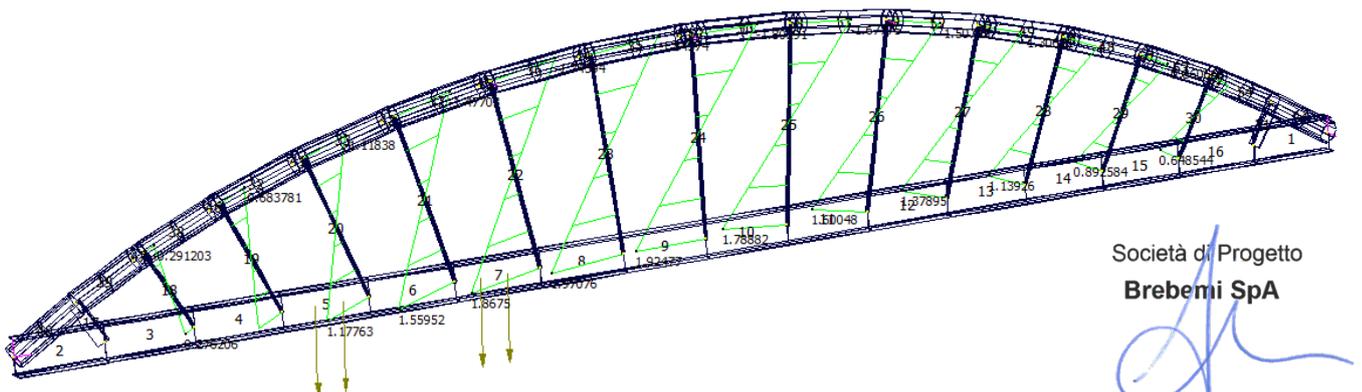


	MIN	MAX
AxForce(kN)	14.2125	38.1354
	[Bm:30]	[Bm:20]



Momento Flettente

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1.84374	1.97076
	[Bm:23]	[Bm:23]

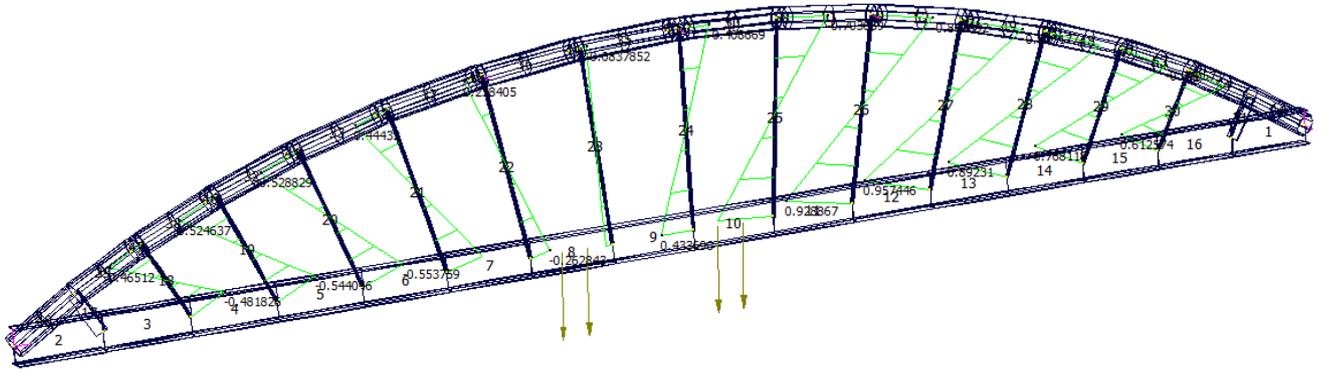


APPROVATO

Società di Progetto
Brebemi SpA



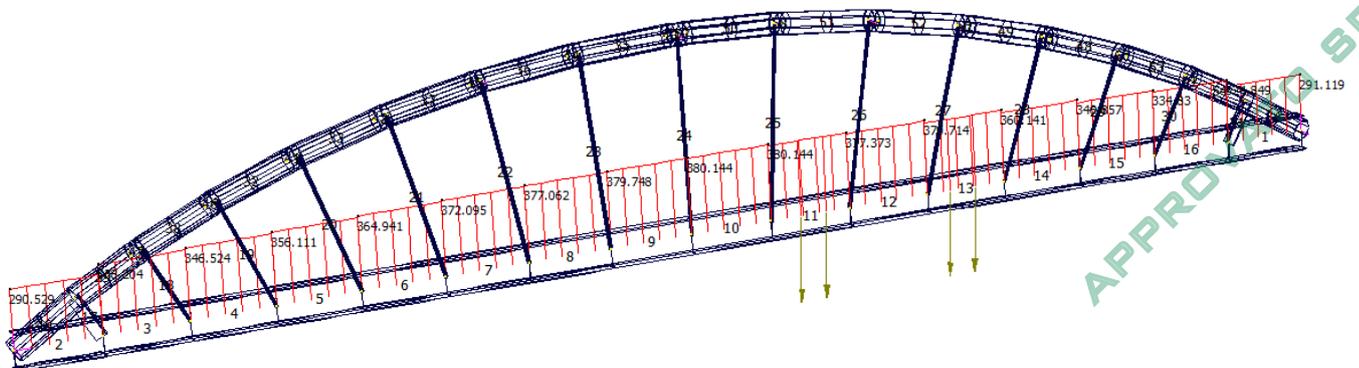
	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-0.907177	0.957446
	[Bm:27]	[Bm:27]



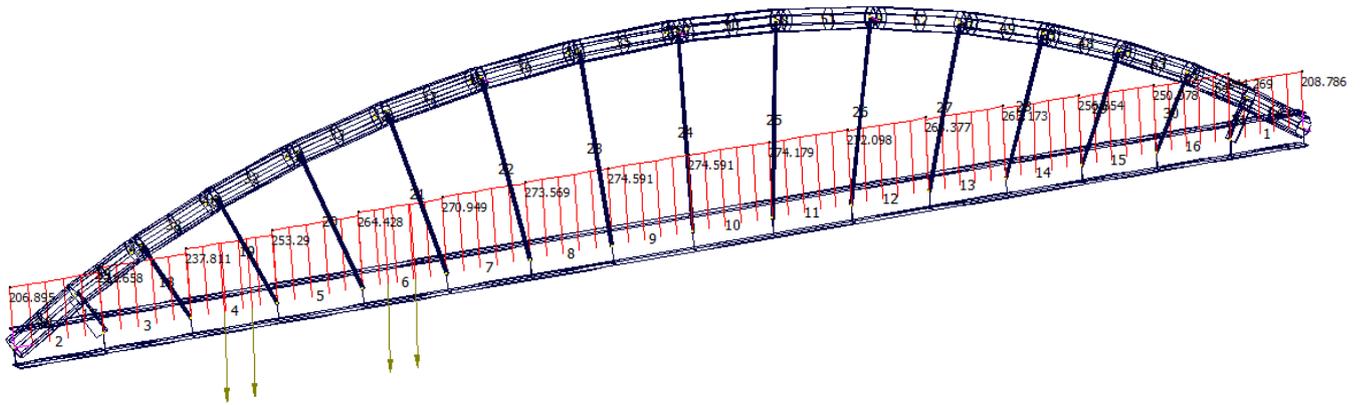
8.1.2.3 Catena

Sforzo Normale

	MIN	MAX
AxForce(kN)	290.529	380.144
	[Bm:2]	[Bm:10]

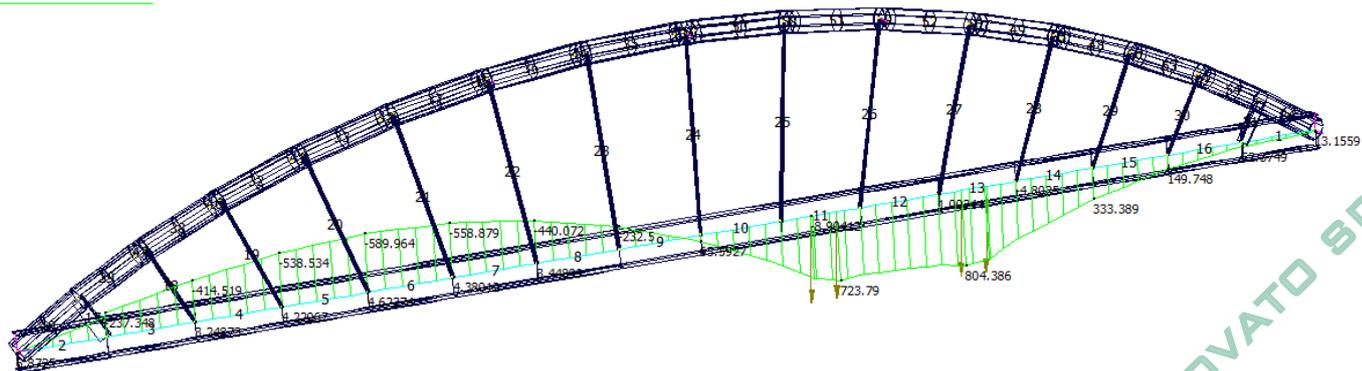


	MIN	MAX
AxForce(kN)	206.895	274.591
	[Bm:2]	[Bm:9]

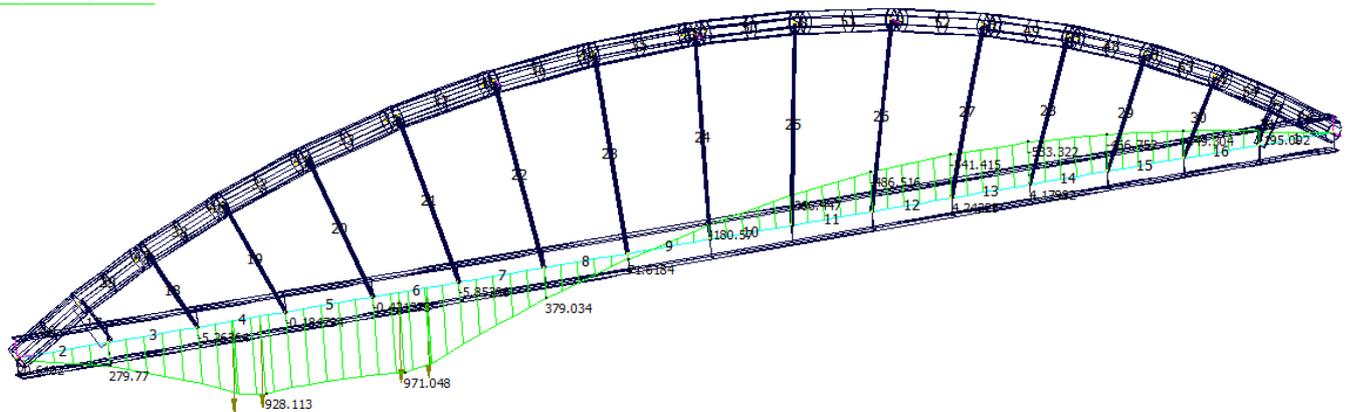


Momento Flettente

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-9.80346	4.62374
	[Bm:13]	[Bm:6]
BM2(kN.m)	-589.964	804.386
	[Bm:6]	[Bm:13]



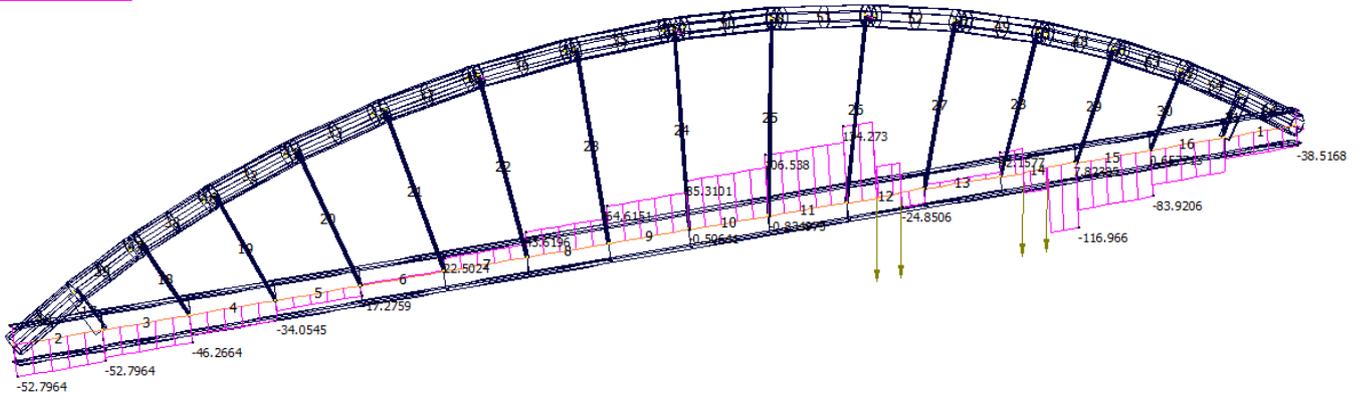
	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-10.9842	4.24325
	[Bm:6]	[Bm:12]
BM2(kN.m)	-541.415	971.048
	[Bm:12]	[Bm:6]



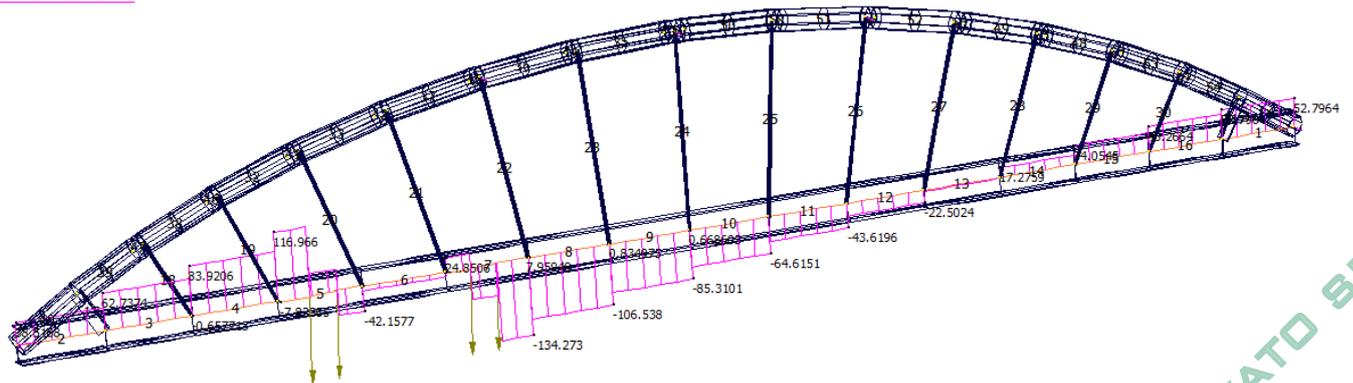
Taglio

APPROVATO SDP

	MIN	MAX
SF1(kN)	-8.9007	8.76506
	[Bm:14]	[Bm:12]
SF2(kN)	-116.966	134.273
	[Bm:14]	[Bm:12]



	MIN	MAX
SF1(kN)	-3.76506	8.9007
	[Bm:7]	[Bm:5]
SF2(kN)	-134.273	116.966
	[Bm:7]	[Bm:5]



APPROVATO SDP

8.2 Analisi di Buckling

Si riporta l'analisi di buckling della struttura in oggetto facendo riferimento alle condizioni di carico prese in considerazione per le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-10301.85	-8817.64
	[Bm:203]	[Bm:208]

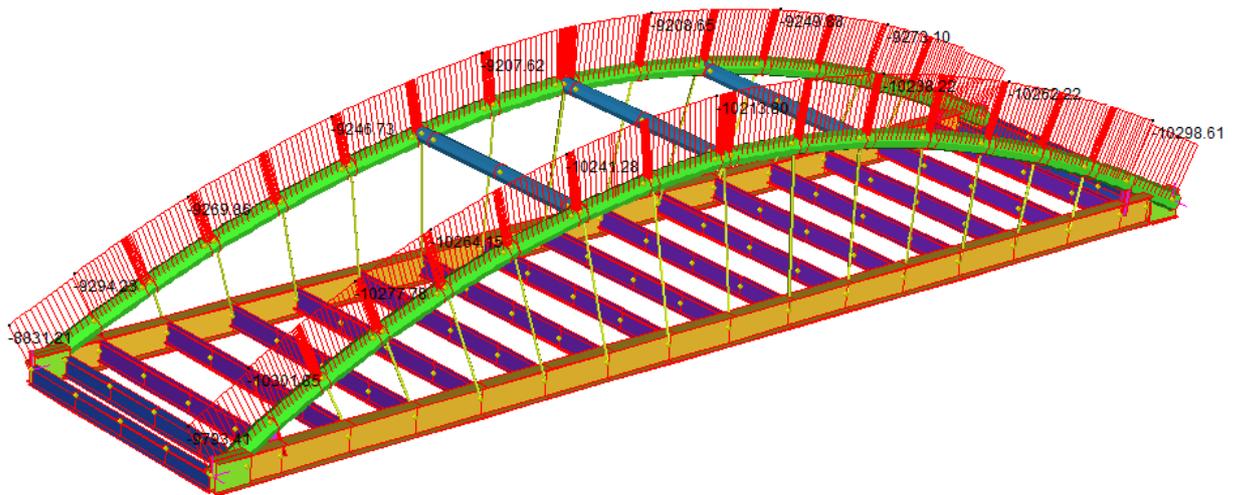


Figura 8-2 Sforzo normale in combinazione SLU

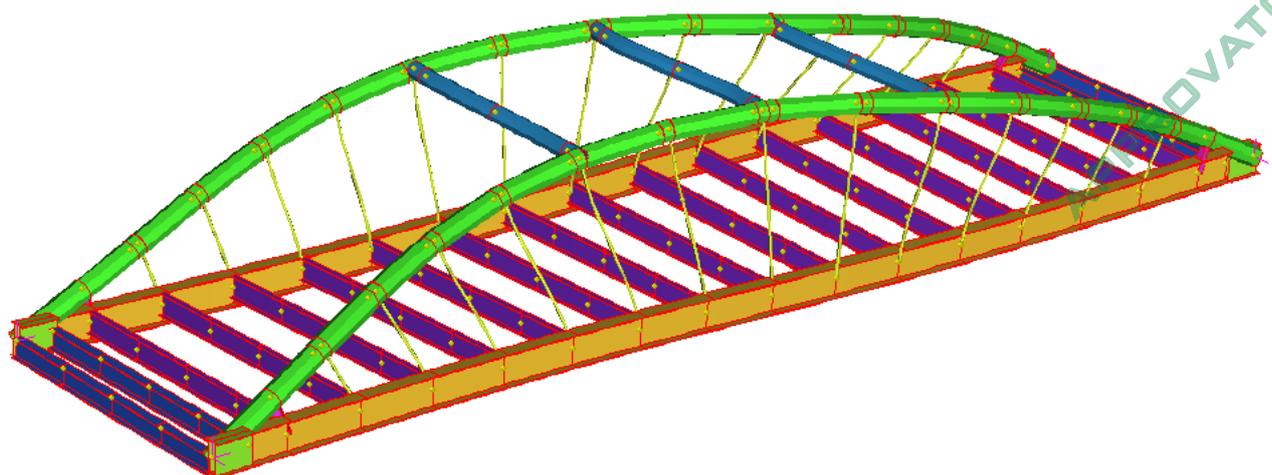


Figura 8-3 Instabilità dell'arco

Dall'analisi di buckling si ottiene un moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura pari a:

$$\alpha_{cr} = N_{cr} / N_{ED} = 9.08$$

dove:

N_{ED} è il valore dei carichi di progetto

Società di Progetto
Brebemi SpA



N_{cr} è il valore del carico instabilizzante calcolato considerando la rigidezza iniziale elastica della struttura. Essendo il moltiplicatore dei carichi < 10 , l'analisi strutturale deve tener conto delle deformazioni. Gli effetti del secondo ordine e le imperfezioni vengono considerate eseguendo un'analisi non lineare globale della struttura verificando così la stabilità globale e determinando le sollecitazioni negli elementi che vengono poi verificati individualmente.

8.3 Analisi non Lineare

Si effettua un'analisi non lineare della struttura considerando un'imperfezione iniziale della geometria dell'arco secondo quanto riportato nella normativa UNI EN 1993-2.

	shape of imperfection (sinus or parabola)	e_0 according to classification of cross section to buckling curve				
		a	b	c	d	
		$l \leq 20 \text{ m}$	$\frac{l}{300}$	$\frac{l}{250}$	$\frac{l}{200}$	$\frac{l}{150}$
		$l > 20 \text{ m}$ $l_1 = \sqrt{20 l} [\text{m}]$	$\frac{l_1}{300}$	$\frac{l_1}{250}$	$\frac{l_1}{200}$	$\frac{l_1}{150}$

Figura 8-4 Forma e ampiezza delle imperfezioni

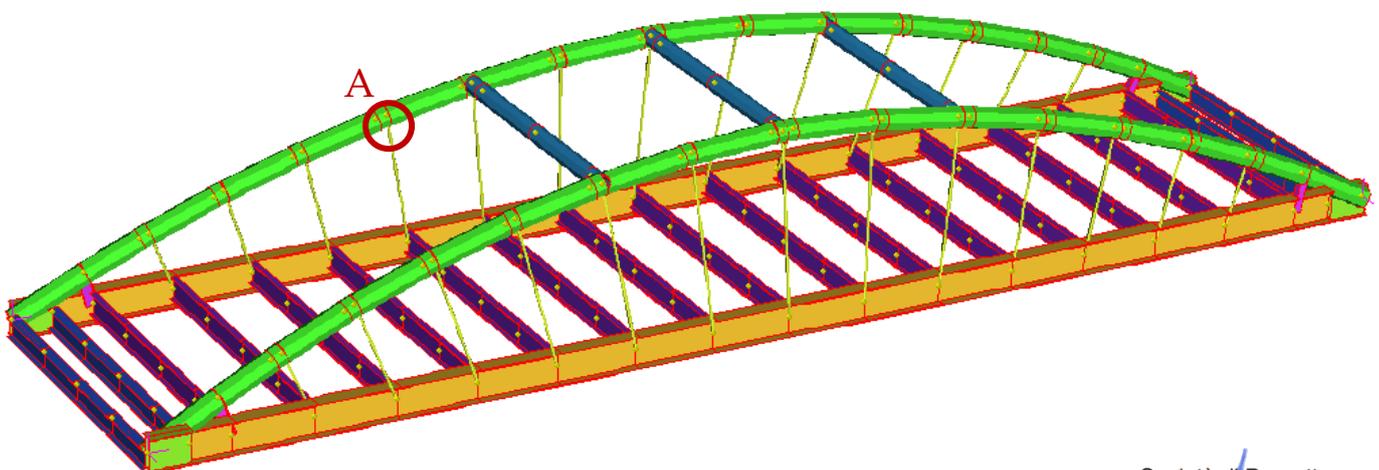
Viene scalata la prima deformata di instabilità globale fino ad ottenere una deformata il cui spostamento del punto A in direzione z risulti pari ad $e_0 = l_1/300 = 0.116 \text{ m}$

dove :

$l=60\text{m}$

$l_1=34.7\text{m}$

APPROVATO SDP



8.3.1 Stabilità globale

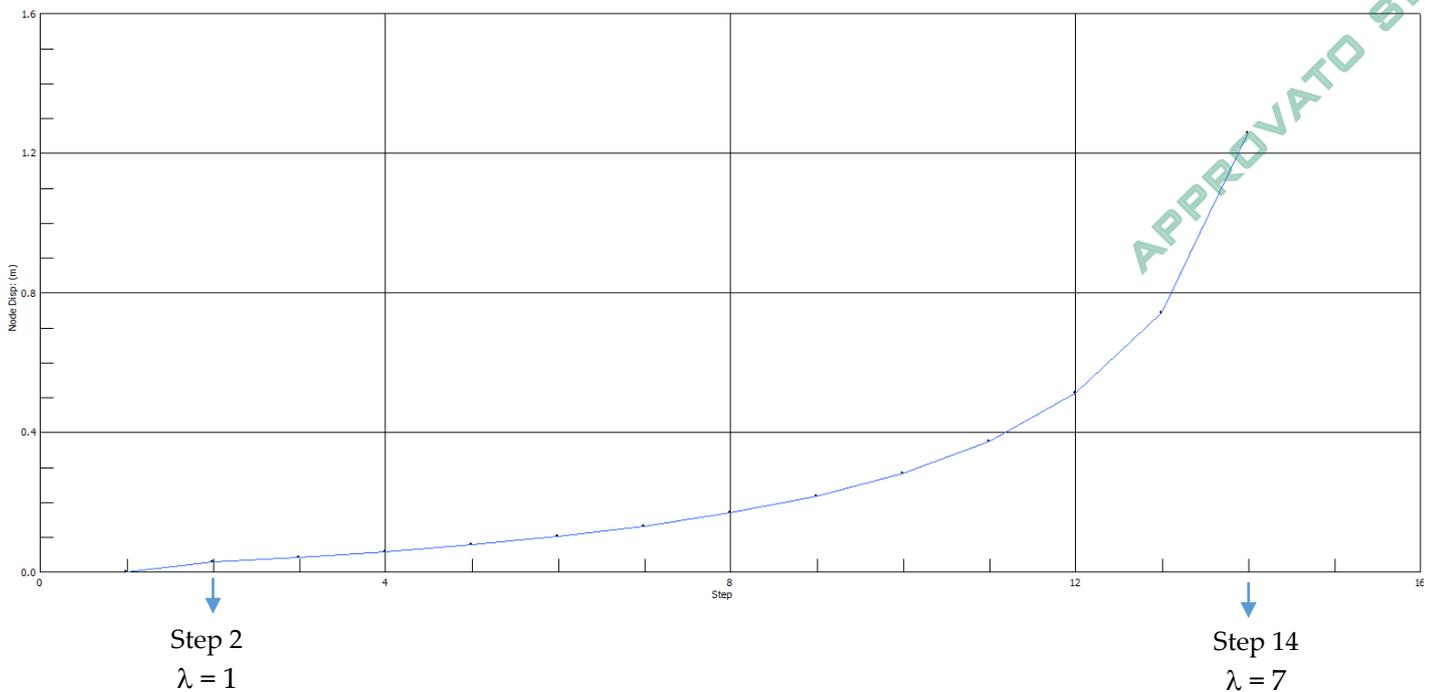
L'analisi statica non lineare è di tipo incrementale e si prevedono di applicare 14 step di carico:

- Step1 Valore nominale dei carichi agenti
- Step2 Carichi fattorizzati SLU
- Step14 Carico da traffico pari a 7 volte il valore SLU

Superato l'ultimo step la struttura non trova più l'equilibrio e l'analisi viene arrestata.

Nella tabella seguente si evidenzia la successione di applicazione dei carichi sulla struttura mediante l'analisi statica non lineare.

step	Incrementi di carico													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
λ	unitario	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7
Propri G1+G2	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0
Traffico q1	1	1.35	2.025	2.7	3.375	4.05	4.725	5.4	6.075	6.75	7.425	8.1	8.775	9.45
Vento q5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

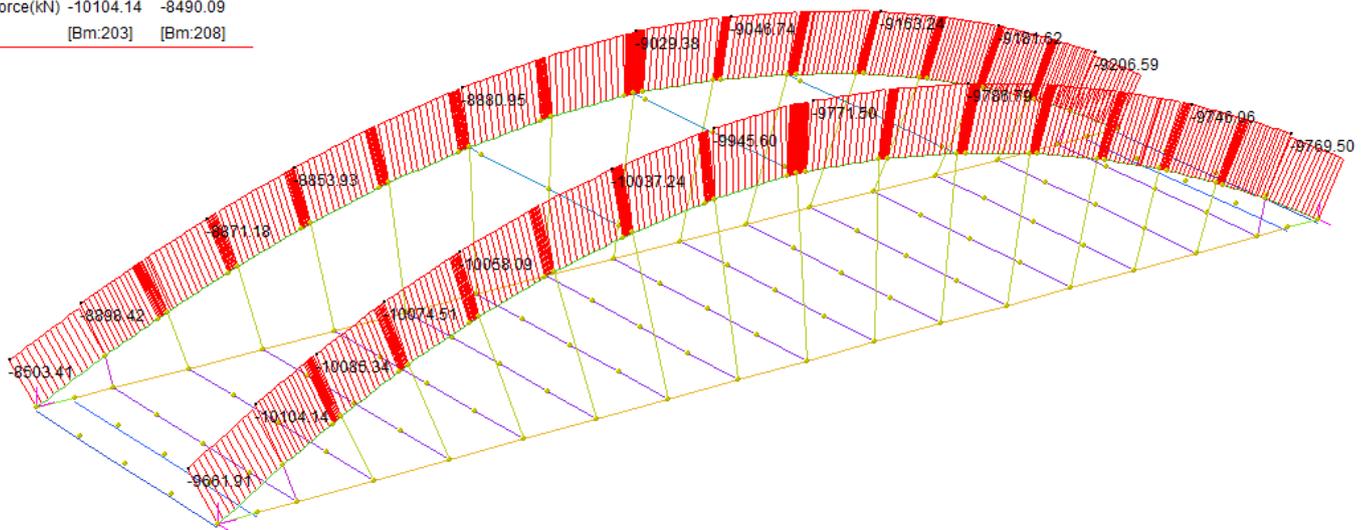


8.3.2 Sollecitazioni

8.3.2.1 Arco

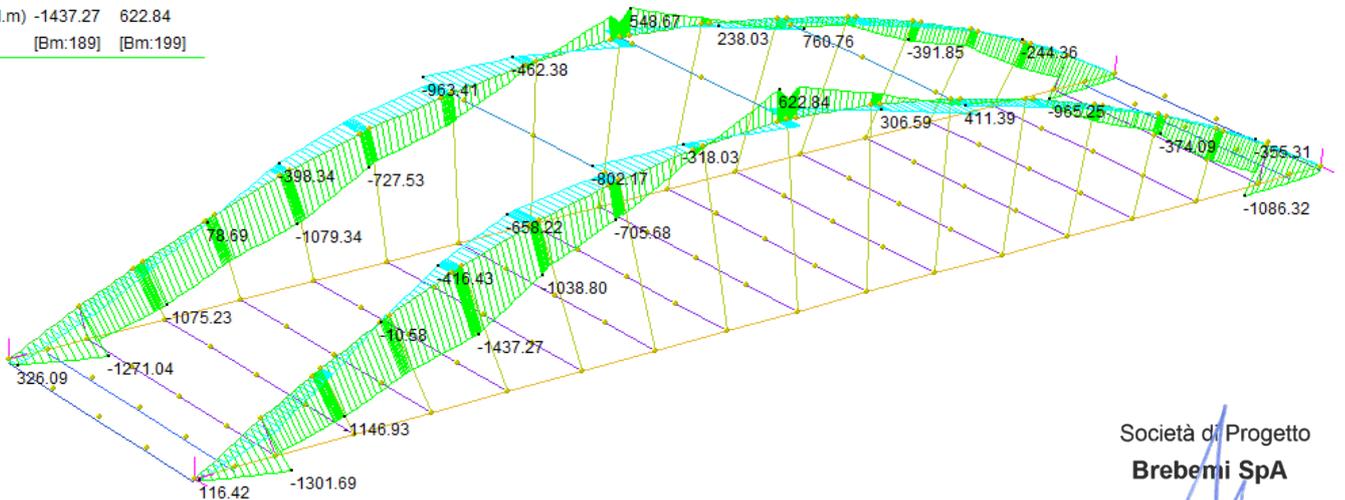
Sforzo Normale

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-10104.14	-8490.09
	[Bm:203]	[Bm:208]



Momento Flettente

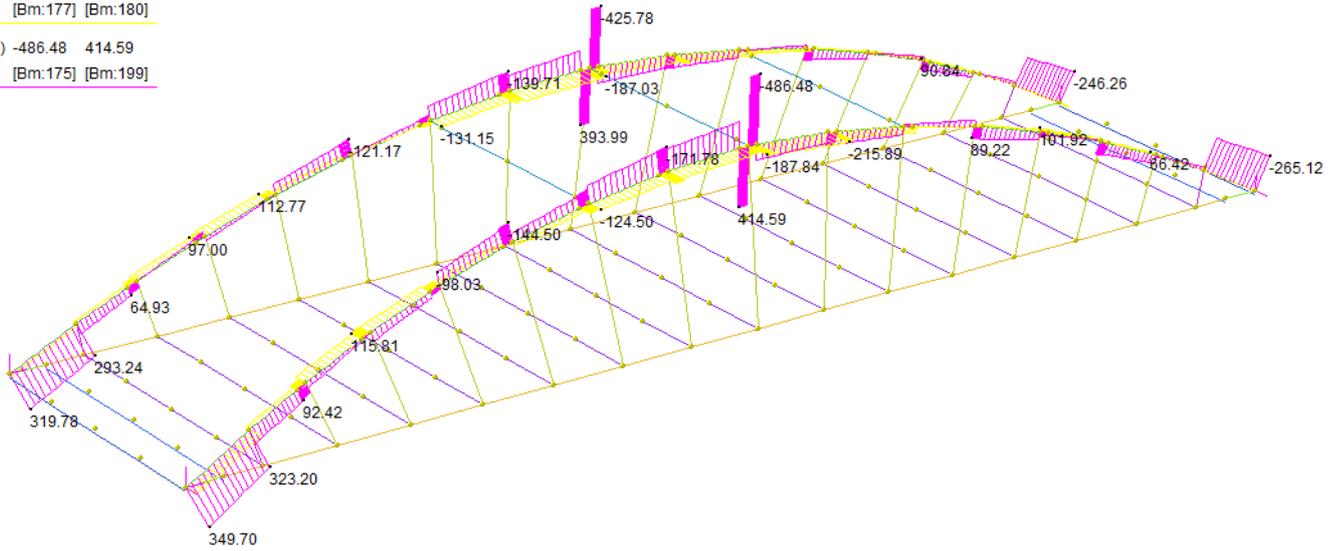
	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-963.41	911.55
	[Bm:197]	[Bm:174]
BM2(kN.m)	-1437.27	622.84
	[Bm:189]	[Bm:199]



APPROVATO SDP

Taglio

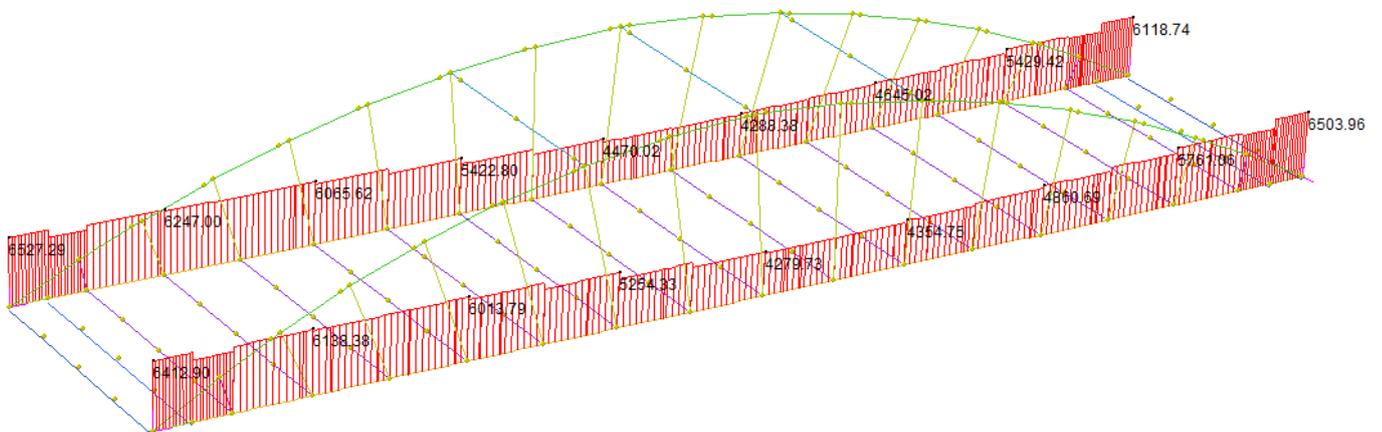
	MIN	MAX
SF1(kN)	-215.89	115.81
	[Bm:177]	[Bm:180]
SF2(kN)	-486.48	414.59
	[Bm:175]	[Bm:199]



8.3.2.2 Catena

Sforzo Normale

	MIN	MAX
AxForce(kN)	4095.82	6527.29
	[Bm:15]	[Bm:63]

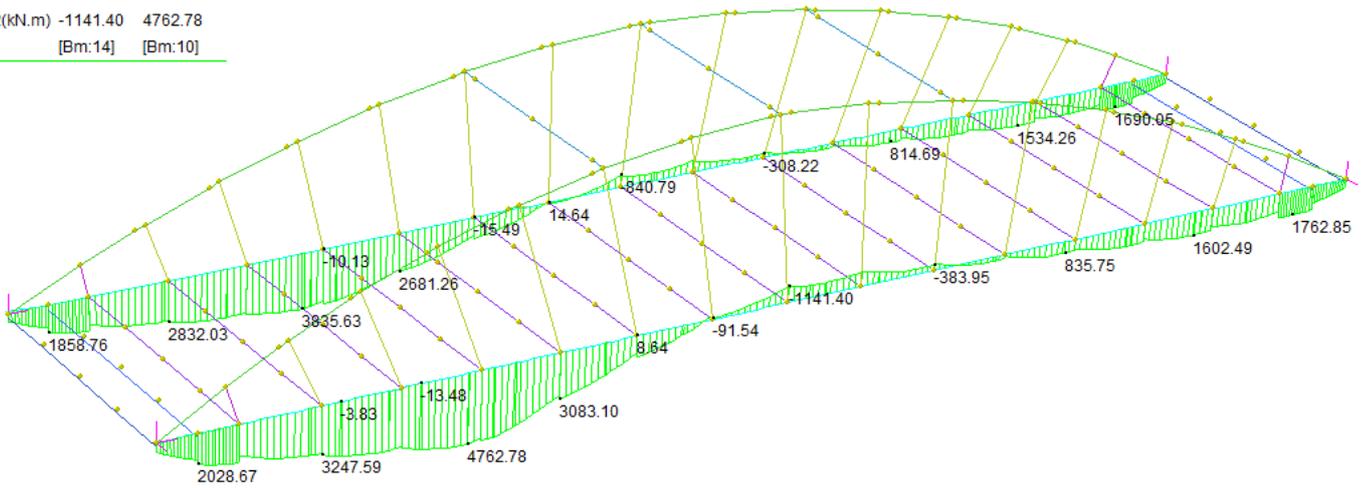


APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

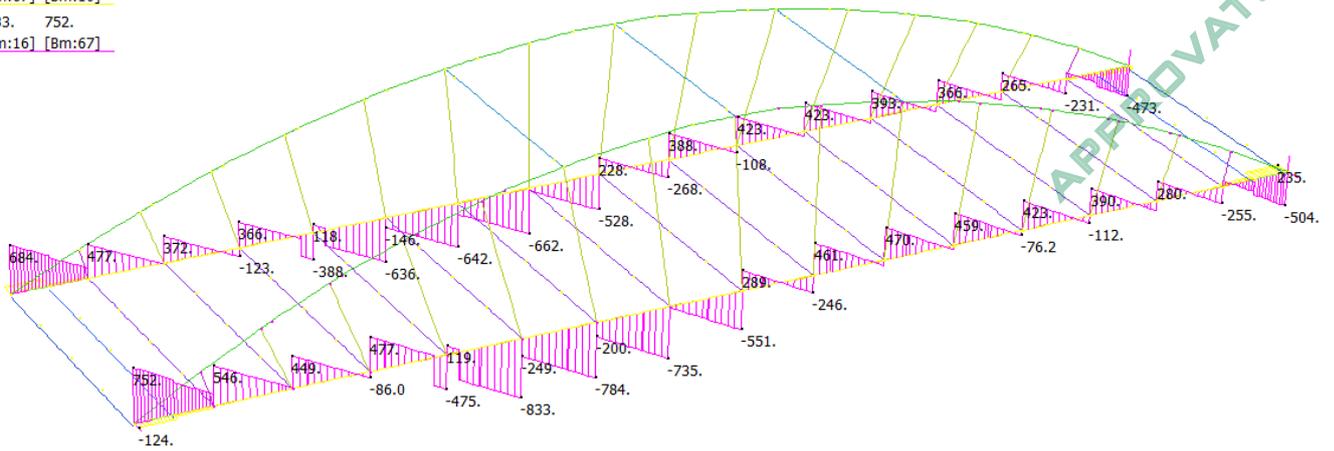
Momento Flettente

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-358.31	309.99
	[Bm:63]	[Bm:5]
BM2(kN.m)	-1141.40	4762.78
	[Bm:14]	[Bm:10]



Taglio

	MIN	MAX
SF1(kN)	-124.	235.
	[Bm:67]	[Bm:10]
SF2(kN)	-833.	752.
	[Bm:16]	[Bm:67]

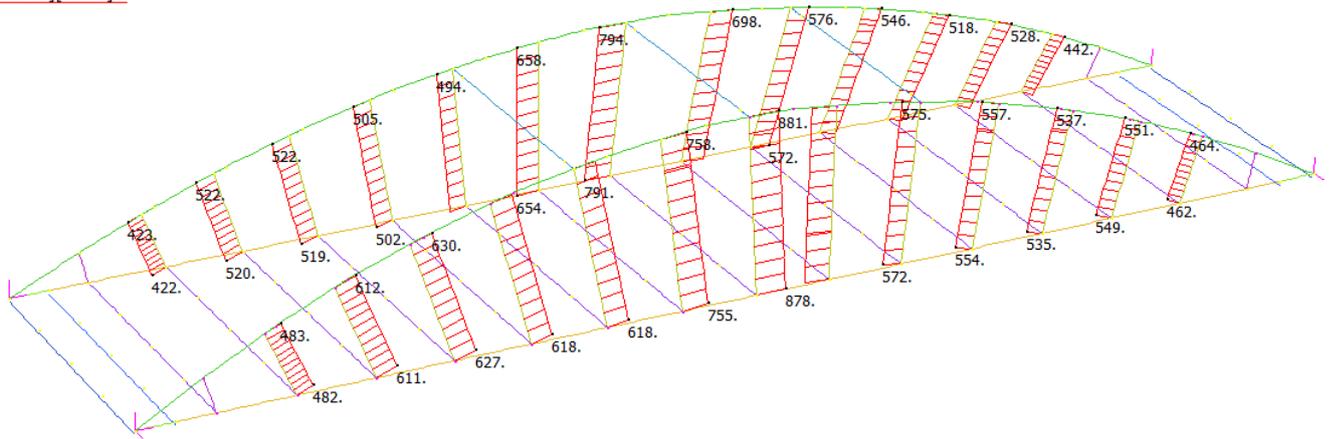


APPROVATO SDR

8.3.2.3 Pendini

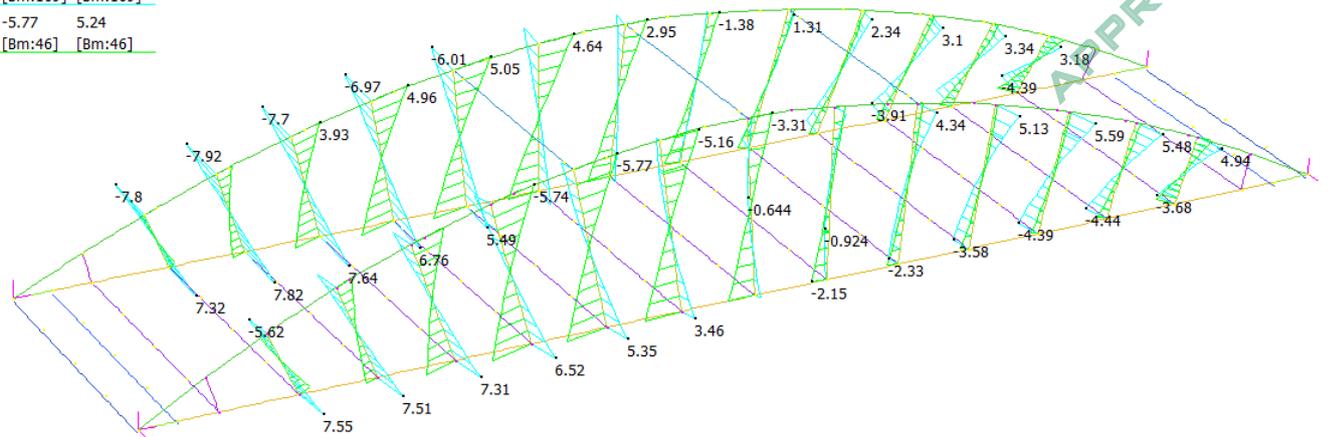
Sforzo Normale

	MIN	MAX
Force(kN)	422.	881.
	[Bm:168]	[Bm:48]



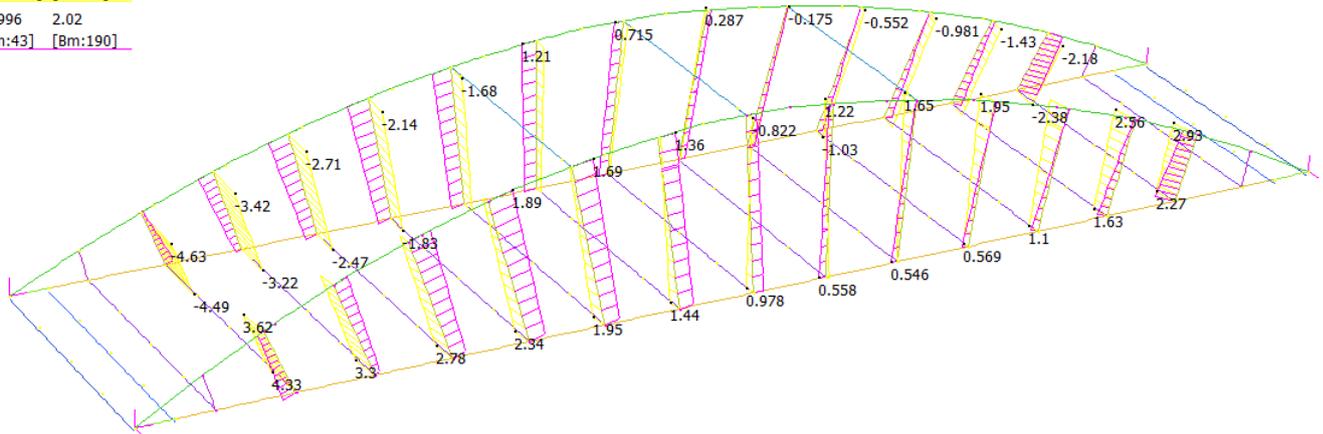
Momento Flettente

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-7.92	7.82
	[Bm:169]	[Bm:169]
BM2(kN.m)	-5.77	5.24
	[Bm:46]	[Bm:46]



Taglio

	MIN	MAX
SF1(kN)	-4.63	4.33
	[Bm:168]	[Bm:43]
SF2(kN)	-0.996	2.02
	[Bm:43]	[Bm:190]



8.3.2.4 Controllo distacco dei vortici

Nelle verifiche relative ai pendini vengono presi in considerazione anche fenomeni di instabilità aeroelastica dovuta al distacco dei vortici in accordo con la EN 1991-1-4.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PENDINO		
Diametro D	139.7	mm
Spessore s_p	10	mm
Area A	4074.65	mm ²
Momento inerzia J	8618940.10	mm ⁴
Modulo di resistenza W	123392.13	mm ³
Lunghezza L	8400	mm
Modulo elastico E	210000	N/mm ²
Peso specifico	78.5	kN/m ³
Densità lineare ρ	0.320	kN/m

FENOMENI AEROLASTICI		
Velocità media vento $v_{m,l}$	27.5	m/s
Sezione trasversale b	139.7	mm
Numero di Strouhal S_t	0.19	
Modo di vibrare n	1	
Periodo proprio T_n	0.189	s
Frequenza propria $n_{i,L}$	5.296	1/s

APPROVATO SDR

Società di Progetto
Brebemi SpA



Velocità critica $V_{cr,i}$	3.894	m/s
-----------------------------	-------	-----

Per il calcolo del valore di picco dello spostamento trasversale dovuto al distacco dei vortici si è utilizzato il metodo armonico. L'effetto delle vibrazioni indotte dal distacco dei vortici viene calcolato come una forza di inerzia per unità di lunghezza dell'elemento in esame:

AZIONE STATICA EQUIVALENTE - METODO ARMONICO		
Rapporto di smorzamento ξ_i	0.003	
Densità aria	1.25	kg/m ³
Numero di Scruton S_{c_i}	49.430	
Fattore di forma modale K	0.1	
Fattore di lunghezza effettiva K_w	0.6	
coefficiente di forza laterale C_{lat}	0.7	
Picco spostamento trasversale $y_{pL,i}/b$	0.024	
Forma modale normalizzata $\phi_{i,L}$	1	
Coefficiente riduttivo $C_{TR,i}$	1	
Azione statica equivalente $F_{L,i}$	116.441	N/m

Si ottiene un incremento di momento di circa $M_{22}=1.1$ kNm

APPROVATO SDP

8.4 Validità dei risultati

8.4.1 Instabilità fuori dal piano

La normativa UNI EN 1993-2 fornisce alcune indicazioni in merito all'instabilità fuori dal piano di archi con controventi e portali di estremità. Il metodo proposto consiste nello schematizzare i due archi accoppiati con un telaio equivalente, e nel valutare l'instabilità fuori dal piano attraverso una verifica dei portali di estremità così ottenuti.

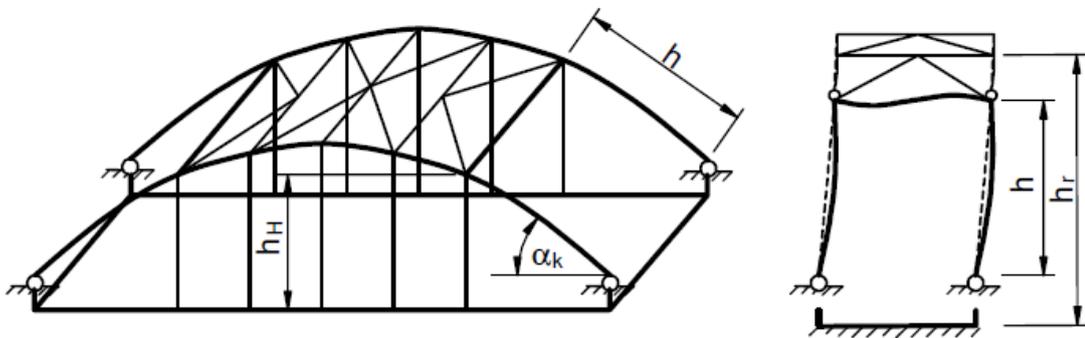


Figura 8-5 Instabilità di portali per archi

Si riportano di seguito due casi limite all'interno dei quali si colloca la nostra struttura:

- Portali incernierati alla base
- Portali incastrati alla base

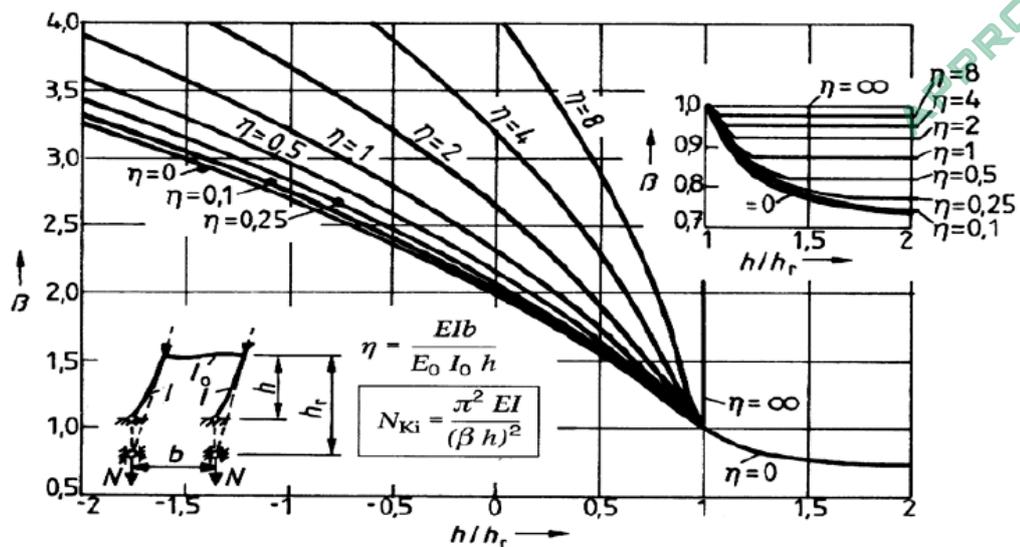


Figura 8-6 Portali incernierati alla base

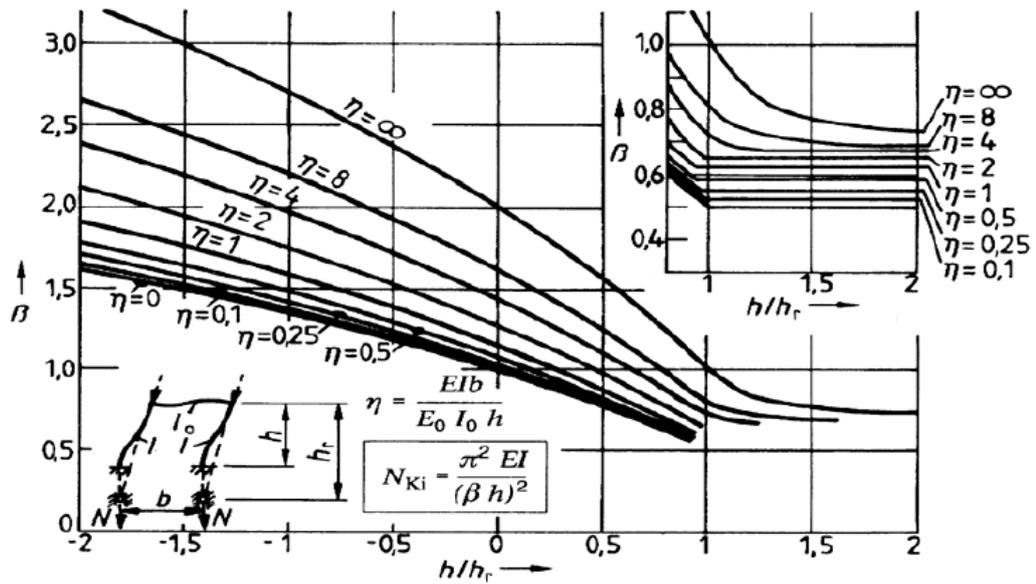


Figura 8-7 Portali incastrati alla base

Si riportano nella seguente tabella i parametri geometrici e le caratteristiche meccaniche costituenti il portale dell'arco ed i carichi critici relativi ai due casi limite di vincolo.

Parametri portale	h	16.2 m
	hr	17 m
	h/hr	0.95
	α_k	28 °
	Jtraverso	4.86E-03 m ⁴
	Jarco	9.56E-03 m ⁴
	E	210000 MPa
	η	1.72
Carico critico	Portale incernierato alla base	
	β	1
	N_{cr}	75499.99 kN
	Portale incastrato alla base	
β	0.85	
N_{cr}	104498.3 kN	

APPROVATO SDP

Dall'analisi di Buckling con l'ausilio del software agli elementi finiti si ottengono i seguenti risultati:

$$\alpha_{cr} = N_{cr} / N_{ED} = 9.08$$

$$N_{ED} = 10200 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = 10200 \times 9.08 = 92616 \text{ kN}$$

La soluzione si pone all'interno dei due casi limite sopra riportati.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 81 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Si riporta di seguito la deformata del primo modo instabile ottenuto dall'analisi con il solutore FEM:

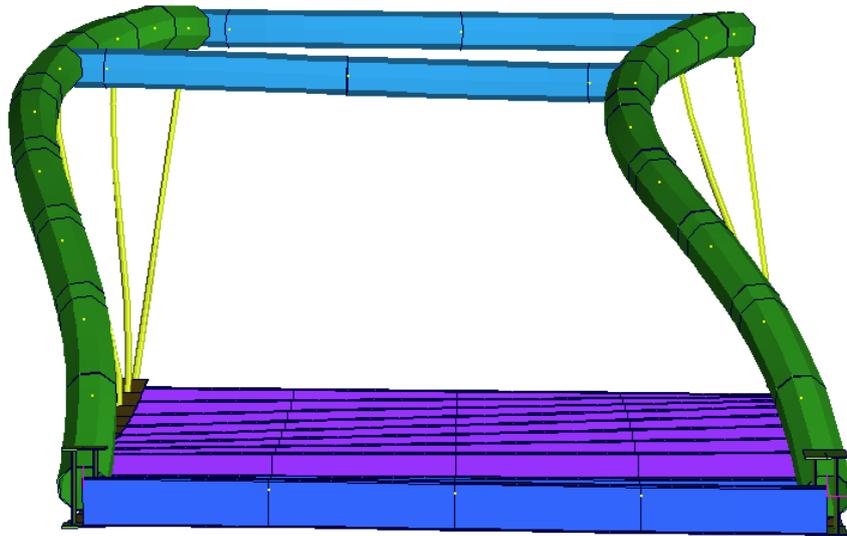


Figura 8-8 Deformata portale - analisi di buckling

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



9 VERIFICHE

Si riportano i dati salienti dell'analisi delle sezioni, per gli elementi di ciascun componente strutturale dell'opera. Si nota come le tensioni sollecitanti allo stato limite ultimo rimangano sempre al di sotto del valore della tensione di snervamento di progetto. Nelle tabelle seguenti riportiamo le sollecitazioni presenti nelle sezioni più sollecitate per ciascuno degli elementi strutturali.

I simboli indicano:

N: Sforzo assiale (kN);

M₁₋₁: Momento flettente nel piano verticale (kNm);

M₂₋₂: Momento flettente nel piano orizzontale (kNm)

	SLU			SLF		
	N [kN]	N [kN]	M 1-1 [kNm]	M 2-2 [kNm]	M 1-1 [kNm]	M 2-2 [kNm]
ARCO	-10110	-10110	1440	550	1440	550
CATENA	6200	6200	4770	-	4770	-
PENDINI	900	900	-	-	-	-

Le massime sollecitazioni si hanno nelle sezioni riportate nella seguente figura:

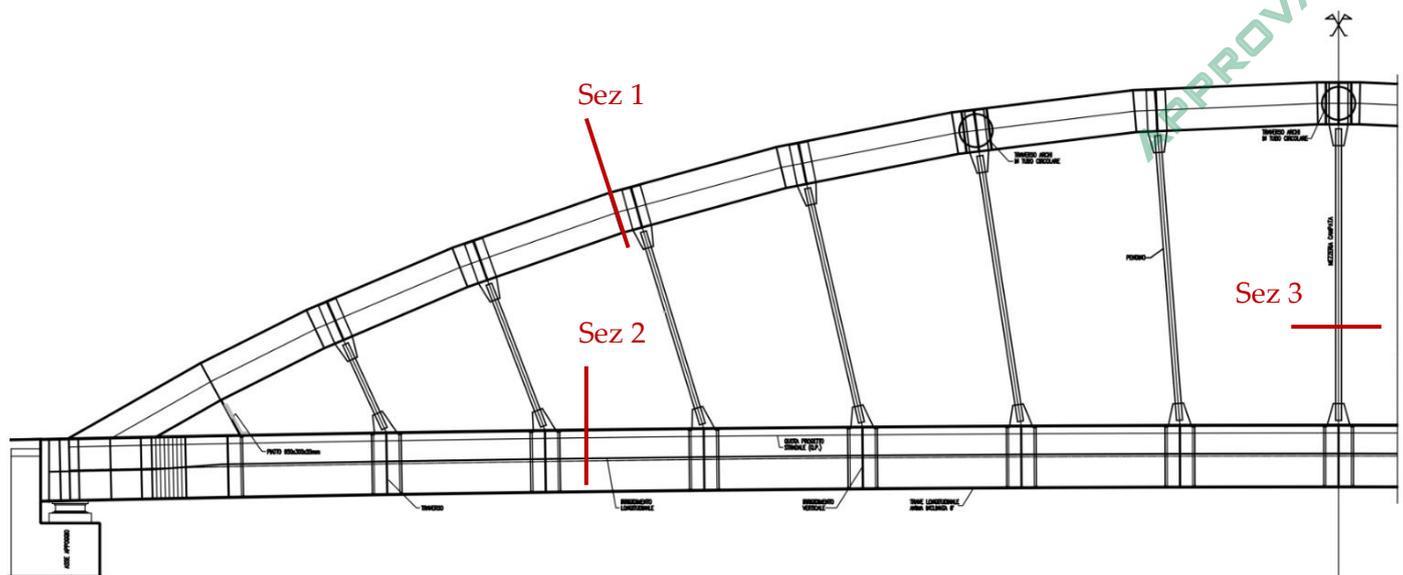
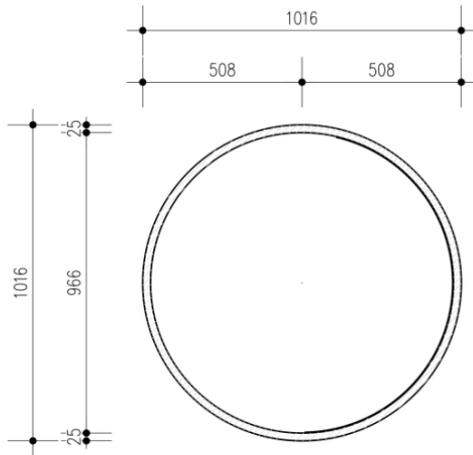


Figura 9-1 Sezioni di verifica

9.1 Arco



Dati sezione:

$$A = 0.07783 \text{ m}^2$$

$$J_{11} = 0.00956 \text{ m}^4$$

$$W_{11} = 0.0188 \text{ m}^3$$

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

9.1.1 Classificazione delle sezioni

$$\varepsilon = 0.814$$

$$d/t = 40.64 < 70 \varepsilon^2$$

La sezione risulta in classe 2

9.1.2 Stabilità delle membrature

Vengono di seguito riportate le tensioni agenti nell'arco per i contributi di sforzo normale e momenti flettenti per la sezione più sollecitata.

Sollecitazioni	N	10110 kN
	M ₁₁	1440 kNm
	M ₂₂	550 kNm
	T	490 kN

Parametri instabilità	N _{cr}	92000000 N
	α □	0.21
	λ □	0.548
	ϕ □	0.687
	χ □	0.91

Verifica	σ_N	130 MPa
	σ_{M11}	76.51 MPa
	σ_{M22}	29.22 MPa
	σ	235.7 MPa
	σ / f_{yd}	0.73
	τ	9.85 MPa
	$\tau \sqrt{3} / f_{yd}$	0.1

Le verifiche risultano soddisfatte

APPROVATO RDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



9.1.3 Verifica a fatica

Dettaglio di verifica

Dati	Tipologia ponte		una campata
	L1	m	60.0
	L2	m	0.0
	Schema di traffico		3
	Composizione del traffico		-

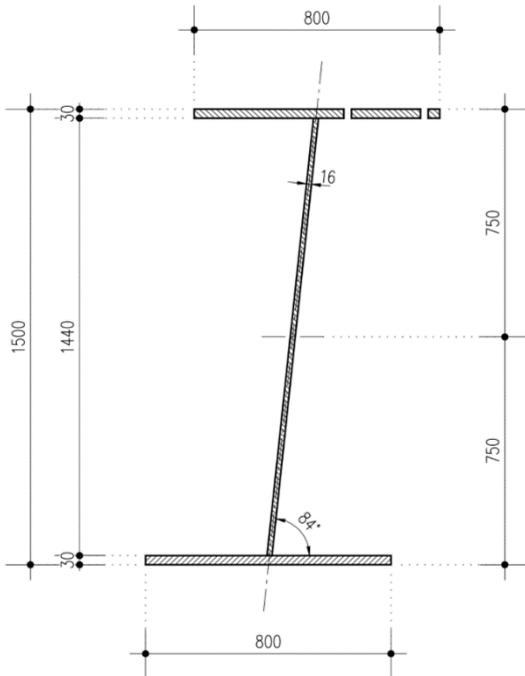
Coefficienti λ, ϕ	Vita dell'opera	anni	100
	Lunghezza critica di influenza per		Arco
	Sezione di verifica		Arco
	L	m	30
	N0	veicoli/anno	5.00E+05
	N0bs	veicoli/anno	2.00E+06
	Q0	kN	480
	λ_1		2.35
	λ_2		1.19
	λ_3		1.00
	λ_4		1.15
	λ_{max}		2.00
	λ		2.00
ϕ		1.00	

Verifica	$\Delta\sigma$ o $\Delta\tau$	N/mm ²	23.9
	$\Delta\sigma_c$ o $\Delta\tau_c$	N/mm ²	80
	γF		1
	γM		1.35
	$\gamma F \cdot \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\sigma / (\Delta\sigma_c / \gamma M) \leq 1$		0.81
	$\gamma F \cdot \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\tau / (\Delta\tau_c / \gamma M) \leq 1$		0.00
			Verifica soddisfatta

APPROVATO SDP

Le verifiche risultano soddisfatte

9.2 Trave longitudinale



Dati sezione forata:

$$A = 0.0697 \text{ m}^2$$

$$J_{11} = 0.0294 \text{ m}^4$$

$$W_{11} = 0.0392 \text{ m}^3$$

$$J_{22} = 0.0024 \text{ m}^4$$

$$W_{22} = 0.0059 \text{ m}^3$$

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

9.2.1 Classificazione delle sezioni

$$\varepsilon = 0.814$$

Piattabanda superiore compressa

$$c/t = 13.3 > 14 \varepsilon$$

La sezione risulta in classe 4

Anima

$$c/t = 90 < 124 \varepsilon$$

La sezione risulta in classe 3

Le tensioni con la sezione forata sono di seguito riportati:

Sollecitazioni	N	6200 kN
	M ₁₁	4770 kNm
	M ₂₂	0 kNm

tensioni	σ_N	80.4 MPa
	σ_{M11}	125.8 MPa
	σ_{M22}	0.00 MPa
	σ^+	206.2 MPa
	σ^-	-45.3 MPa

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 86 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

La piattabanda superiore risulta compressa. Viene valutata l'area della sezione efficace secondo il capitolo "C4.2.4.1.3.4.2 Stabilità dei pannelli soggetti a compressione" della circolare dell'NTC2008. Si valutano poi le tensioni nel profilo considerando il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio, calcolando eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità.

$$\psi = 1$$

$$K_{\sigma} = 0.43$$

$$c = 388 \text{ mm}$$

$$t = 30 \text{ mm}$$

$$b = c$$

$$\lambda_p = 388 / (28.4 \times 30 \times 0.814 \times 0.43^{0.5}) = 0.85$$

$$\rho = 0.916 \quad \text{per } \lambda_p > 0.784$$

$$b_{\text{eff}} = 0.9216 \times 388 = 355 \text{ mm}$$

Le caratteristiche della sezione resistente risultano:

$$A = 0.0692 \text{ m}^2$$

$$J_{11} = 0.0291 \text{ m}^4$$

$$W_{11} = 0.0382 \text{ m}^3$$

$$J_{22} = 0.0024 \text{ m}^4$$

$$W_{22} = 0.0052 \text{ m}^3$$

9.2.2 Resistenza delle membrature

Vengono di seguito riportate le tensioni agenti nella trave longitudinale per la sezione più sollecitata.

Sollecitazioni	N	6200 kN
	M ₁₁	4770 kNm
	M ₂₂	0 kNm
	T	840 kN

Verifiche	σ_N	81.0 MPa
	$\sigma_{M_{11}}$	127.04 MPa
	$\sigma_{M_{22}}$	0.00 MPa
	σ^+	208.0 MPa
	σ^-	-46.0 MPa
	σ^+ / f_{yd}	0.62
	σ^- / f_{yd}	0.14
	τ	36.5 MPa
$\tau \sqrt{3} / f_{yd}$	0.2	

Le verifiche risultano soddisfatte

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



9.2.3 Verifiche a fatica

		Dettaglio di verifica	Dettaglio di verifica
Dati	Tipologia ponte	una campata	una campata
	L1 m	60.0	60.0
	L2 m	0.0	0.0
	Schema di traffico	3	3
	Composizione del traffico	-	-
Coefficienti λ, ϕ	Vita dell'opera anni	100	100
	Lunghezza critica di influenza per Sezione di verifica	Momento In Mezzeria	Taglio Sezioni d'appoggio
	L m	60	24
	N0 veicoli/anno	5.00E+05	5.00E+05
	N0bs veicoli/anno	5.00E+04	5.00E+04
	Q0 kN	480	480
	λ_1	2.05	1.79
	λ_2	0.63	0.75
	λ_3	1.00	1.00
	λ_4	1.15	1.15
	λ_{max}	2.00	1.80
	λ	1.49	1.54
	ϕ	1.00	1.00
Verifica	$\Delta\sigma$ o $\Delta\tau$ N/mm ²	34.42	0.56
	$\Delta\sigma_c$ o $\Delta\tau_c$ N/mm ²	77.14	80
	γF	1	1
	γM	1.35	1.35
	$\gamma F \cdot \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\sigma / (\Delta\sigma_c / \gamma M) \leq 1$	0.90	0.00
	$\gamma F \cdot \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\tau / (\Delta\tau_c / \gamma M) \leq 1$	0.00	0.01
	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta	

APPROVATO SDP

Le verifiche risultano soddisfatte

9.3 Pendini

Dati sezione:

$$\phi = 193.7 \text{ mm}$$

$$sp=10\text{mm}$$

$$A = 4070 \text{ mm}^2$$

$$J_{11} = 8.62 \times 10^6 \text{ m}^4$$

$$W_{11} = 8.9 \times 10^7 \text{ m}^3$$

9.3.1 Classificazione della sezione

$$\varepsilon = 0.814$$

$$d/t = 19.4 < 50 \varepsilon^2$$

La sezione risulta in classe 1

9.3.2 Resistenza delle membrature

Viene di seguito riportata la tensione nel pendino più sollecitato

Sollecitazioni	N	900 kN
	M ₁₁	3.7 kNm
	M ₂₂	3.0 kNm

Verifiche	σ_N	201.0 MPa
	σ_{M11}	41.57 MPa
	σ_{M22}	33.71 MPa
	σ^+	276.3 MPa
	σ^+ / f_{yd}	0.82

APPROVATO SDP

Le verifiche risultano soddisfatte

9.3.3 Verifiche a fatica

Dettaglio di verifica

Dati	Tipologia ponte		una campata
	L1	m	60.0
	L2	m	0.0
	Schema di traffico		3
	Composizione del traffico		-

Coefficienti λ, ϕ	Vita dell'opera	anni	100
	Lunghezza critica di influenza per		Arco
	Sezione di verifica		Pendino
	L	m	16.8
	N0	veicoli/anno	5.00E+05
	N0bs	veicoli/anno	5.00E+04
	Q0	kN	480
	λ_1		2.48
	λ_2		0.75
	λ_3		1.00
	λ_4		1.15
	λ_{max}		2.27
	λ		2.14
ϕ		1.00	

Verifica	$\Delta\sigma$ o $\Delta\tau$	N/mm ²	11
	$\Delta\sigma_c$ o $\Delta\tau_c$	N/mm ²	76
	γF		1
	γM		1.35
	$\gamma F \cdot \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\sigma / (\Delta\sigma_c / \gamma M) \leq 1$		0.42
	$\gamma F \cdot \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\tau / (\Delta\tau_c / \gamma M) \leq 1$		0.00
			Verifica soddisfatta

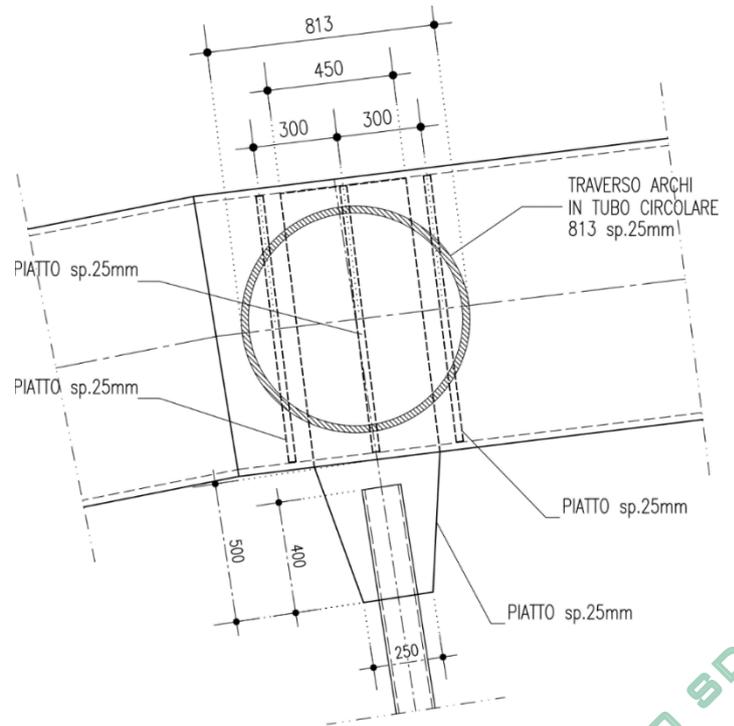
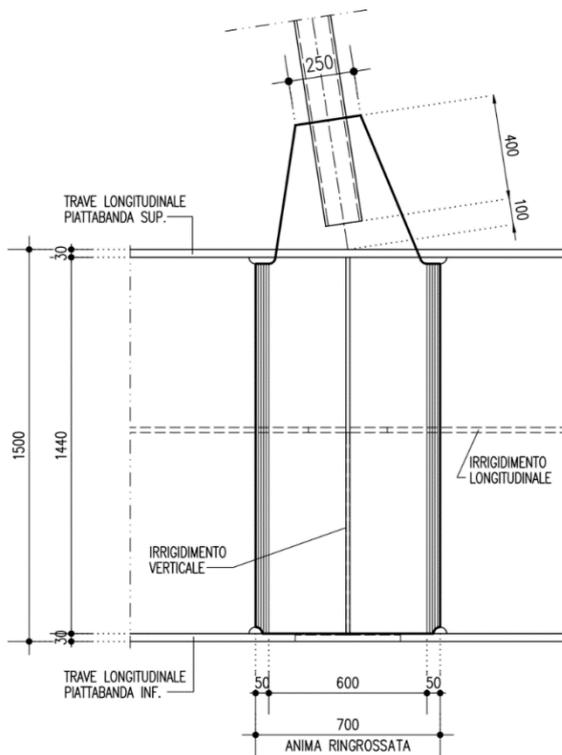
APPROVATO SDP

Le verifiche risultano soddisfatte

9.4 Dettagli costruttivi

9.4.1 Attacco catena- pendino

Si effettua la verifica di resistenza del piatto di collegamento arco-pendino e della saldatura



APPROVATO SDP

Sollecitazioni	N	1000000 N
	M11	8000 Nm
	M22	3000 Nm

Caratteristiche geometriche e meccaniche	f_{yk}	355 MPa
	f_{tk}	510 MPa
	β	0.9
	γ_{M2}	1.25
	sp spessore tubo	10 mm
	l cordolo	400 mm
	N° cordoli di saldatura	4
	a altezza di gola	7.07 mm
	A area saldatura	2828.427 mm ²
	hdir1	139.7 mm
	hdir2	25 mm

Società di Progetto
Brebemi SpA



Doc. N.
65826-CVAX1-A00.doc

CODIFICA DOCUMENTO
04RCDII1CVAX1000000200

REV.
A00

FOGLIO
91 di 138

verifiche	Nsingola saldatura	338632.8 N
	$\tau//$	119.7 MPa
	$\square\square\square\square\square\gamma M2\square\tau//\sqrt{3}/$	
	ftk	0.46

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



9.5 Traversi

Tutti i traversi vengono connessi alla soletta mediante piolatura. L'interasse dei traversi è di 3.75 m. I traversi sono costituiti da travi in parete piena colleganti le travi mediante saldatura, in questo modo non sussistono problemi di deformazione differenziale e quindi di congruenza tra traverso e soletta in quanto il giunto saldato non permette nessun tipo di movimento relativo tra le parti giuntate.

Si riporta la tabella con la nomenclatura adottata e le caratteristiche geometriche corrispondenti:

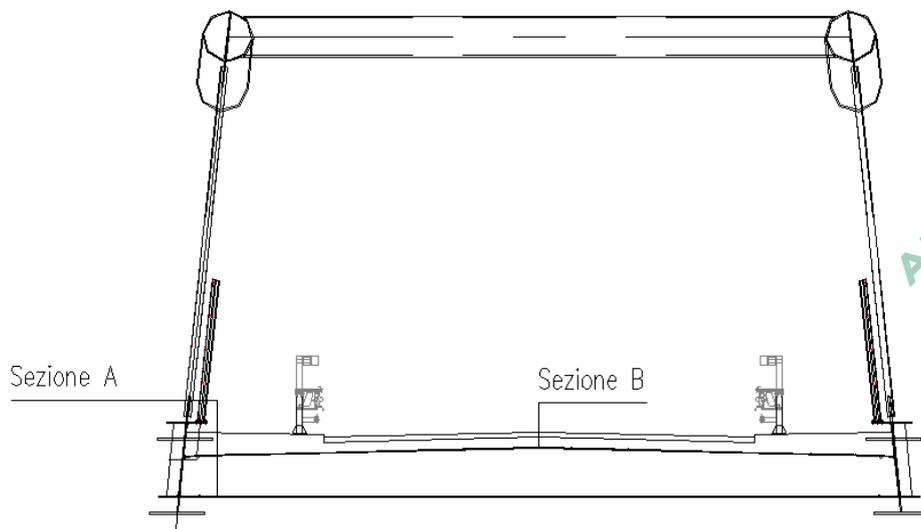
Traversi Tipici	Piattabanda sup. (mm)	Anima (mm)	Piattabanda inf. (mm)	Altezza ferro (mm)
Diaframmi a parete piena	300x20	12	400x25	750-994

Per determinare l'andamento delle sollecitazioni e degli sforzi sui traversi si fa riferimento ai risultati ottenuti dal modello monofilare del traverso precedentemente descritto.

Le condizioni di carico sul traverso sono state applicate con i criteri descritti al capitolo "Metodo di calcolo" del presente documento. Le verifiche sono state svolte sul traverso tipico più sollecitato.

Sono state prese in considerazione le seguenti sezioni di verifica:

- Sez A: (sezione a taglio massimo)
- Sez B: (sezione di mezzeria)



Le verifiche vengono condotte seguendo i criteri di verifica esposti al paragrafo 7 della presente relazione. Nelle tabelle viene esposto il riepilogo dei risultati ottenuti come output dal programma di verifica PontiEC4.

9.5.1 Sezioni di verifica significative e sollecitazioni

Si riportano nelle seguenti tabelle, rispettivamente, le verifiche significative riportate per ogni sezione considerata e le sollecitazioni agenti. Si ricorda che per le fasi, le combinazioni e i segni delle sollecitazioni si tengono valide le assunzioni esposte al paragrafo 6.3.5.

Sezione di verifica	Verifiche Significative	
Sez. A_x=0.00m	SLU-Fond	Verifica di resistenza
	SLE-caratt	Verifica elastica
Sez. B_x=6.75m	SLU-Fond	Verifica di resistenza
	SLE-caratt	Verifica elastica

APPROVATO SDP

9.5.1.1 Sezione di spalla

Nome concio
appoggio

Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...)
Sez1 0

Lamiere (appoggio)
bs (mm) 300 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 15 Flangia sup. <40mm
hmet (mm) 823
twr (mm) 12 Stiffeners long.
alfa 0 Inclined web
bi (mm) 400
ti (mm) 20 Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange
 Edita opzioni Flangia superiore
 Edita opzioni Flangia inferiore

Stiffeners verticali (appoggio)
Interasse fra gli stiffeners (mm) 10000
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)
 Edita opzioni Stiffeners verticali

Fatica (appoggio)
Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2.508
Carpenteria (Taglio) λ_1 2.593
Armatura $\lambda_{s,1}$ 0.000
Fattore per azioni da traffico (Armature) 0.000
Dati per i dettagli di carpenteria (appoggio)

Cls soletta (appoggio)
bcls (mm) 2863 tcls (mm) 200
b1 (mm) 0 bsx (mm) 1431.5
hcop (mm) 0 Valuta raccordo

Armatura soletta (appoggio)
diametro (mm) passo (mm) copriferro (mm)
layer superiore 0 0 0
layer inferiore 0 0 0
Aggiungi alla lista >>
Clear fom

Pioli (appoggio)
n (n°/m) 15 diametro (mm) 19 altezza (mm) 170
Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000

Combinazione fondamentale SLU

MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA TRAZIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]	Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	226000	0	1	0	226000	0
2a	0	144000	0	2a	0	144000	0
2b	0	0	0	2b	0	0	0
Rit.Iso	801000	0	188000	Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0	2c	0	0	0
3a	0	0	0	3a	0	0	0
DT.Iso	1440000	0	155000	DT.Iso	-1440000	0	-155000
3b	0	634000	0	3b	0	634000	0
Totale	2240000	1000000	343000	Totale	-1440000	1000000	-155000

Combinazione caratteristica SLE

MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA TRAZIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]	Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	168000	0	1	0	168000	0
2a	0	107000	0	2a	0	107000	0
2b	0	0	0	2b	0	0	0
Rit.Iso	668000	0	157000	Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0	2c	0	0	0
3a	0	0	0	3a	0	0	0
DT.Iso	1200000	0	129000	DT.Iso	-1200000	0	-129000
3b	0	469000	0	3b	0	469000	0
Totale	1870000	744000	286000	Totale	-1200000	744000	-129000

Combinazione frequente SLE

MASSIMA COMPRESSIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	168000	0
2a	0	107000	0
2b	0	0	0
Rit.Iso	668000	0	157000
2c	0	0	0
3a	0	0	0
DT.Iso	1000000	0	108000
3b	0	352000	0
Totale	1670000	627000	264000

Combinazione fatica SLF

MASSIMA COMPRESSIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	168000	0
2a	0	107000	0
2b	0	0	0
Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0
3a	0	0	0
DT.Iso	0	0	0

APPROVATO SDP

3b	0	234000	0
Totale	0	0	0

9.5.1.2 Sezione di mezzeria

Nome concio
mezzeria

Sezioni (es. Sez1,Sez2...) X (m) (es. X1,X2...)
Sez2 7.1

Lamiere (mezzeria)

bs (mm) 300 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 15 Flangia sup. <40mm

hmet (mm) 1000

twr (mm) 12 Inclined web

alfa 0

bi (mm) 400

ti (mm) 20 Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange

Edita opzioni
 Edita opzioni

Stiffeners verticali (mezzeria)

Interasse fra gli stiffeners (mm) 10000

Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)
 Edita opzioni

Fatica (mezzeria)

Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2.508 ?
Carpenteria (Taglio) λ_s 1 2.593
Armatura λ_s s,1 0.000
Fattore per azioni da traffico (Armature) 0.000

appoggio
 mezzeria
 Max soll Fatica
 Giunto

Cls soletta (mezzeria)

bcls (mm) 2863 tcls (mm) 200
b1 (mm) 0 bsx (mm) 1431.5
hcop (mm) 0 Valuta raccordo

Armatura soletta (mezzeria)

	diametro (mm)	passo (mm)	coprifero (mm)
layer superiore	0	0	0
layer inferiore	0	0	0

Pioli (mezzeria)

n (n°/m) 10 diametro (mm) 19 altezza (mm) 170

Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000

Combinazione fondamentale SLU sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA TRAZIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]	Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	0	-803000	1	0	0	-803000
2a	0	0	-447000	2a	0	0	-447000
2b	0	0	0	2b	0	0	0
Rit.Iso	802000	0	231000	Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0	2c	0	0	0
3a	0	0	0	3a	0	0	0
DT.Iso	1440000	0	195000	DT.Iso	-1440000	0	-195000
3b	0	307000	-2870000	3b	0	307000	-2870000
Totale	2240000	307000	-3690000	Totale	-1440000	307000	-4310000

Combinazione caratteristica SLE sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA TRAZIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]	Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	0	-595000	1	0	0	-595000
2a	0	0	-331000	2a	0	0	-331000
2b	0	0	0	2b	0	0	0
Rit.Iso	668000	0	193000	Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0	2c	0	0	0
3a	0	0	0	3a	0	0	0
DT.Iso	1200000	0	162000	DT.Iso	-1200000	0	-162000
3b	0	228000	-2130000	3b	0	228000	-2130000
Totale	1870000	228000	-2700000	Totale	-1200000	228000	-3210000

Combinazione frequente SLE sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	0	-595000
2a	0	0	-331000
2b	0	0	0
Rit.Iso	668000	0	193000
2c	0	0	0
3a	0	0	0
DT.Iso	1000000	0	135000
3b	0	171000	-1590000
Totale	1670000	171000	-2190000

Combinazione fatica SLF sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	0	-595000
2a	0	0	-331000
2b	0	0	0
Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0
3a	0	0	0
DT.Iso	0	0	0

APPROVATO SDP

3b	0	126000	-896000
Totale	0	0	0

9.5.1.3 Sezione di massima sollecitazione a fatica

Nome concio
Max soll Fatica

Sezioni (es. Sez1,Sez2...) X (m) (es. X1,X2...) 5.47

Lamiere (Max soll Fatica)
bs (mm) 300 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 15 Flangia sup. <40mm
hmet (mm) 983
twr (mm) 12 Inclined web
alfa 0
bi (mm) 400
ti (mm) 20 Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange
 Edita opzioni Flangia superiore
 Edita opzioni Flangia inferiore

Stiffeners verticali (Max soll Fatica)
Interasse fra gli stiffeners (mm) 10000
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)
 Edita opzioni Stiffeners verticali

Fatica (Max soll Fatica)
Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2.508
Carpentaria (Taglio) λ_1 2.593
Armatura $\lambda_{s,1}$ 0.000
Fattore per azioni da traffico (Armatura) 0.000
Dati per i dettagli di carpenteria (Max soll Fatica)

Cis soletta (Max soll Fatica)
bcls (mm) 2863 tcls (mm) 200
b1 (mm) 0 bsx (mm) 1431.5
hcop (mm) 0 Valuta raccordo

Armatura soletta (Max soll Fatica)
diametro (mm) passo (mm) copriferro (mm)
layer superiore 0 0 0
layer inferiore 0 0 0

Pioli (Max soll Fatica)
n (n'/m) 10 diametro (mm) 19 altezza (mm) 170
Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000

Combinazione fondamentale SLU sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA TRAZIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]	Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	19900	-792000	1	0	19900	-792000
2a	0	9520	-444000	2a	0	9520	-444000
2b	0	0	0	2b	0	0	0
Rit.Iso	802000	0	227000	Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0	2c	0	0	0
3a	0	0	0	3a	0	0	0
DT.Iso	1440000	0	191000	DT.Iso	-1440000	0	-191000
3b	0	163000	-2790000	3b	0	163000	-2790000
Totale	2240000	193000	-3600000	Totale	-1440000	193000	-4210000

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

Combinazione caratteristica SLE sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA TRAZIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]	Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	14700	-586000	1	0	14700	-586000
2a	0	7060	-329000	2a	0	7060	-329000
2b	0	0	0	2b	0	0	0
Rit.Iso	668000	0	189000	Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0	2c	0	0	0
3a	0	0	0	3a	0	0	0
DT.Iso	1200000	0	159000	DT.Iso	-1200000	0	-159000
3b	0	121000	-2060000	3b	0	121000	-2060000
Totale	1870000	143000	-2630000	Totale	-1200000	143000	-3140000

Combinazione frequente SLE sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	14700	-586000
2a	0	7060	-329000
2b	0	0	0
Rit.Iso	668000	0	189000
2c	0	0	0
3a	0	0	0
DT.Iso	1000000	0	132000
3b	0	90700	-1550000
Totale	1670000	113000	-2140000

APPROVATO SDP

Combinazione fatica SLF sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	14700	-586000
2a	0	7060	-329000
2b	0	0	0
Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0
3a	0	0	0

DT.Iso	0	0	0
3b	0	126000	-974000
Totale	0	0	0

9.5.1.4 Giunto

Nome concio
Giunto

Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...)
Sez4 0.6

Lamiere (Giunto)
bs (mm) 300 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 15 Flangia sup. <40mm
hmet (mm) 835
twr (mm) 12 Stiffeners long.
alfa 0 Inclined web
bi (mm) 400
ti (mm) 20 Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange
 Edita opzioni Flangia superiore
 Edita opzioni Flangia inferiore

Stiffeners verticali (Giunto)
Interasse fra gli stiffeners (mm) 10000
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)
 Edita opzioni Stiffeners verticali

Fatica (Giunto)
Fattori eq. di danno per Carpentaria (Momento) 2.508 ?
Carpentaria (Taglio) λ_1 2.593
Armatura $\lambda_{s,1}$ 0.000
Fattore per azioni da traffico (Armatura) 0.000
Dati per i dettagli di carpentaria (Giunto)

Cis soletta (Giunto)
bcl (mm) 2863 tcls (mm) 200
b1 (mm) 0 bsx (mm) 1431.5
hcop (mm) 0 Valuta raccordo

Armatura soletta (Giunto)
diametro (mm) passo (mm) copriferro (mm)
layer superiore 0 0 0
layer inferiore 0 0 0

Pioli (Giunto)
n (n*/m) 15 diametro (mm) 19 altezza (mm) 170
Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000

Combinazione fondamentale SLU sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA TRAZIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]	Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	207000	-130000	1	0	207000	-130000
2a	0	129000	-82400	2a	0	129000	-82400
2b	0	0	0	2b	0	0	0
Rit.Iso	802000	0	191000	Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0	2c	0	0	0
3a	0	0	0	3a	0	0	0
DT.Iso	1440000	0	157000	DT.Iso	-1440000	0	-157000
3b	0	634000	-381000	3b	0	634000	-381000
Totale	2240000	970000	-246000	Totale	-1440000	970000	-752000

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

Combinazione caratteristica SLE sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA TRAZIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]	Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	153000	-96500	1	0	153000	-96500
2a	0	95900	-61100	2a	0	95900	-61100
2b	0	0	0	2b	0	0	0
Rit.Iso	668000	0	159000	Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0	2c	0	0	0
3a	0	0	0	3a	0	0	0
DT.Iso	1200000	0	131000	DT.Iso	-1200000	0	-131000
3b	0	469000	-282000	3b	0	469000	-282000
Totale	1870000	719000	-150000	Totale	-1200000	719000	-571000

Combinazione frequente SLE sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	153000	-96500
2a	0	95900	-61100
2b	0	0	0
Rit.Iso	668000	0	159000
2c	0	0	0
3a	0	0	0
DT.Iso	1000000	0	109000
3b	0	352000	-212000
Totale	1670000	601000	-101000

APPROVATO SDP

Combinazione fatica SLF sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	153000	-96500
2a	0	95900	-61100
2b	0	0	0
Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0

3a	0	0	0
DT.Iso	0	0	0
3b	0	234000	-141000
Totale	0	0	0

9.5.2 Verifiche sezionali

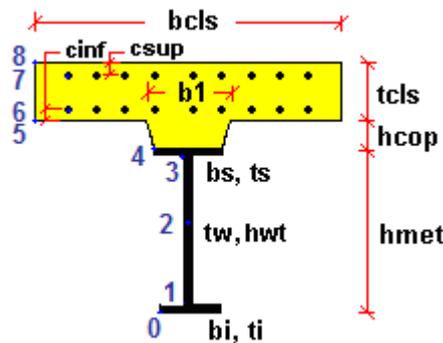
9.5.2.1 Notazioni adottate nelle tabelle di verifica

Nelle tabelle di verifica estratte dal programma Ponti Ec4 la convenzione sui segni del momento è invertita rispetto alla consuetudine.

Momento positivo : tende le fibre superiori

Momento negativo: tende le fibre inferiori

Le tensioni sulla sezione riportate nelle tabelle di verifica sono riferite ai seguenti punti di controllo della sezione



9.5.2.2 Sezione di spalla

Classificazione della sezione

APPROVATO SDP

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	-----------------	--------------------	-------	-------	------------

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	65.67	19	0	-5.49	1
Piattabanda superiore	9.6				1
Piattabanda inferiore	9.7				3
Classe della sezione					3

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	2.24E+6	MEd	3.43E+5	NEd	2.24E+6
NRd	7.42E+6	MRd	2.25E+6	MEd	3.43E+5
				MRd	7.11E+5
NEd/NRd	0.302	MEd/MRd	0.153	MEd/MR	0.482

DIAGRAMMA TENSIONI ELASTICHE LORDE

Società di Progetto
Brebemi SpA

Verifica flessionale SLU

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.00	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	14.9	0.0	0.0	0.0	14.9	12.3	0.0	0.0	0.0	27.2	0.07	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	14.9	0.0	0.0	0.0	14.9	12.3	0.0	0.0	0.0	27.2	0.07	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	-0.4	0.0	0.0	0.0	-0.4	-0.4	0.0	0.0	0.0	-0.8	0.04	σ 5
σ 4	0.0	0.0	0.0	18.6	0.0	0.0	0.0	18.6	12.4	0.0	0.0	0.0	31.0	0.09	σ 4
σ 3	0.0	0.0	0.0	18.2	0.0	0.0	0.0	18.2	12.2	0.0	0.0	0.0	30.4	0.09	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	14.9	0.0	0.0	0.0	14.9	12.3	0.0	0.0	0.0	27.2	0.08	σ 2
σ 1	0.0	0.0	0.0	-3.5	0.0	0.0	0.0	-3.5	-2.0	0.0	0.0	0.0	-5.5	0.02	σ 1
σ 0	0.0	0.0	0.0	-4.1	0.0	0.0	0.0	-4.1	-2.4	0.0	0.0	0.0	-6.4	0.02	σ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):
 Totale, estradosso = -0.06
 Totale, intradosso = -0.37
 => Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):
 Totale, estradosso = 0.09
 Totale, intradosso = -0.82
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA eta1= 0.092

Verifica a taglio SLU

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.215E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
65.667	>	48.683

=> Verifica NECESSARIA

a/hw = 12.69 Isl = 0E+00 mm⁴
 eta = 1.2 Ktausl = 0
 Epsw = 0.814 Ktau = 5.365

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.57E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.57E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0E+00 \text{ N}$$

chiw = 0.891 Appoggio: NON RIGIDO
 lambdaaw = 0.931 MEd,eq = 3.646E+7 Nm
 c = 2843.563 Mf,Rd = -5.703E+5 Nm
 tauocr = 236.39 N/mm² MEd/MfRd = -63.936

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.64 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = -63.94 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.64 > 0.5$$

C'E' INTERAZIONE

$$\eta_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 = 0.232 < 1.0$$

$$\eta_f = \max(\eta_1) = 0.092$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica tensionale SLE

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.00	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	12.4	10.2	0.0	0.0	0.0	22.7	22.7	0.06	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	12.4	10.2	0.0	0.0	0.0	22.7	22.7	0.06	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	-0.3	0.0	0.0	0.0	-0.3	-0.4	0.0	0.0	0.0	-0.7	0.7	0.04	σ 5
σ 4	0.0	0.0	0.0	15.5	0.0	0.0	0.0	15.5	10.4	0.0	0.0	0.0	25.9	26.2	0.07	σ 4
σ 3	0.0	0.0	0.0	15.2	0.0	0.0	0.0	15.2	10.1	0.0	0.0	0.0	25.3	122.2	0.34	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	12.4	10.2	0.0	0.0	0.0	22.7	134.2	0.38	σ 2
σ 1	0.0	0.0	0.0	-2.9	0.0	0.0	0.0	-2.9	-1.7	0.0	0.0	0.0	-4.6	90.1	0.25	σ 1
σ 0	0.0	0.0	0.0	-3.4	0.0	0.0	0.0	-3.4	-2.0	0.0	0.0	0.0	-5.4	5.4	0.02	σ 0
τ 4	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	1.9	0.0	2.2	0.0	0.00	τ 4
τ 3	12.1	10.5	7.7	0.0	0.0	0.0	0.0	22.6	0.0	0.0	46.4	33.8	69.0	0.0	0.00	τ 3
τ 2	19.3	10.6	12.3	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	0.0	0.0	46.4	54.2	76.4	0.0	0.00	τ 2
τ 1	15.6	7.1	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	22.7	0.0	0.0	29.2	43.7	51.9	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):
 Totale, estradosso = -0.05
 Totale, intradosso = -0.3
 => Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):
 Totale, estradosso = 0.07
 Totale, intradosso = -0.68
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.378

Verifica di web breathing SLE

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.00	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	12.4	10.2	0.0	0.0	0.0	22.7	22.7	0.06	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	12.4	10.2	0.0	0.0	0.0	22.7	22.7	0.06	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	-0.3	0.0	0.0	0.0	-0.3	-0.4	0.0	0.0	0.0	-0.7	0.7	0.04	σ 5
σ 4	0.0	0.0	0.0	15.5	0.0	0.0	0.0	15.5	10.4	0.0	0.0	0.0	25.9	26.2	0.07	σ 4
σ 3	0.0	0.0	0.0	15.2	0.0	0.0	0.0	15.2	10.1	0.0	0.0	0.0	25.3	122.2	0.34	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	12.4	10.2	0.0	0.0	0.0	22.7	134.2	0.38	σ 2
σ 1	0.0	0.0	0.0	-2.9	0.0	0.0	0.0	-2.9	-1.7	0.0	0.0	0.0	-4.6	90.1	0.25	σ 1
σ 0	0.0	0.0	0.0	-3.4	0.0	0.0	0.0	-3.4	-2.0	0.0	0.0	0.0	-5.4	5.4	0.02	σ 0
τ 4	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	1.9	0.0	2.2	0.0	0.00	τ 4
τ 3	12.1	10.5	7.7	0.0	0.0	0.0	0.0	22.6	0.0	0.0	46.4	33.8	69.0	0.0	0.00	τ 3
τ 2	19.3	10.6	12.3	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	0.0	0.0	46.4	54.2	76.4	0.0	0.00	τ 2
τ 1	15.6	7.1	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	22.7	0.0	0.0	29.2	43.7	51.9	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

Verifica dell'intera anima

Anima	
b	788
Sigma,sup	0
Sigma,inf	0
Sigma,Ed	0
KSig	1E+50
SigcrOE	44.06
Tau,Ed	55.6
SigCr(P)	1E+300
SigCr(C)	0.27
Csi	1
SigCr	1E+300
KTau	5.36
KTausl	0
Web Bre...	0.259
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli
Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s.=0.259

APPROVATO SDR

Verifica delle piolature SLU

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	-----------------	--------------------	-------	-------	------------

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 90729 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 86515 \text{ N}$$

$v_{L,Ed} = 910 < n^* P_{Rd} = 1298 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 19 mm n = 15 N/pioli/m E_{cm} = 33346 N/mm²
h = 150 mm f_u = 500 N/mm² K_s = 0.6
Alfa = 1 f_{ck} = 32 N/mm² Gammav = 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	1.444E+5	7.455E+6	6.813E+9	158.1
2b	0E+00	7.455E+6	6.813E+9	0
2c	0E+00	7.455E+6	6.813E+9	0
3a	0E+00	1.024E+7	8.626E+9	0
3b	6.336E+5	1.024E+7	8.626E+9	752.4
Tot				910.5

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.
Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.
(Solo per sezioni di estremità)

Flusso per ritiro: $v_{L,k} = N_c / beff = 233 \text{ N/mm}$
Flusso per Var. termica (-): $v_{L,k} = N_c / beff = 700 \text{ N/mm}$
Flusso di progetto: $v_{L,Ed} = 1^*233 + 1.2^*700 = 1073 \text{ N/mm}$
Numero minimo di pioli in testata = 12.41 n/m < 15 n/m

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica delle piolature SLE

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	-----------------	--------------------	-------	-------	------------

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 90729 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 86515 \text{ N}$$

$v_{L,Ed} = 674 < K_s * n^* P_{Rd} = 779 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 19 mm n = 15 N/pioli/m E_{cm} = 33346 N/mm²
h = 170 mm f_u = 500 N/mm² K_s = 0.6
Alfa = 1 f_{ck} = 32 N/mm² Gammav = 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	1.07E+5	7.455E+6	6.813E+9	117.1
2b	0E+00	7.455E+6	6.813E+9	0
2c	0E+00	7.455E+6	6.813E+9	0
3a	0E+00	1.024E+7	8.626E+9	0
3b	4.693E+5	1.024E+7	8.626E+9	557.4
Tot				674.4

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.
Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

Verifiche a fatica dei dettagli di carpenteria e piolature SLF

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	-----------------	--------------------	-------	-------	------------

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Piattabanda superiore	0.00	118.52	0.000
Piattabanda inferiore	0.00	118.52	0.000
Anima	28.73	74.07	0.388
Giunzione piattabanda superiore	--	--	--
Giunzione piattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-piattabanda superiore	0.00	92.59	0.000
Attacco anima-piattabanda inferiore	0.00	92.59	0.000
Attacco irigidente verticale - anima	--	--	--

$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.508 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.201 < 2.36$ (Campata) (Momento)
 $2.593 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.241$ (Campata) (Taglio)
 $\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 0 \times 1 = 0 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $0 \times 1.046 = 0 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	63.8 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0 < 59.3 N/mm ²
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0 + 0.71 = 0.71 < 1.3

VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 63.8 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 65.31 \text{ N/mm}^2$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.508 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.201 < 2.36$ (Campata)
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.563 \times 1 \times 1.12 = 0.977$
 Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mfs} = 1$
 Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

APPROVATO SDR

9.5.2.3 Sezione di mezzeria

Classificazione della sezione e verifica flessionale SLU

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	-----------------	--------------------	-------	-------	------------

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	80.42	1086	-0.11	-3.33	1
Piattabanda superiore	9.6				1
Piattabanda inferiore	9.7				1
Classe della sezione					1

=> **Verifica plastica APPLICABILE**

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	2.24E+6	MEd	-3.69E+6	NEd	2.24E+6
NRd	8.14E+6	MRd	-5.63E+6	MEd	-3.69E+6
				MRd	-5.4E+6
NEd/NRd	0.276	MEd/MRd	0.656	MEd/MR	0.684

=> **Verifica plastica SODDISFATTA**

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 3, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 1

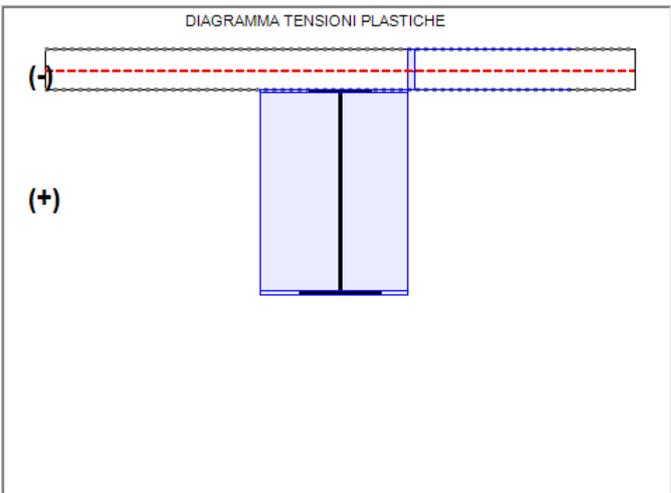


DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

Verifica a taglio SLU

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	-----------------	--------------------	-------	-------	------------

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.712E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_\tau}$
80.417		48.739

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw= 10.363 IsI= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 KtausI= 0
Epsw= 0.814 Ktau= 5.377

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.572E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.572E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0E+00 \text{ N}$$

chiw= 0.729 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 1.139 MEd= -3.694E+6 Nm
c= 2729.089 Mf,Rd= -2.969E+6 Nm
taucr= 157.99 N/mm² MEd/MfRd= 1.244

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.2 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1.24 > 1 \quad \eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.2 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica tensionale SLE

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	-0.7	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0	-0.8	0.1	0.0	-6.5	0.0	-7.3	7.3	0.38	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	12.0	0.0	0.0	0.0	12.0	10.1	0.0	0.0	0.0	22.0	22.0	0.06	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	12.0	0.0	0.0	0.0	12.0	10.1	0.0	0.0	0.0	22.0	22.0	0.06	σ 6
σ 5	0.0	-0.3	0.0	-0.3	0.0	0.0	0.0	-0.6	-0.3	0.0	-1.0	0.0	-2.0	2.0	0.10	σ 5
σ 4	-89.3	-6.2	-49.7	15.6	0.0	0.0	0.0	-79.9	10.5	0.0	-5.8	-319.0	-75.2	75.3	0.21	σ 4
σ 3	-86.9	-5.7	-48.4	15.3	0.0	0.0	0.0	-77.4	10.3	0.0	-3.3	-310.6	-70.4	77.9	0.22	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	12.0	0.0	0.0	0.0	12.0	10.1	0.0	0.0	0.0	22.0	40.1	0.11	σ 2
σ 1	64.3	26.1	35.8	-3.2	0.0	0.0	0.0	87.2	-2.0	0.0	157.8	229.9	243.0	243.8	0.69	σ 1
σ 0	67.5	26.8	37.6	-3.6	0.0	0.0	0.0	90.6	-2.2	0.0	161.1	241.1	249.5	249.5	0.70	σ 0
τ 4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	0.0	0.8	0.0	0.00	τ 4
τ 3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.4	12.6	19.4	0.0	0.00	τ 3
τ 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.4	21.9	19.4	0.0	0.00	τ 2
τ 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.4	16.8	11.4	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):
 Totale, estradosso = -0.8
 Totale, intradosso = -0.65
 => Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):
 Totale, estradosso = -7.26
 Totale, intradosso = -1.97
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.703

Verifica di web breathing SLE

Verifica dell'intera anima	Verifica locale dei sub pannelli	Verifica globale + locale																																
<table border="1"> <tr><td>Anima</td><td></td></tr> <tr><td>b</td><td>965</td></tr> <tr><td>Sigma,sup</td><td>-95.14</td></tr> <tr><td>Sigma,inf</td><td>208.76</td></tr> <tr><td>Sigma,Ed</td><td>95.14</td></tr> <tr><td>KSig</td><td>61.02</td></tr> <tr><td>Sigcr0E</td><td>29.38</td></tr> <tr><td>Tau,Ed</td><td>12.52</td></tr> <tr><td>SigCr(P)</td><td>1792.74</td></tr> <tr><td>SigCr(C)</td><td>0.27</td></tr> <tr><td>Csi</td><td>1</td></tr> <tr><td>SigCr</td><td>1792.74</td></tr> <tr><td>KTau</td><td>5.38</td></tr> <tr><td>KTausl</td><td>0</td></tr> <tr><td>Web Bre...</td><td>0.102</td></tr> <tr><td>Esito</td><td>SI</td></tr> </table>	Anima		b	965	Sigma,sup	-95.14	Sigma,inf	208.76	Sigma,Ed	95.14	KSig	61.02	Sigcr0E	29.38	Tau,Ed	12.52	SigCr(P)	1792.74	SigCr(C)	0.27	Csi	1	SigCr	1792.74	KTau	5.38	KTausl	0	Web Bre...	0.102	Esito	SI	<p>Non sono presenti sotto pannelli</p>	$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$ <p>VERIFICA SODDISFATTA c.s.=0.102</p>
Anima																																		
b	965																																	
Sigma,sup	-95.14																																	
Sigma,inf	208.76																																	
Sigma,Ed	95.14																																	
KSig	61.02																																	
Sigcr0E	29.38																																	
Tau,Ed	12.52																																	
SigCr(P)	1792.74																																	
SigCr(C)	0.27																																	
Csi	1																																	
SigCr	1792.74																																	
KTau	5.38																																	
KTausl	0																																	
Web Bre...	0.102																																	
Esito	SI																																	

APPROVATO SDP

Verifica delle piolature SLU

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Piole. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	-----------------	--------------------	-------	-------	------------

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 90729 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 86515 \text{ N}$$

$v_{L,Ed}$	= 311	<	$n * P_{Rd}$	= 865 N/mm
------------	-------	---	--------------	------------

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 19 mm n = 10 N'pioli/m Ecm= 33346 N/mm²
h= 150 mm fu= 500 N/mm² Ks= 0.6
Alfa= 1 fck= 32 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	9.176E+6	1.005E+10	0
2b	0E+00	9.176E+6	1.005E+10	0
2c	0E+00	9.176E+6	1.005E+10	0
3a	0E+00	1.287E+7	1.273E+10	0
3b	3.071E+5	1.287E+7	1.273E+10	310.5
Tot				310.5

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.

Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

Verifica delle piolature SLE

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Piole. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	-----------------	--------------------	-------	-------	------------

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 90729 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 86515 \text{ N}$$

$v_{L,Ed}$	= 230	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 519 N/mm
------------	-------	---	--------------------	------------

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 19 mm n = 10 N'pioli/m Ecm= 33346 N/mm²
h= 150 mm fu= 500 N/mm² Ks= 0.6
Alfa= 1 fck= 32 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	9.176E+6	1.005E+10	0
2b	0E+00	9.176E+6	1.005E+10	0
2c	0E+00	9.176E+6	1.005E+10	0
3a	0E+00	1.287E+7	1.273E+10	0
3b	2.275E+5	1.287E+7	1.273E+10	230
Tot				230

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.

Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

APPROVATO SDP

Verifiche a fatica dei dettagli di carpenteria e piolature SLF

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
Acciaio strutturale											
Detail			gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.						
Piattabanda superiore			2.95	118.52	0.025						
Piattabanda inferiore			81.49	118.52	0.688						
Anima			13.32	74.07	0.180						
Giunzione piattabanda superiore			--	--	--						
Giunzione piattabanda inferiore			--	--	--						
Attacco anima-piattabanda superiore			1.68	92.59	0.018						
Attacco anima-piattabanda inferiore			79.80	92.59	0.862						
Attacco imigidente verticale - anima			--	--	--						

$\gamma_{FF} = 1$	$\gamma_{Mf} = 1.35$
$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.508 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.201 < 2.36$ (Campata) (Momento)	
$2.593 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.241$ (Campata) (Taglio)	
$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 0 \times 1.046 = 0 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)	
$0 \times 1.046 = 0 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)	

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	43.9 < 90 N/mm ²	
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	2.9 < 59.3 N/mm ² (*)	
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.05 + 0.49 = 0.54 < 1.3 (*)	

VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia)

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$	$\Delta\sigma_E = \lambda$	$\Delta\sigma_p = 2.95 \text{ N/mm}^2$	$\Delta\sigma_p = 2.45 \text{ N/mm}^2$
$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$	$\Delta\tau_E = \lambda_v$	$\Delta\tau_p = 43.94 \text{ N/mm}^2$	$\Delta\tau_p = 44.98 \text{ N/mm}^2$
$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.508 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.201 < 2.36$ (Campata)			
$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.563 \times 1 \times 1.12 = 0.977$			
Pioli: $\gamma_{FF} = 1$		$\gamma_{Mfs} = 1$	
Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$		$\gamma_{Mf} = 1.35$	

APPROVATO SDP

9.5.2.4 Sezione di massima sollecitazione a fatica

Classificazione della sezione e verifica flessionale SLU

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	-----------------	--------------------	-------	-------	------------

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	79	1071	-0.11	-3.3	1
Plattabanda superiore	9.6				1
Plattabanda inferiore	9.7				1
Classe della sezione					1

=> **Verifica plastica APPLICABILE**

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M			
NEd	2.24E+6	MEd	-3.6E+6	NEd	2.24E+6
NRd	8.07E+6	MRd	-5.51E+6	MEd	-3.6E+6
			MRd	-5.29E+6	
NEd/NRd	0.278	MEd/MRd	0.654	MEd/MR	0.681

=> **Verifica plastica SODDISFATTA**

Fase 1: Platt. Sup in Cl. 3, Anima in Cl. 4, Platt. Inf. in Cl. 1

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

Verifica a taglio SLU

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	-----------------	--------------------	-------	-------	------------

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.665E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
79		48.734

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw = 10.549 I_s = 0E+00 mm⁴
eta = 1.2 K_{ausl} = 0
Epsw = 0.814 K_{tau} = 5.376

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.572E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.572E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0E+00 \text{ N}$$

chiw = 0.742 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw = 1.119 MEd = -3.604E+6 Nm
c = 2737.379 Mf,Rd = -2.929E+6 Nm
taucr = 163.66 N/mm² MEd/MfRd = 1.23

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.12 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1.23 > 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.12 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica tensionale SLE

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	-0.7	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0	-0.8	0.1	0.0	-6.5	0.0	-7.2	7.2	0.38	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	12.0	0.0	0.0	0.0	12.0	10.1	0.0	0.0	0.0	22.1	22.1	0.06	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	12.0	0.0	0.0	0.0	12.0	10.1	0.0	0.0	0.0	22.1	22.1	0.06	σ 6
σ 5	0.0	-0.3	0.0	-0.3	0.0	0.0	0.0	-0.6	-0.4	0.0	-0.9	0.0	-1.9	1.9	0.10	σ 5
σ 4	-90.1	-6.2	-50.5	15.6	0.0	0.0	0.0	-80.7	10.5	0.0	-5.4	-317.1	-75.6	75.6	0.21	σ 4
σ 3	-87.7	-5.7	-49.2	15.3	0.0	0.0	0.0	-78.1	10.3	0.0	-2.9	-308.6	-70.7	73.6	0.21	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	12.0	0.0	0.0	0.0	12.0	10.1	0.0	0.0	0.0	22.1	30.9	0.09	σ 2
σ 1	64.7	26.4	36.3	-3.2	0.0	0.0	0.0	87.9	-2.0	0.0	156.2	227.8	242.2	242.6	0.68	σ 1
σ 0	67.9	27.1	38.1	-3.6	0.0	0.0	0.0	91.4	-2.2	0.0	159.6	239.1	248.8	248.8	0.70	σ 0
τ 4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	0.4	0.0	0.00	τ 4
τ 3	0.8	0.6	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	10.4	6.9	11.9	0.0	0.00	τ 3
τ 2	1.4	0.6	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	10.4	11.8	12.5	0.0	0.00	τ 2
τ 1	1.1	0.4	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	6.2	9.1	7.7	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):
 Totale, estradosso = -0.81
 Totale, intradosso = -0.65
 => Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):
 Totale, estradosso = -7.22
 Totale, intradosso = -1.9
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s. = 0.701

Verifica di web breathing SLE

Verifica dell'intera anima	Verifica locale dei sub pannelli	Verifica globale + locale																																
<table border="1"> <tr><td>Anima</td><td></td></tr> <tr><td>b</td><td>948</td></tr> <tr><td>Sigma.sup</td><td>-95.53</td></tr> <tr><td>Sigma.inf</td><td>208.34</td></tr> <tr><td>Sigma.Ed</td><td>95.53</td></tr> <tr><td>KSig</td><td>60.51</td></tr> <tr><td>Sigcr0E</td><td>30.44</td></tr> <tr><td>Tau.Ed</td><td>8.41</td></tr> <tr><td>SigCr(P)</td><td>1842.05</td></tr> <tr><td>SigCr(C)</td><td>0.27</td></tr> <tr><td>Csi</td><td>1</td></tr> <tr><td>SigCr</td><td>1842.05</td></tr> <tr><td>KTau</td><td>5.38</td></tr> <tr><td>KTausl</td><td>0</td></tr> <tr><td>Web Bre...</td><td>0.077</td></tr> <tr><td>Esito</td><td>SI</td></tr> </table>	Anima		b	948	Sigma.sup	-95.53	Sigma.inf	208.34	Sigma.Ed	95.53	KSig	60.51	Sigcr0E	30.44	Tau.Ed	8.41	SigCr(P)	1842.05	SigCr(C)	0.27	Csi	1	SigCr	1842.05	KTau	5.38	KTausl	0	Web Bre...	0.077	Esito	SI	<p>Non sono presenti sotto pannelli</p>	$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$ <p>VERIFICA SODDISFATTA c.s = 0.077</p>
Anima																																		
b	948																																	
Sigma.sup	-95.53																																	
Sigma.inf	208.34																																	
Sigma.Ed	95.53																																	
KSig	60.51																																	
Sigcr0E	30.44																																	
Tau.Ed	8.41																																	
SigCr(P)	1842.05																																	
SigCr(C)	0.27																																	
Csi	1																																	
SigCr	1842.05																																	
KTau	5.38																																	
KTausl	0																																	
Web Bre...	0.077																																	
Esito	SI																																	

APPROVATO SDP

Verifica delle piolature SLU

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioi. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	----------------	--------------------	-------	-------	------------

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 90729 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 86515 \text{ N}$$

$v_{L,Ed} = 176 < n * P_{Rd} = 865 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 19 mm n = 10 N°pioli/m Ecm= 33346 N/mm²
 h= 150 mm fu= 500 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 32 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	9.524E+3	9.008E+6	9.703E+9	8.8
2b	0E+00	9.008E+6	9.703E+9	0
2c	0E+00	9.008E+6	9.703E+9	0
3a	0E+00	1.261E+7	1.23E+10	0
3b	1.633E+5	1.261E+7	1.23E+10	167.5
Tot				176.3

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.
Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

Verifica delle piolature SLE

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioi. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	----------------	--------------------	-------	-------	------------

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 90729 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 86515 \text{ N}$$

$v_{L,Ed} = 131 < K_s * n * P_{Rd} = 519 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 19 mm n = 10 N°pioli/m Ecm= 33346 N/mm²
 h= 150 mm fu= 500 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 32 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	7.055E+3	9.008E+6	9.703E+9	6.5
2b	0E+00	9.008E+6	9.703E+9	0
2c	0E+00	9.008E+6	9.703E+9	0
3a	0E+00	1.261E+7	1.23E+10	0
3b	1.209E+5	1.261E+7	1.23E+10	124.1
Tot				130.6

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.
Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

APPROVATO SDP

Verifiche a fatica dei dettagli di carpenteria e piolature SLF

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
Acciaio strutturale											
Detail			gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.						
Piattabanda superiore			3.06	118.52	0.026						
Piattabanda inferiore			90.46	118.52	0.763						
Anima			13.50	74.07	0.182						
Giunzione piattabanda superiore			--	--	--						
Giunzione piattabanda inferiore			--	--	--						
Attacco anima-piattabanda superiore			1.63	92.59	0.018						
Attacco anima-piattabanda inferiore			88.56	92.59	0.956						
Attacco imigidente verticale - anima			--	--	--						

$\gamma_{FF} = 1$	$\gamma_{Mf} = 1.35$
$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.508 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.201 < 2.36$ (Campata) (Momento)	
$2.593 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.241$ (Campata) (Taglio)	
$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * ks = 0 \times 1.046 = 0 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)	
$0 \times 1.046 = 0 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)	

Pioli	
$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	44.6 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	3.1 < 59.3 N/mm ² (*)
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.05 + 0.5 = 0.55 < 1.3 (*)

VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia)

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$	$\Delta\sigma_E = \lambda$	$\Delta\sigma_p = 3.06 \text{ N/mm}^2$	$\Delta\sigma_p = 2.55 \text{ N/mm}^2$
$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$	$\Delta\tau_E = \lambda_v$	$\Delta\tau_p = 44.58 \text{ N/mm}^2$	$\Delta\tau_p = 45.63 \text{ N/mm}^2$
$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.508 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.201 < 2.36$ (Campata)			
$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.563 \times 1 \times 1.12 = 0.977$			
Pioli: $\gamma_{FF} = 1$		$\gamma_{Mf,s} = 1$	
Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$		$\gamma_{Mf} = 1.35$	

APPROVATO SDP

9.5.2.5 Giunto

Classificazione della sezione e verifica flessionale SLU

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioi. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	----------------	--------------------	-------	-------	------------

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	66.67	934	-0.14	10.8	1
Piattabanda superiore	9.6				1
Piattabanda inferiore	9.7				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

	Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	2.24E+6	MEd	-2.46E+5	NEd	2.24E+6	
NRd	7.47E+6	MRd	-4.55E+6	MEd	-2.46E+5	
				MRd	-4.35E+6	
NEd/NRd	0.3	MEd/MRd	0.054	MEd/MR	0.056	

=> Verifica plastica SODDISFATTA

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 3, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 1

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

Verifica a taglio SLU

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioi. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	----------------	--------------------	-------	-------	------------

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.249E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
66.667		48.687

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 12.5 I_{sl}= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 K_{tausl}= 0
Epsw= 0.814 K_{tauw}= 5.366

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.588E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.57E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.806E+4 \text{ N}$$

chiw= 0.878 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 0.945 MEd= -2.458E+5 Nm
c= 2833.333 Mf,Rd= -2.581E+6 Nm
taucr= 229.38 N/mm² MEd/MfRd= 0.095

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.61 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.1 < 1 \quad \eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.62 > 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE



Verifica tensionale SLE

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	-0.2	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0	-0.2	0.1	0.0	-1.1	0.0	-1.2	1.2	0.06	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	12.4	10.2	0.0	0.0	0.0	22.6	22.6	0.06	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	12.4	10.2	0.0	0.0	0.0	22.6	22.6	0.06	σ 6
σ 5	0.0	-0.1	0.0	-0.3	0.0	0.0	0.0	-0.4	-0.4	0.0	0.0	0.0	-0.8	0.8	0.04	σ 5
σ 4	-18.5	-1.2	-11.7	15.5	0.0	0.0	0.0	-4.2	10.4	0.0	-0.3	-54.1	5.9	7.0	0.02	σ 4
σ 3	-17.9	-1.1	-11.3	15.2	0.0	0.0	0.0	-3.8	10.1	0.0	0.2	-52.4	6.5	114.6	0.32	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	12.4	10.2	0.0	0.0	0.0	22.6	118.1	0.36	σ 2
σ 1	12.9	5.9	8.1	-3.0	0.0	0.0	0.0	15.8	-1.7	0.0	25.7	37.7	39.8	93.8	0.26	σ 1
σ 0	13.6	6.1	8.6	-3.4	0.0	0.0	0.0	16.3	-2.0	0.0	26.3	39.9	40.6	40.6	0.11	σ 0
τ 4	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0	1.8	0.0	2.2	0.0	0.00	τ 4
τ 3	10.8	9.3	6.8	0.0	0.0	0.0	0.0	20.1	0.0	0.0	45.9	33.2	66.1	0.0	0.00	τ 3
τ 2	17.5	9.4	10.9	0.0	0.0	0.0	0.0	26.9	0.0	0.0	45.9	53.4	72.8	0.0	0.00	τ 2
τ 1	14.0	6.3	8.8	0.0	0.0	0.0	0.0	20.3	0.0	0.0	28.8	43.0	49.1	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):
 Totale, estradosso = -0.22
 Totale, intradosso = -0.37
 => Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):
 Totale, estradosso = -1.21
 Totale, intradosso = -0.79
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.361

Verifica di web breathing SLE

Verifica dell'intera anima	Verifica locale dei sub pannelli	Verifica globale + locale																																
<table border="1"> <tr><td>Anima</td><td></td></tr> <tr><td>b</td><td>800</td></tr> <tr><td>Sigma_sup</td><td>-18.83</td></tr> <tr><td>Sigma_inf</td><td>38</td></tr> <tr><td>Sigma_Ed</td><td>18.83</td></tr> <tr><td>KSig</td><td>54.49</td></tr> <tr><td>SigcrOE</td><td>42.75</td></tr> <tr><td>Tau_Ed</td><td>52.6</td></tr> <tr><td>SigCr(P)</td><td>2329.41</td></tr> <tr><td>SigCr(C)</td><td>0.27</td></tr> <tr><td>Csi</td><td>1</td></tr> <tr><td>SigCr</td><td>2329.41</td></tr> <tr><td>KTau</td><td>5.37</td></tr> <tr><td>KTausl</td><td>0</td></tr> <tr><td>Web Bre...</td><td>0.252</td></tr> <tr><td>Esito</td><td>SI</td></tr> </table>	Anima		b	800	Sigma_sup	-18.83	Sigma_inf	38	Sigma_Ed	18.83	KSig	54.49	SigcrOE	42.75	Tau_Ed	52.6	SigCr(P)	2329.41	SigCr(C)	0.27	Csi	1	SigCr	2329.41	KTau	5.37	KTausl	0	Web Bre...	0.252	Esito	SI	<p>Non sono presenti sotto pannelli</p>	$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$ <p style="color: green; font-weight: bold;">VERIFICA SODDISFATTA c.s.=0.252</p>
Anima																																		
b	800																																	
Sigma_sup	-18.83																																	
Sigma_inf	38																																	
Sigma_Ed	18.83																																	
KSig	54.49																																	
SigcrOE	42.75																																	
Tau_Ed	52.6																																	
SigCr(P)	2329.41																																	
SigCr(C)	0.27																																	
Csi	1																																	
SigCr	2329.41																																	
KTau	5.37																																	
KTausl	0																																	
Web Bre...	0.252																																	
Esito	SI																																	

APPROVATO SDP

Verifica delle piolature SLU

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU. SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	-----------------	--------------------	-------	-------	------------

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 90729 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 86515 \text{ N}$$

$vL_{Ed} = 883 < n^* P_{Rd} = 1298 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 19 mm n = 15 N*pioli/m Ecm= 33346 N/mm²
 h= 150 mm fu= 500 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 32 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	1.295E+5	7.569E+6	7.009E+9	139.8
2b	0E+00	7.569E+6	7.009E+9	0
2c	0E+00	7.569E+6	7.009E+9	0
3a	0E+00	1.042E+7	8.874E+9	0
3b	6.336E+5	1.042E+7	8.874E+9	743.7
Tot				883.5

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.
Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.
(Solo per sezioni di estremità)

Flusso per ritiro: $vL.k = N_c / beff = 233 \text{ N/mm}$
 Flusso per Var. termica (-): $vL.k = N_c / beff = 700 \text{ N/mm}$
 Flusso di progetto: $vL,Ed = 1.233 + 1.2 \cdot 700 = 1073 \text{ N/mm}$
 Numero minimo di pioli in testata = 12.41 n/m < 15 n/m

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica delle piolature SLE

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU. SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
-------------------	----------	--------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------	-----------------	--------------------	-------	-------	------------

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 90729 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 86515 \text{ N}$$

$vL_{Ed} = 654 < K_s * \gamma_s * P_{Rd} = 779 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 19 mm n = 15 N*pioli/m Ecm= 33346 N/mm²
 h= 150 mm fu= 500 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 32 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	9.59E+4	7.569E+6	7.009E+9	103.6
2b	0E+00	7.569E+6	7.009E+9	0
2c	0E+00	7.569E+6	7.009E+9	0
3a	0E+00	1.042E+7	8.874E+9	0
3b	4.693E+5	1.042E+7	8.874E+9	550.9
Tot				654.4

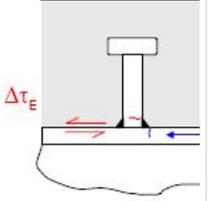
Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.
Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

APPROVATO SDP

Verifiche a fatica dei dettagli di carpenteria e piolature SLF

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
Acciaio strutturale											
Detail			gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.	Pioli					
Piattabanda superiore			0.17	118.52	0.001	$\gamma_{FF} \Delta \tau_E \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{MF,s}}$		63.1 < 90 N/mm ²			
Piattabanda inferiore			15.72	118.52	0.133	$\gamma_{FF} \Delta \sigma_E \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{MF}}$		0.2 < 59.3 N/mm ² (*)			
Anima			28.42	74.07	0.384	$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_c / \gamma_{MF}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_E}{\Delta \tau_c / \gamma_{MF,s}} \leq 1.3$		0 + 0.7 = 0.7 < 1.3 (*)			
Giunzione piattabanda superiore			0.17	86.75	0.002	<p style="text-align: center;">VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia)</p> <p> $\Delta \sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta \sigma_E = \lambda$ $\Delta \sigma_p = 0.17 \text{ N/mm}^2$ $\Delta \sigma_p = 0.14 \text{ N/mm}^2$ $\Delta \tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta \tau_E = \lambda_v$ $\Delta \tau_p = 63.06 \text{ N/mm}^2$ $\Delta \tau_p = 64.55 \text{ N/mm}^2$ $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.508 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.201 < 2.36$ (Campata) (Momento) $2.593 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.241$ (Campata) (Taglio) $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.563 \times 1 \times 1.12 = 0.977$ </p> <p> Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MFs} = 1$ Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MF} = 1.35$ </p>					
Giunzione piattabanda inferiore			15.72	82.96	0.189						
Attacco anima-piattabanda superiore			0.11	92.59	0.001						
Attacco anima-piattabanda inferiore			15.33	92.59	0.166						
Attacco irrigidente verticale - anima			--	--	--						
$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MF} = 1.35$ $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.508 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.201 < 2.36$ (Campata) (Momento) $2.593 \times 0.416 \times 1 \times 1.15 = 1.241$ (Campata) (Taglio) $\Delta \sigma_{Rs} = \Delta \sigma_{Rsk} * k_s = 112 \times 1 = 112 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.) $112 \times 1.046 = 117.1 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)											

APPROVATO SDP

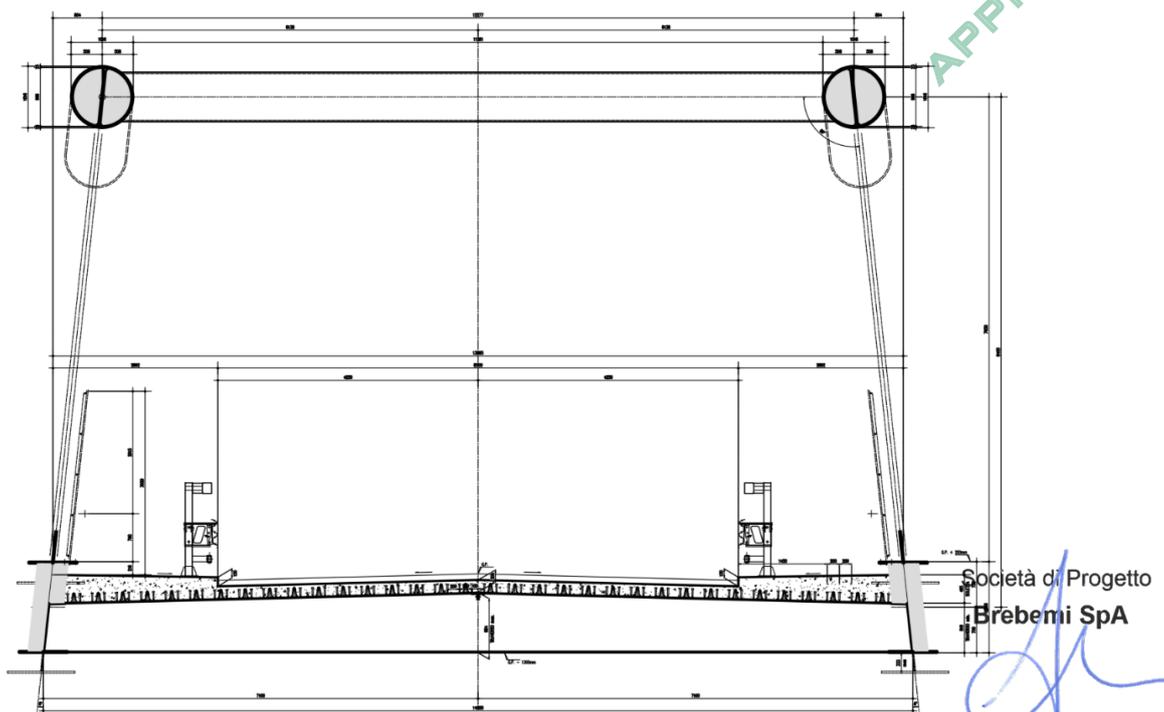
9.6 Soletta

La soletta è costituita da una lastra in acciaio dello spessore di 6mm, alla quale vengono saldati i tralici elettrosaldati $h = 15$ cm posti ad interasse di 40 cm. Le lastre vengono posizionate sui traversi in semplice appoggio in campata, mentre vengono completamente saldati in corrispondenza dei primi tre traversi di testata. Le lastre vengono inoltre saldate tra loro in direzione longitudinale, in corrispondenza delle travi longitudinali e nei primi tre traversi di testata. Successivamente viene eseguito in opera il getto di calcestruzzo. La presenza di pioli connettori sia sui traversi che sull'anima della trave longitudinale garantiscono una piena collaborazione tra la soletta e la carpenteria metallica dell'impalcato.

La soletta oltre ad essere soggetta ad azioni locali dovute ai carichi mobili e permanenti che gravano direttamente su essa, è sollecitata longitudinalmente da un importante sforzo di trazione che nasce a seguito del fatto che essa stessa (come tutto l'impalcato) costituisce parte della catena dei due archi.

Le verifiche della soletta vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoria", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature del traliccio e la lastra in acciaio. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci le armature inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria. Lo schema statico adottato è quello di trave continua su quattro appoggi.



	Doc. N. 65826-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 120 di 138
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

- PESO PROPRIO:

Per il peso proprio le lastre, non essendo ancora stato gettato il cordolo di collegamento, presentano uno schema statico di trave in semplice appoggio su una luce pari a:

$$L = 3.75 \text{ m}$$

$$q = 25 \text{ KN/m}^3 * 0.2 \text{ m} * 1 \text{ m} = 5 \text{ KN/m}$$

-MEZZI D'OPERA

$$q = 1 \text{ kN/m}^2$$

- PERMANENTI PORTATI (pavimentazione):

Si considera un carico pari a: 3 KN/mq

$$q = 3 * 1\text{m} = 3 \text{ KN/m}$$

- CARICHI MOBILI

Secondo quanto indicato dalla normativa si considera lo Schema di Carico 1 costituito da carichi tandem Q_{1k} e da carichi distribuiti q_{1k} , esso risulta lo Schema di Carico più gravoso. Si assume come base resistente per il calcolo del carico equivalente, l'ingombro trasversale del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato di metà della luce di calcolo della campata su cui insiste il carico stesso (per tener conto del beneficio del comportamento bidimensionale della soletta).

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}$$

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$B = 4.68 \text{ m}$$

$$P_{eq} = 300 / (4.68 * 0.8) = 80.2 \text{ kN/m}^2$$

APPROVATO SDP

Per una striscia unitaria di larghezza pari a 1m l'impronta di carico 1 si traduce in due carichi distribuiti su una lunghezza di 0.8m , pari a 80.2 kN/m² posti ad una distanza di 0.4m.

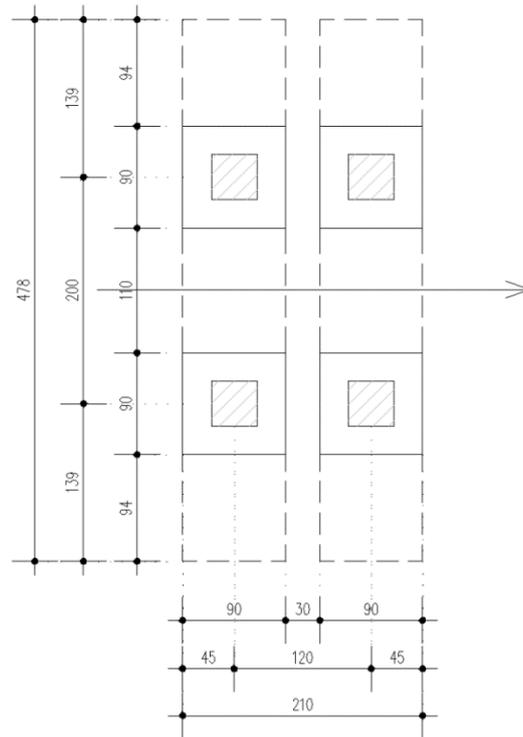
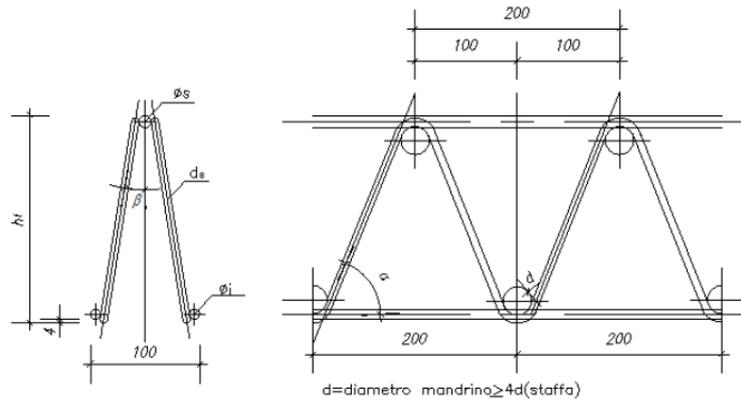


Figura 9-2 Diffusione del carico

APPROVATO SDP

9.6.1 Calcolo prima fase

Si considera una soletta larga 0.4 m pari all'interasse del traliccio. Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio: $h'_0 = 15$ cm

Braccio della coppia resistente: $h_0 = 13.9$ cm

Corrente superiore: 1 $\phi 18$

Corrente inferiore: 2 $\phi 12$

Staffe: 2 $\phi 12$

Il momento flettente in mezzera dovuto al peso proprio e ai mezzi d'opera e lo sforzo normale agente sul corrente superiore del traliccio risultano:

$$M = q l^2 / 8 = 3.0 \times 3.75^2 / 8 = 5.3 \text{ kNm}$$

$$N = M / h = 5.3 / 0.139 = 38 \text{ kN}$$

$$T = M = q l / 2 = 3.0 \times 3.75 / 2 = 5.7 \text{ kN}$$

APPROVATO EDP

9.6.1.1 Verifica resistenza

Si effettua la verifica a taglio in termini di tensioni, in corrispondenza dell'appoggio della lastra sul trasverso.

dati geometrici	spessore lastra	sp	6 mm
	larghezza	b0	400 mm
	area	A	2400 mm ²
verifica resistenza	Tensione di snervamento	f _{yk}	275 MPa
	Coeff. Materiali	γ _{M1}	1.05
	Coeff. Azioni	γ _E	1.35
	Taglio di progetto	T	7700 N
	Tensione sulla lastra	τ _{ed}	3.21 MPa
	Resistenza	τ _{rd}	151.21 MPa
		τ _{ed} /τ _{rd}	0.0212 <1

La verifica risulta soddisfatta

Si effettua la verifica della saldatura del traliccio sulla piastra.

Dati geometrici	tensione di rottura	f _u	510 MPa
	coeff.grado acciaio	β _w	0.85
	Coeff. Materiali	γ _{M2}	1.25
	Lunghezza saldatura	l//	70 mm
	Lato saldatura	z	6.00 mm
	Altezza di gola	a	4.24 mm
	n° saldature	n	2
Verifica	Azione sollecitante	N	51.3 kN
	Forza di calcolo	F _{w,ed}	366.43 N
	Resistenza calcolo	F _{w,rd}	1175.76 N
		F _{w,ed} /F _{w,rd}	0.312 <1

La verifica risulta soddisfatta

APPROVATO SDP

9.6.1.2 Verifica di stabilità

Si effettua la verifica di instabilità del corrente superiore e delle staffe che compongono il traliccio della soletta.

Corrente superiore:

Dati geometrici	Lunghezza	L	200 mm
	Modulo elastico	E	210000 MPa
	Diametro	ϕ	18 mm
	Momento d'inerzia	J	5153.00 mm ⁴
	Area	A	254.5 mm ²
	Tensione di snervamento	f_{yk}	450 MPa
	Coeff. Materiali	γ_M	1.1
	Coeff. Azioni	γ_E	1.35
Parametri instabilità euleriana		β	1
		λ	0.65
		α	0.49
		Θ	0.83
		χ	0.75
		Ncr	267004.7 N
Verifica Instabilità	Resistenza a instabilità	$N_{b,rd}$	78.3 kN
	Azione sollecitante	N_{sd}	51.3 kN
		$N_{sd}/N_{b,rd}$	0.655 <1

La verifica risulta soddisfatta

APPROVATO SDP

Staffe:

Dati geometrici	Lunghezza	L	200 mm
	Modulo elastico	E	210000 MPa
	Diametro	ϕ	12 mm
	Momento d'inerzia	J	1017.876 mm ⁴
	altezza traliccio	ht	145 mm
	inclinazione	beta	19 °
	inclinazione	alfa	55 °
	lunghezza di calcolo	Lvera	187.21 mm
	Area	A	113.1 mm ²
	Tensione di snervamento	f _{yk}	450 MPa
	Coeff. Materiali	γ_M	1.1
	Coeff. Azioni	γ_E	1.35
Parametri instabilità euleriana		β	1
		λ	0.92
		α	0.49
		Θ	1.10
		χ	0.59
		N _{cr}	60193.152 N
Verifica Instabilità	Resistenza a instabilità	N _{b,rd}	27.2 kN
	Azione sollecitante	N _{sd}	15.56 KN
		N _{sd} /N _{b,rd}	0.572 <1

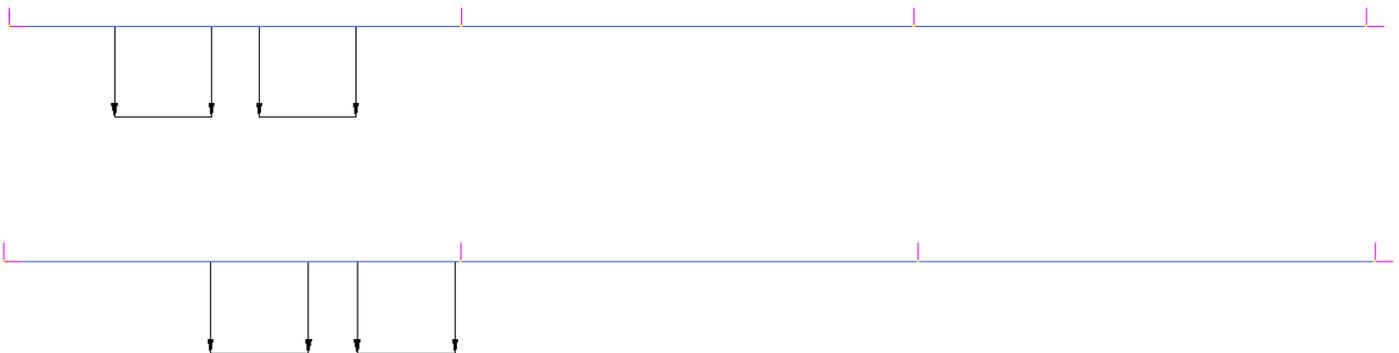
La verifica risulta soddisfatta

APPROVATO SDP

9.6.2 Calcolo seconda fase

La soletta è soggetta ai carichi permanenti portati ed ai carichi mobili. Per la valutazione delle sollecitazioni la soletta è stata studiata come una trave posta su 4 appoggi. Di seguito vengono riportati gli inviluppi delle sollecitazioni. Lo sforzo di trazione, che deriva dagli effetti globali, viene ripartito tra la soletta e le travi longitudinali in funzione della loro rigidezza assiale.

Si riportano le disposizioni dei carichi mobili che massimizzano le sollecitazioni di campata e di appoggio
Schema 1



9.6.2.1 Verifica SLU

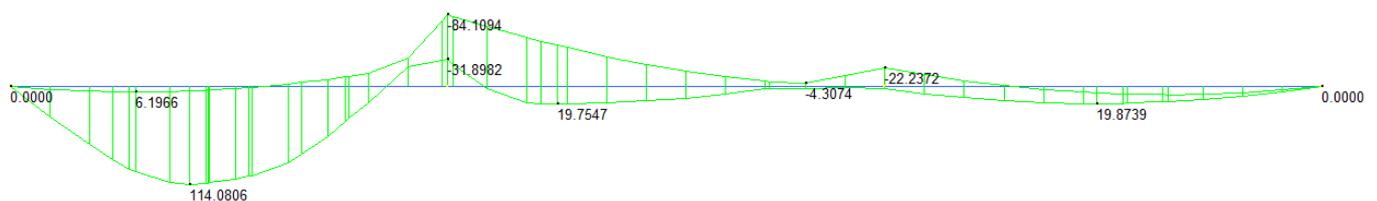
Sollecitazioni

Si riportano di seguito gli inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglienti per la combinazione fondamentale

	G1	G2	Qk	ε1	ε2
SLU	1.35	1.35	1.35	1.2	1.2(0.6)

APPROVATO SDP

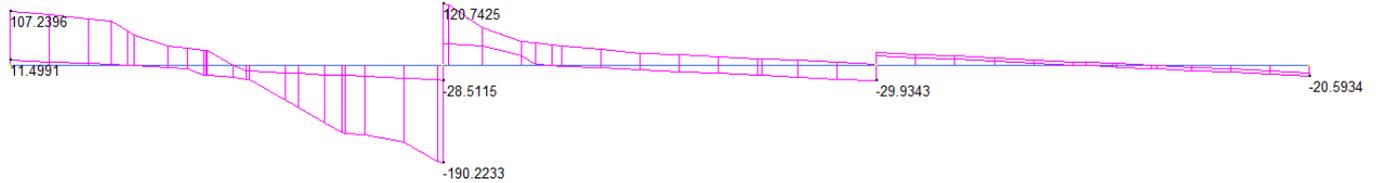
	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-84.1094	114.0806
	[Bm.2]	[Bm.1]



Società di Progetto
Brebemi SpA



	MIN	MAX
SF2(kN)	-190.2233	120.7425
	[Bm.1]	[Bm.2]



Lo sforzo normale viene ripartito tra la soletta e la trave principale in base alla loro rigidezza assiale. Il coefficiente di ripartizione delle rigidezze della soletta risulta pari a :

$$\rho = A_c / (A_c + nA_s) = 0.77$$

$$\rho = A_c / (A_c + nA_s) = 0.53$$

dove:

$$A_c = 14.2/2 \cdot 0.2 = 1.42 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.072 \text{ m}^2$$

$$E_c = 33346 \text{ MPa}$$

$$E_{c\infty} = 11115 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Il valore dello sforzo normale di trazione per metro lineare di soletta risulta pari a:

$$N_{\text{portati}} = (4030 \cdot 0.77) / 14.2 = 220 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{traffico}} = (3500 \cdot 0.77) / 14.2 = 190 \text{ kN/m}$$

$$N_{\Delta T} = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 10 \cdot 1.42 \cdot 210'000 / 6 \cdot 10^3 \cdot (1 - 0.77) / 7.1 = 161 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{Ritiro}} = 1 \cdot 10^{-4} \cdot 1.42 \cdot 210'000 / 18 \cdot 10^3 \cdot (1 - 0.53) / 7.1 = 110 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{SLU}} = 1.35 \cdot 220 + 1.35 \cdot 190 + 1.2 \cdot 110 + 1.2 \cdot 0.6 \cdot 161 = 802 \text{ kN}$$

Si riportano di seguito le sollecitazioni SLU adottate per le verifiche:

	M+	M-	T	N
	kNm	kNm	kN	kN
SLU	115	85	191	802

APPROVATO SDP

9.6.2.2 Verifica Flessione

Momento positivo

La soletta viene armata in direzione longitudinale, superiormente con ferri 4Ø22/40cm, inferiormente si assume collaborante la piastra sp 6 mm. La verifica viene svolta considerando una sezione della larghezza di 1 metro e di spessore pari a 20 cm.

$$N_{sd} = 802 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 114.1 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N° strati barre Zoom

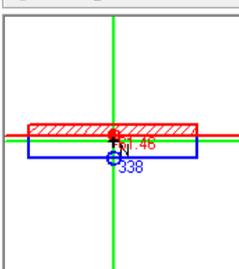
N°	As [cm²]	d [cm]
1	38.01	6
2	5.09	6
3	60	20

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	-802	0	kN
M _{xEd}	115	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

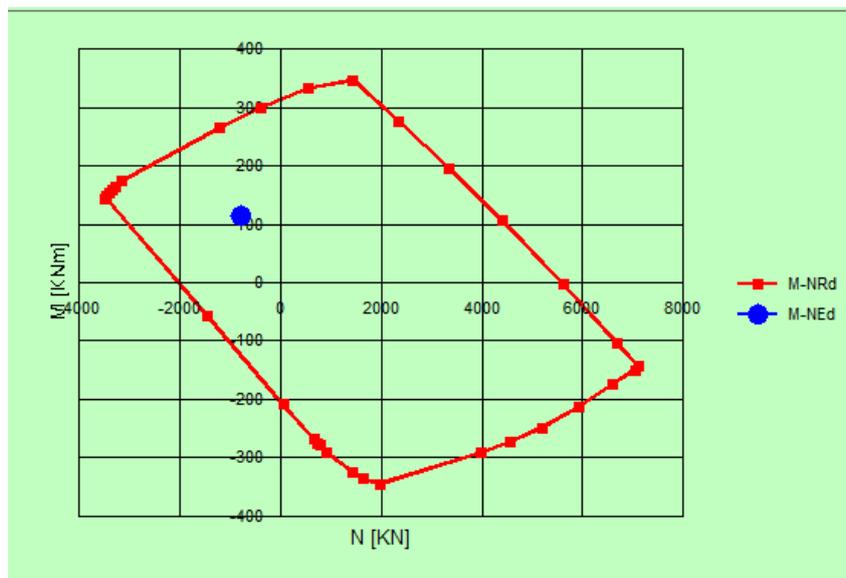
d cm

x x/d δ

Materiali

sp 6mm C32/40

ε _{su}	67.5	‰	ε _{c2}	2	‰
f _{yd}	338	N/mm ²	ε _{cu}	3.5	‰
E _s	210 000	N/mm ²	f _{cd}	18.13	
E _s /E _c	6		f _{cc} /f _{cd}	0.8	[?]
ε _{syd}	1.61	‰	σ _{c,adm}	12.25	
σ _{s,adm}	255	N/mm ²	τ _{co}	0.7333	
			τ _{cl}	2.114	



Essendo M-NEd all'interno del dominio la verifica risulta soddisfatta

Società di Progetto
Brebemi SpA



Momento negativo

Si effettua la verifica in corrispondenza del traverso. La soletta viene armata in direzione longitudinale, superiormente con ferri $4\varnothing 22/40\text{cm} + 1\varnothing 18/40\text{cm}$, inferiormente con $3\varnothing 16/40\text{cm}$. La verifica viene svolta considerando una sezione della larghezza di 1 metro e di spessore pari a 20 cm.

$N_{sd} = 802 \text{ kN}$

$M_{sd} = 84.1 \text{ kNm}$

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	38.01	6
			2	5.09	7.8
			3	14.07	16.5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -802 0 kN
M_{xEd} -85 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Materiali
B450C C32/40
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 210 000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

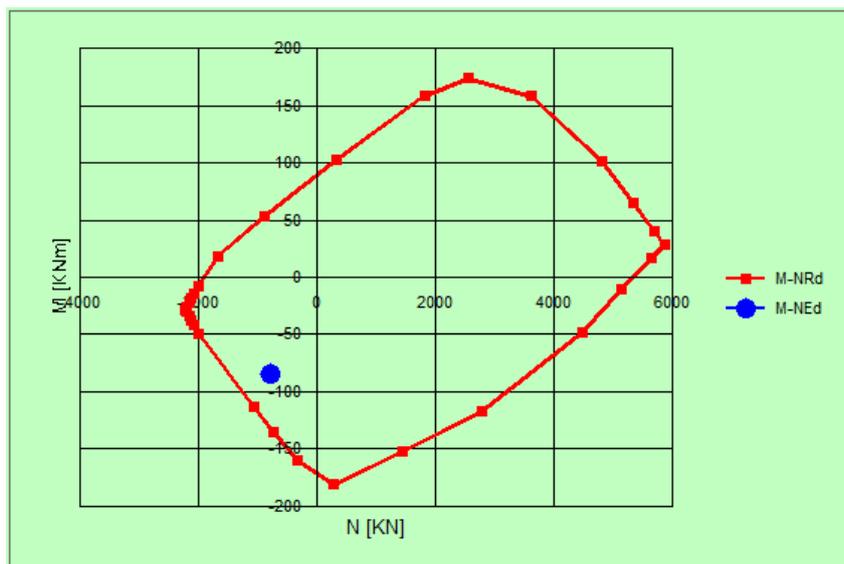
M_{xRd} -132.1 kN m
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 7.433 ‰
d 14 cm
x 4.482 x/d 0.3201
δ 0.8401

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso



Essendo M-N_{Ed} all'interno del dominio la verifica risulta soddisfatta

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

9.6.2.3 Verifica a taglio

Si dispone un'armatura a taglio $5\varnothing 10 / 250$ mm trascurando il contributo del traliccio e della lamiera della soletta.

V_{sdu}	191	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	14.60	cm
Asl	49.23	cm ²
c	6.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
Asw	3.93	cm ²
passo staffe	25	cm
f_{cd}	18.133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.356	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	410.793	kN
V_{Rsd}	202.085	kN
V_{Rd}	202.085	kN

APPROVATO SDP

La verifica risulta soddisfatta

9.6.2.4 Verifiche SLE

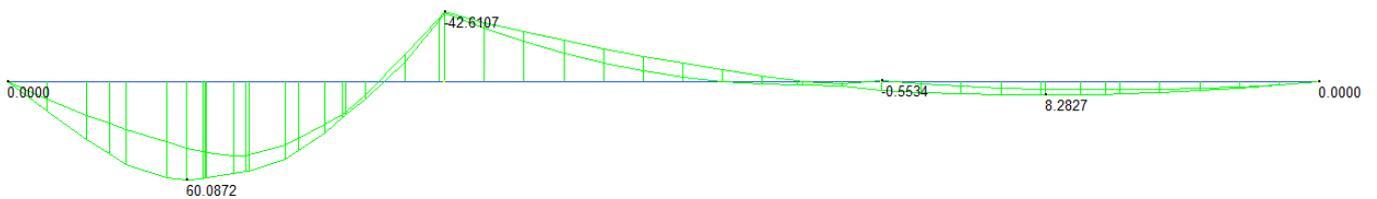
Sollecitazioni

Per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio si trascurano le sollecitazioni del peso proprio analizzate in prima fase. Vengono riportati gli involuipi delle sollecitazioni nella combinazione frequente, rara e quasi permanente:

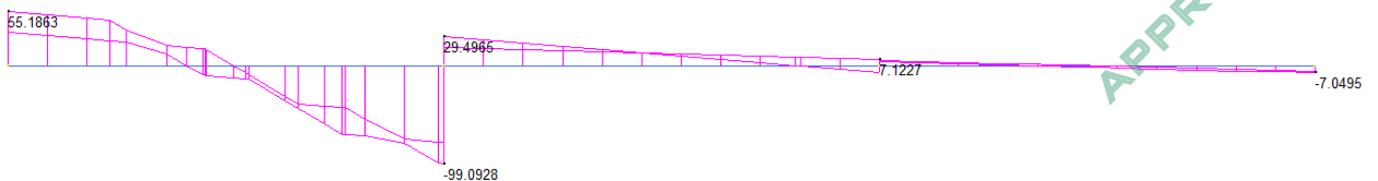
	G1	G2	Qk	ϵ_1	ϵ_2
SLE-rara	0	1	1	1	0.6
SLE-freq	0	1	0.75	1	0.5
SLE - QP	0	1	0	1	0.5

Frequente

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-42.6107	60.0872
	[Bm:2]	[Bm:1]



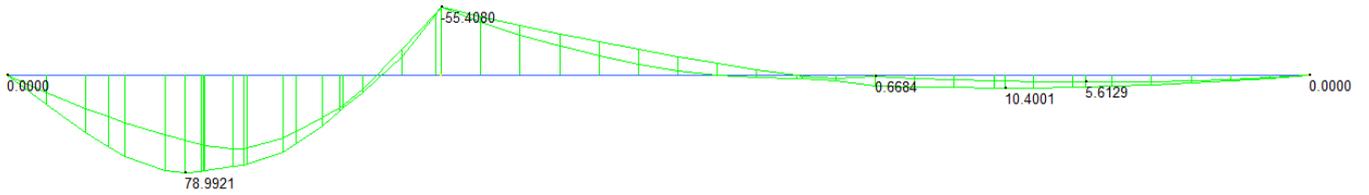
	MIN	MAX
SF2(kN)	-99.0928	55.1863
	[Bm:1]	[Bm:1]



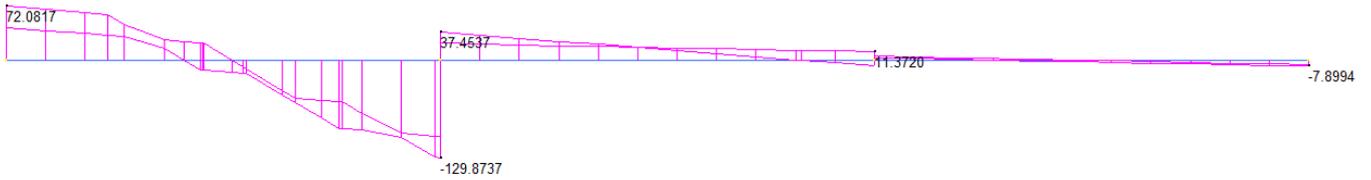
APPROVATO SDP

Rara

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-55.4080	78.9921
	[Bm:2]	[Bm:1]

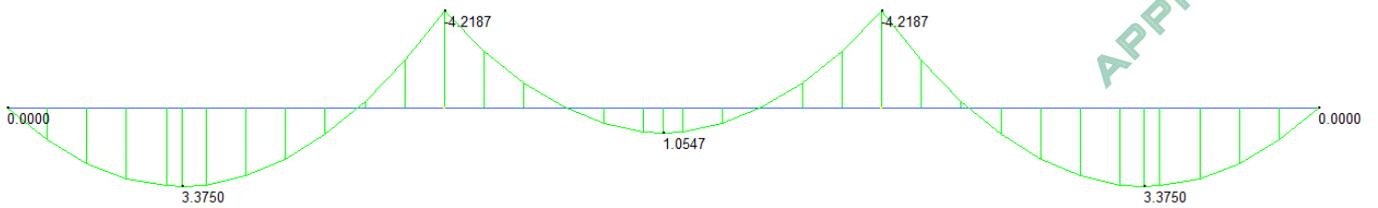


	MIN	MAX
SF2(kN)	-129.8737	72.0817
	[Bm:1]	[Bm:1]

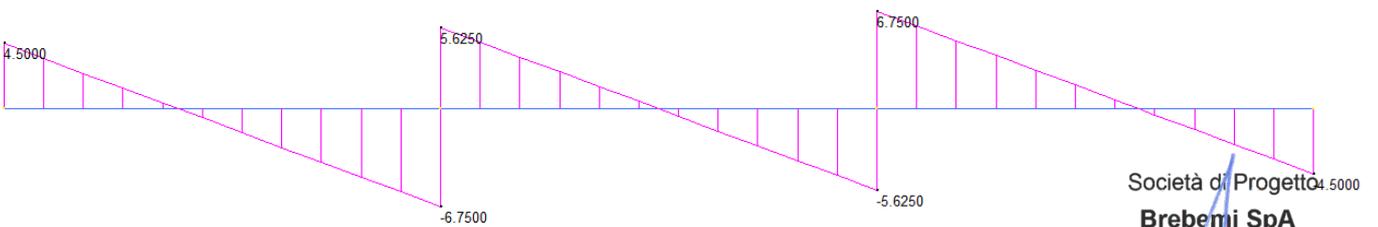


QP

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-4.2187	3.3750
	[Bm:1]	[Bm:1]



	MIN	MAX
SF2(kN)	-6.7500	6.7500
	[Bm:1]	[Bm:3]



APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



In questa fase la soletta si fa carico dello sforzo normale derivante dagli effetti globali. Lo sforzo normale viene ripartito tra la soletta e la trave principale in base alla loro rigidezza assiale.

Il coefficiente di ripartizione delle rigidzze della soletta risulta pari a :

$$\rho = A_c / (A_c + nA_s) = 0.77$$

$$\rho = A_c / (A_c + nA_s) = 0.53$$

dove:

$$A_c = 14.2/2 \cdot 0.2 = 1.42 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.072 \text{ m}^2$$

$$E_c = 33346 \text{ MPa}$$

$$E_{c\infty} = 11115 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Il valore dello sforzo normale di trazione per metro lineare di soletta risulta pari a:

$$N_{\text{portati}} = (4030 \cdot 0.77) / 14.2 = 220 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{traffico}} = (3500 \cdot 0.77) / 14.2 = 190 \text{ kN/m}$$

$$N_{\Delta T} = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 10 \cdot 1.42 \cdot 210'000 / 6 \cdot 10^3 \cdot (1 - 0.77) / 7.1 = 161 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{Ritiro}} = 1 \cdot 10^{-4} \cdot 1.42 \cdot 210'000 / 18 \cdot 10^3 \cdot (1 - 0.53) / 7.1 = 110 \text{ kN/m}$$

Si riassumono nella seguente tabella le sollecitazioni SLE:

	M+ kNm	M- kNm	T kN	N kN
SLE-rara	80	50.5	130	617
SLE-freq	60	42.6	100	570
SLE - QP	3.4	4.3	6.8	411

APPROVATO SDP

Verifica delle tensioni

Per la verifica delle tensioni in esercizio i limiti imposti dalla norma sono i seguenti:

$$\sigma_c = 0.6 \times f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	38.01	6
2	5.09	7.8
3	14.07	16.5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210 000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	6	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c -11.55 N/mm²
 σ_s 196.9 N/mm²
 ϵ_s 0.9377 ‰
d 14 cm
x 3.644 x/d 0.2603
 δ 0.7654

Verifica
N° iterazioni:
 Precompresso

$$\sigma_c = 11.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 197 \text{ MPa}$$

Tutte le tensioni in esercizio sono, minori dei limiti imposti dalla norma pertanto la verifica tensionale si ritiene soddisfatta.

APPROVATO SDP

Verifica a fessurazione

Si effettua la verifica in corrispondenza del traverso. La soletta viene armata in direzione longitudinale, superiormente con ferri 4Ø22/40cm+1Ø18/40cm, inferiormente con 3 Ø16/40cm. La verifica viene svolta considerando una sezione della larghezza di 1 metro e di spessore pari a 20 cm.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N° strati barre Zoom

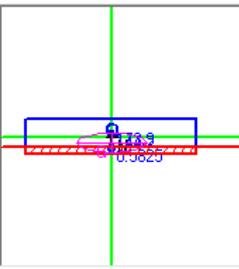
N°	As [cm²]	d [cm]
1	38.01	6
2	5.09	7.8
3	14.07	16.5

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	-570	kN
M _{xEd}	0	-42.6	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 210 000 N/mm²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c 6	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

σ_c -9.53 N/mm²

σ_s 173.9 N/mm²

ϵ_s 0.828 ‰

d 14 cm

x 3.465 x/d 0.2475

δ 0.7493

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Per condizioni molto aggressive il limite massimo di apertura delle fessure è $w_1=0.2\text{mm}$.

APPROVATO SDP



Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	$f_{ck} =$	32	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm0} =$	33346	N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} =$	3.02	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0 =$	6.28	
Caratteristiche della sezione			
Altezza	$H =$	20	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Momento di fessurazione	M_{fess}	20	kNm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$cb =$	13.88	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	43.10	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	5.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.2	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	2.15	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento esterno	M_{est}	-	kNm
Tensione media barre	$\sigma_{sm} =$	174.00	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	3.47	cm
Altezza utile	$d =$	6.12	cm
Deformazione media barre	$\varepsilon_1 =$	5.17E-03	
Distanza media fra due fessure successive			
Distanza media barre	$s =$	7.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$hc_{eff} =$	5.5	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	551.0	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	43.10	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	21.68	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	7.19E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.156	mm

La verifica risulta soddisfatta.

APPROVATO SDP

9.6.2.5 Verifica sbalzo

In prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, si è tenuto in conto di un coefficiente dinamico addizionale $q_2=2$. La soletta presenta uno sbalzo di 50 cm. Si considera una sezione 100x20 cm. La soletta viene armata in direzione longitudinale, superiormente con ferri 7Ø20 al metro, inferiormente con 4 Ø16 al metro.

Sollecitazioni

$$M_{\text{traffico}} = 80.2 \cdot 0.5^2 / 2 + 9 \cdot 0.5^2 / 2 = 11.2 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{portati}} = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.5^2 / 2 + 3 \cdot 0.5^2 / 2 = 1.32 \text{ kNm}$$

$$T_{\text{traffico}} = 80 \cdot 0.5 + 9 \cdot 0.5 = 44.6 \text{ kN}$$

$$T_{\text{ppportati}} = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.5 + 3 \cdot 0.5 = 5.25 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = (11.2 + 1.32) \cdot 1.35 \cdot 2 = 33.8 \text{ kNm}$$

$$T_{sd} = 49.85 \cdot 1.35 \cdot 2 = 135 \text{ kN}$$

Verifica flessione

$$M_{sd} = 33.8 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = 100.9 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} / M_{rd} = 0.34 < 1$$

La verifica risulta soddisfatta

Verifica a taglio

V_{sdu}	135	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	15.50	cm
A_{sl}	25.13	cm ²
c	3.50	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
θ_{imposto}	21.80	gradi
A_{sw}	4.71	cm ²
passo staffe	25	cm
f_{cd}	18.133	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1.356	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



verifica con armatura resistentata a taglio (staffe)

V_{Rcd}	436.115	kN
V_{Rsd}	257.123	kN
V_{Rd}	257.123	kN

La verifica risulta soddisfatta.

APPROVATO SDP