

**ASSE VIARIO MARCHE-UMBRIA  
E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA  
MAXI LOTTO 2**

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:  
SS. 318 DI "VALFABBRICA", TRATTO PIANELLO -VALFABBRICA  
SS. 76 "VAL D'ESINO", TRATTI FOSSATO VICO - CANCELLI E ALBACINA - SERRA SAN QUIRICO  
"PEDEMONTANA DELLE MARCHE", TRATTO FABRIANO-MUCCIA-SFERCIA.

**PERIZIA DI VARIANTE**

<p><b>CONTRAENTE GENERALE:</b></p> 	<p><i>Il responsabile del Contraente Generale:</i></p>  Ing. Federico Montanari	<p><i>Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:</i></p>  Ing. Salvatore Lieto
--	---	--

**PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese**

Mandataria: **PROGETTAZIONE GRANDI INFRASTRUTTURE PROGIN S.p.A.** Mandanti: **LOMBARDI SA INGEGNERI CONSULENTI** **LOMBARDI-REICO INGEGNERIA S.r.l.**


**SGAI s.r.l. di E. Forlani & C.**  
 Studio di Ingegneria e Geologia Applicata  
Via Martelli, 20 - 47033 Montecchio di Romagna (RN) - ITALY  
 P.IVA 01884620463 - tel. +39 054 988277 - e-mail: sgai@sgai.com  
 pec: sgai@sgaipec.com

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER L'A.T.I. <b>Prof. Ing. Antonio Grimaldi</b>  GEOLOGO Dott. Geol. Fabrizio Pontoni COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Michele Curiale			
---	---	--	---

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  Ing. Iginio Farotti	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE  Ing. Vincenzo Pardo	IL DIRETTORE DEI LAVORI  Ing. Peppino Marascio
---	--	--

<p><b>2.1.2 - PEDEMONTANA DELLE MARCHE</b>  <b>Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord - Matelica sud/Castelraimondo nord</b></p> <p><i>Cavalcavia al km 0+310</i></p> <p><i>Relazione tecnica e di calcolo impalcato</i></p>	<p><b>SCALA:</b></p> <p align="center">---</p> <p><b>DATA:</b></p> <p align="center"><b>Febbraio 2020</b></p>
--	---

Codice Unico di Progetto (CUP) **F12C03000050021** (Assegnato CIPE 23-12-2015)

Codice elaborato:

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.
L 0 7 0 3	2 1 2	E	1 7	0 M 9 0 0 0	R E L	0 1	A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
A	Febbraio 2020	Emissione	M. Vari	A. Tosiani	S. Lieto	A. Grimaldi

## INDICE

1.	INTRODUZIONE .....	3
1.1	OGGETTO .....	3
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
2.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	6
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
3.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI .....	7
	<b>IMPALCATO METALLICO .....</b>	<b>8</b>
4.	METODO DI ANALISI – VERIFICA STRUTTURALE .....	9
4.1	DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO .....	9
4.2	CODICE DI CALCOLO .....	11
4.3	LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA PIASTRA .....	16
4.4	SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO .....	18
5.	ANALISI DEI CARICHI.....	19
5.1	CARICHI ELEMENTARI.....	19
5.1.1	Peso proprio della struttura g1 .....	19
5.1.2	Carichi permanenti portati g2.....	20
5.1.3	Cedimento differenziale di pile e spalle ( $\epsilon_1$ ) .....	21
5.1.4	Distorsioni di progetto $\epsilon_2$ .....	21
5.1.5	Variazioni termiche ( $\epsilon_3$ ).....	21
5.1.6	Carichi mobili q1 .....	21
5.1.7	Forza di frenatura q3 .....	26
5.1.8	Forza centrifuga q4.....	26
5.1.9	Azione del vento q5 .....	27
5.1.10	Azione sismica (q6).....	29
5.1.11	Azioni eccezionali (q8).....	32
5.2	COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI .....	33
6.	DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA 34	
7.	DIAGRAMMI DELLE DEFORMAZIONI .....	38
8.	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE .....	39
8.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO .....	39
9.	VERIFICHE ELEMENTI PRINCIPALI .....	40
9.1	VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE PRINCIPALI (EFFETTO GLOBALE) 40	
9.2	VERIFICHE DI STABILITÀ.....	42
9.2.1	Stabilità dei pannelli d'anima (imbozzamento) .....	42
9.2.2	Stabilità flessionale della trave .....	45
9.2.3	Stabilità degli irrigidimenti trasversali in corrispondenza degli appoggi.....	46
9.3	VERIFICHE DELLA PIASTRA ORTOTROPA IN DIREZIONE TRASVERSALE (EFFETTO LOCALE) .....	47
9.4	VERIFICA DELLA PIASTRA ORTOTROPA IN DIREZIONE LONGITUDINALE (EFFETTO LOCALE).....	48

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 2 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	-------------------------

9.5	VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI LOCALI E GLOBALI .....	52
9.6	VERIFICHE A FATICA .....	53
9.7	VERIFICHE DEGLI IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI LUNGO LA TRAVE .....	54
9.8	VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI TRAVI PRINCIPALI .....	55
9.9	VERIFICHE DEI DIAFRAMMI .....	56
9.9.1	Diaframma d'appoggio trave "AD ANIMA PIENA" .....	57
9.10	VERIFICHE PER LA SOSTITUZIONE DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO .....	59
10.	CONTROFRECCIA COSTRUTTIVA .....	63
11.	VERIFICA DEL CORDOLO IN C.A. PER ALLOGGIO BARRIERA.....	65
12.	ESCURSIONI APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI .....	69
13.	SCARICHI APPOGGI .....	70

	<b>2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale:  Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord</b> <b>OPERE D'ARTE MINORI</b> <b>Cavalcavia al km 0+310: Relazione tecnica e di calcolo impalcato</b>							
	Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 OGGETTO

La presente relazione riporta i calcoli, e le relative verifiche, dell'impalcato del cavalcavia al km 0+310.69.

Le opere in esame sono previste nell'ambito dei lavori di completamento della direttrice "Pedemontana delle Marche": Secondo stralcio funzionale Matelica Nord-Matelica Sud/Castelraimondo Nord.

L'impalcato, oggetto di studio, verrà poggiato su sottostrutture fondate su pali, mediante l'interposizione di apparecchi di appoggi elastomerici.

La lunghezza complessiva del viadotto, misurata in asse appoggi spalle, è pari a circa 23 m.

Le sottostrutture verranno verificate in base alle azioni trasmesse dall'impalcato e saranno trattate nell'apposita relazione di calcolo.

I carichi agenti sulle strutture sono stati valutati con riferimento al caso di "ponti di prima categoria" secondo la normativa vigente in materia di ponti stradali.

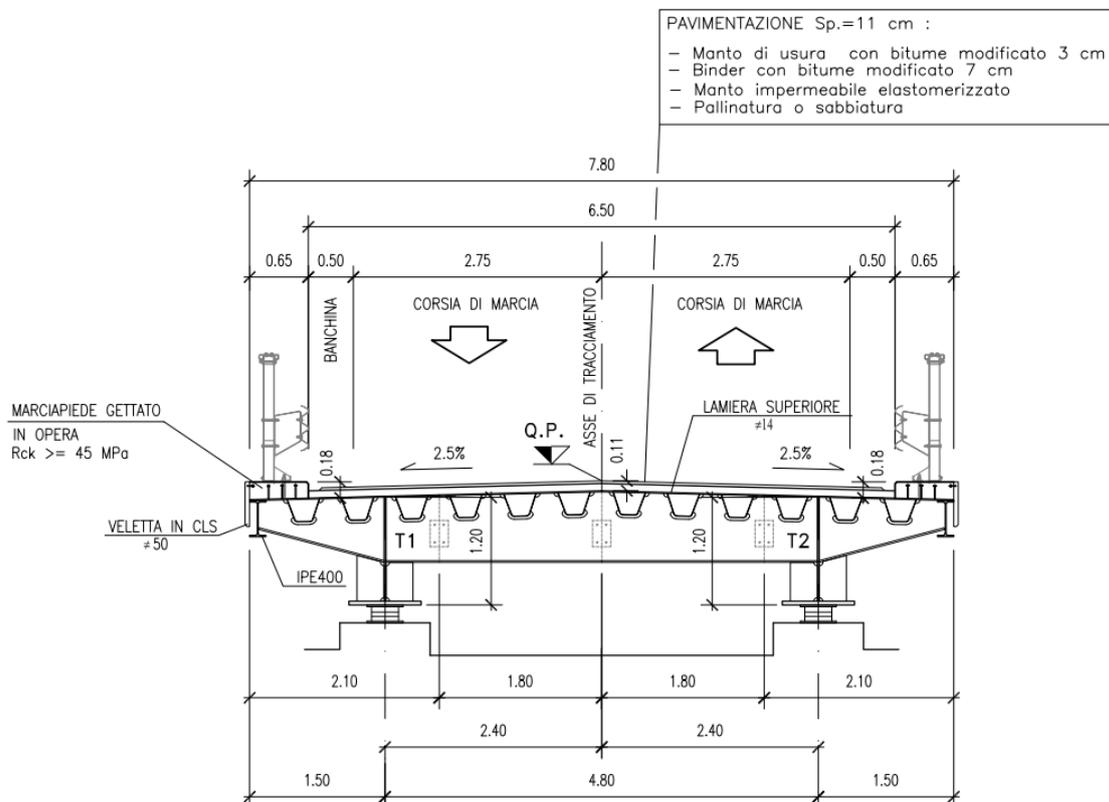
Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, secondo quanto previsto dal D.M. 14-01-2008.

## 1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La sezione trasversale dell'impalcato prevede due travi principali in acciaio a T rovescia di altezza pari a 1.20 m; le travi principali a "T" rovescia sono collegate trasversalmente principalmente da traversi ad interasse pari a 4.60 m (ala 400x20 mm; anima spessore 16 mm) in acciaio sempre a T rovescia.

La soletta è costituita da una piastra ortotropa in acciaio formata da una lamiera di spessore pari a 14 mm (come espressamente richiesto dall' EN 1993-2 par C1.2.2) e nervature longitudinali ad "omega" in acciaio di spessore 6 mm saldate alla lamiera. La geometria della sezione prevede una dimensione degli sbalzi laterali di soletta (1.50m in sx; 1.50m in dx) ed un interasse fra le travi costante pari a 4.80 m. Alle due estremità trasversali dell'impalcato sono presenti due marciapiedi in c.a., di spessore pari a 0.18÷0.21 m in sx e in dx di lunghezza pari a 0.65 m sorretta lateralmente da una veletta tralicciata di spessore pari a 0.05 m che funge da cassero a perdere.

La larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 7.80 m, di cui 6.50 m costituiscono la piattaforma stradale ed i restanti elementi marginali di larghezza pari a 0.65 m in destra e 0.65 m in sinistra dei quali, come già accennato.



**Figura 1: Sezione trasversale impalcato**

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 5 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	-------------------------

Lo schema di vincolamento del viadotto prevede l'utilizzo di dispositivi elastomerici in corrispondenza di tutte le sottostrutture.

Per quanto riguarda invece il comportamento dinamico nel piano orizzontale dell'impalcato, esso è fortemente influenzato da quello degli appoggi costituiti da isolatori elastomerici su cui vengono disposte le travi in grado di formare una catena cinematica.

La catena cinematica sopra citata ha infatti il compito di trasferire le azioni orizzontali longitudinali e trasversali chiamando a collaborare l'insieme delle pile e delle spalle.



Gli isolatori elastomerici sono dispositivi d'appoggio in elastomero armato, cioè costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 6 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	-------------------------

## 2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### Acciaio per carpenteria metallica

- Acciaio ..... S460N
- Acciaio per piastre saldate e profilati commerciali .....S355NJ2
- Pioli tipo NELSON.....S235J2G3+C450
- Bulloni.....(UNI EN ISO 898-1)
- Dadi.....8-10.9
- Rosette.....(EN14399-6)

	<b>2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale:  Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord</b> <b>OPERE D'ARTE MINORI</b> <b>Cavalcavia al km 0+310: Relazione tecnica e di calcolo impalcato</b>							
	Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A

### 3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

La redazione della presente relazione è stata condotta nel rispetto della normativa in vigore, in particolare:

- D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- CNR 10011/97, “Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”;
- CNR 10016/2000, “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni”;
- CNR 10018/1999, “Apparecchi d'appoggio per le costruzioni – Istruzioni per l'impiego”;
- CNR 10030/93, “Anime irrigidite di travi a parete piena”;
- UNI EN 1991-1-5:2004 “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche”;
- UNI EN 1992-1-1:2005, “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1993-1-1:2005, “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-5:2007, “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”;
- UNI EN 1994-2:2006, “Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”;
- UNI EN 1998-2:2006, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti”;
- Model Code 1990, CEB-FIP.
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” , Maggio 1993.
- Linee guida A.G.I. “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”, 2005.



**QUADRILATERO**  
Marche Umbria S.p.A.

**2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale:  
Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord  
OPERE D'ARTE MINORI  
Cavalcavia al km 0+310: Relazione tecnica e di calcolo impalcato**

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 8 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	-------------------------

# IMPALCATO METALLICO

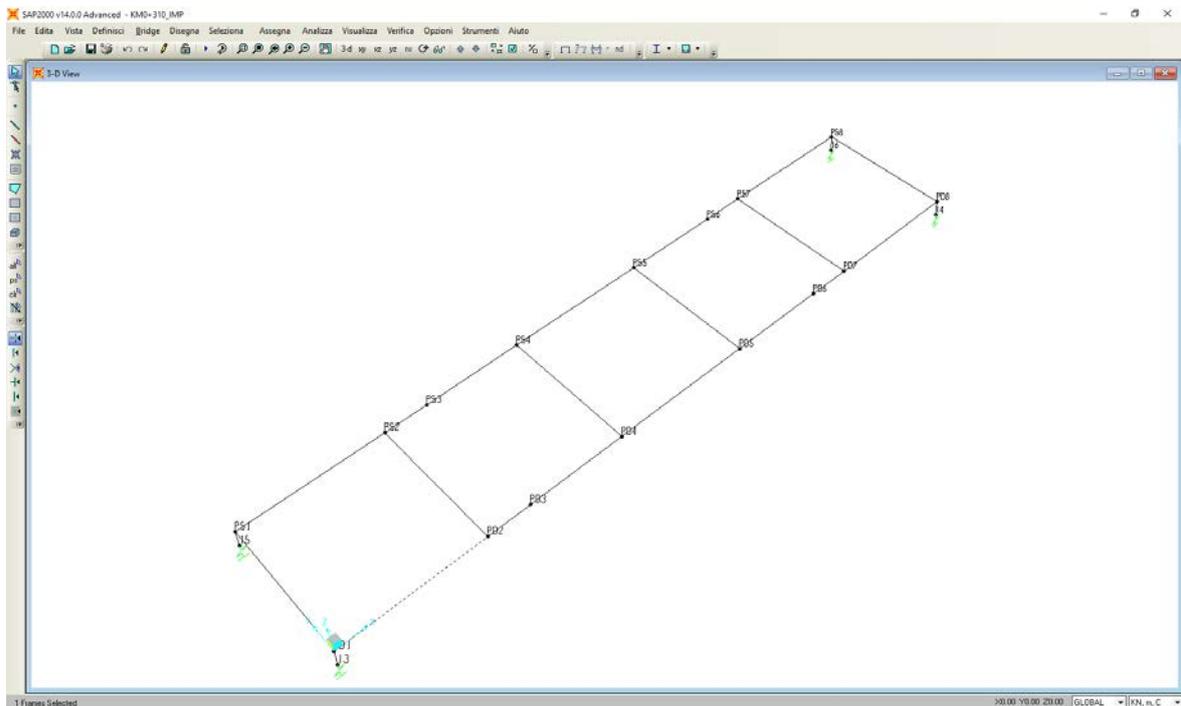
## 4. METODO DI ANALISI – VERIFICA STRUTTURALE

### 4.1 DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO

La struttura si presenta con un impalcato su una campata di luce pari a 23.00 m . Per il calcolo delle massime caratteristiche della sollecitazione interna, che si destano nella struttura principale dell'opera in esame, per effetto dei carichi verticali e delle distorsioni applicate, si è fatto riferimento ad un grigliato di travi di caratteristiche flesso-torsionali pari alla sezione strutturale delle singole travi, connesse tra loro per mezzo di diaframmi verticali che, incastrandosi nelle travi, sfruttano la mutua interazione tra rigidezza flessionale e torsionale allo scopo di ripartire i carichi tra le travi principali.

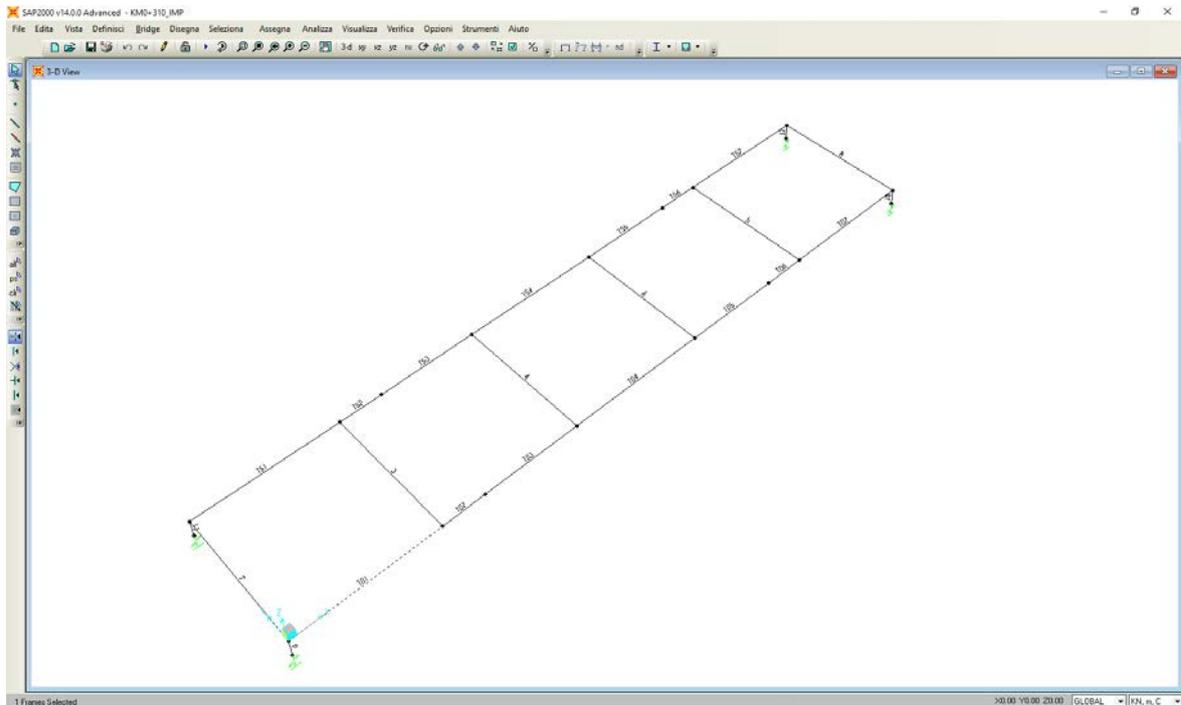
Per valutare correttamente l'effetto dello shear lag occorre considerare, come collaborante, una quota parte della piastra, insieme con tutti gli irrigidimenti compresi nella parte in questione.

Gli appoggi sulle spalle e sulle pile, del tipo in gomma elastomerica, hanno un effetto smorzante per le sole azioni orizzontali ed sono stati schematizzati introducendo elementi LINK a comportamento elastico ( $K_{app} = 990 \text{ kN/m}$ ).



*Modello– Numerazione nodi*

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 10 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------



*Modello– Numerazione aste*

Il carico accidentale, rappresentativo delle colonne di carico, è schematizzato con delle forze verticali sulle corrispondenti travi del modello di calcolo grigliato (modello bifilare). L'entità di tali forze è calcolata in maniera tale da riprodurre la stessa risultante e lo stesso momento della reale distribuzione di carico rispetto all'asse dell'impalcato (carico equivalente).

Per ottenere l'involuppo delle sollecitazioni del passaggio della colonna di carico Q1, per ogni sollecitazione è stato considerato quando sfavorevole oltre al carico degli assi del Q1k, il corrispondente contributo del carico distribuito q1h a sinistra e/o a destra del Q1k, più l'eventuale contributo relativo alle campate intere.

L'effetto di ciascuna colonna di carico è considerato separatamente così da poter massimizzare oltre che gli effetti flessionali anche gli effetti torcenti sull'impalcato.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 11 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

## 4.2 CODICE DI CALCOLO

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito.

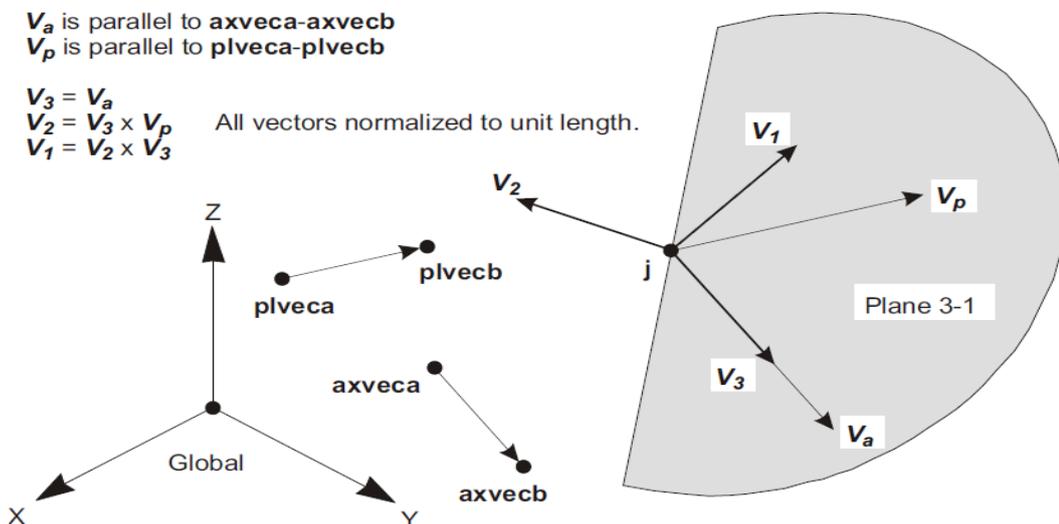
- SAP2000 Advanced 14

Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) prodotto dalla Computers and Structures Inc. 1995 University Ave. Berkeley CA., capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Il software è impiegato per la modellazione dell'intera opera, finalizzata all'analisi strutturale.

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare e non.

Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

- "Point":
  - comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito
  - collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari
  - il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento punto è:



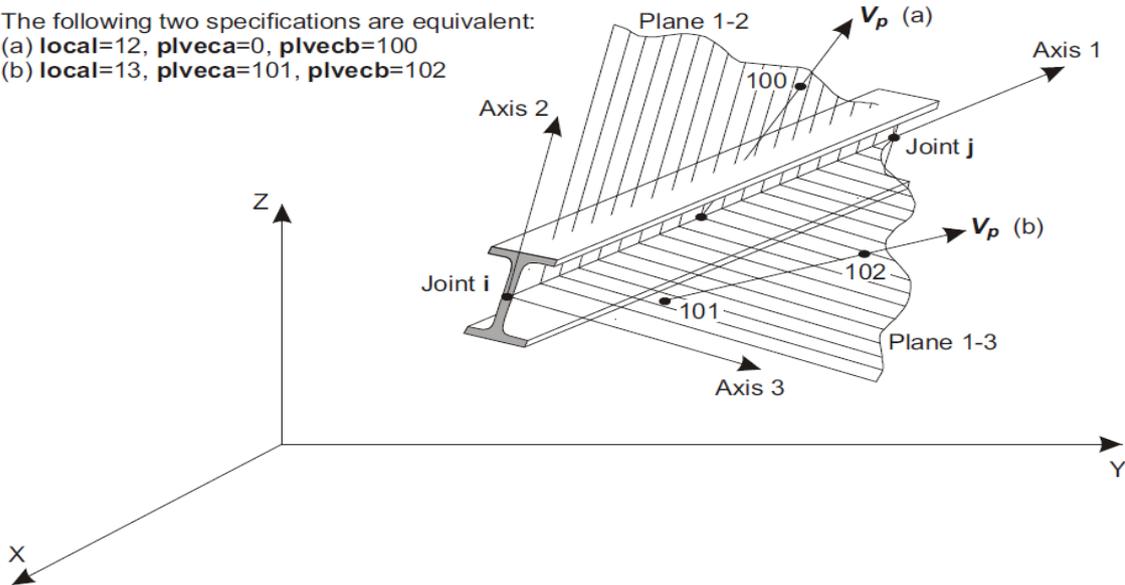
- "Line":

frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti  
 collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.

il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento linea è:

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 12 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

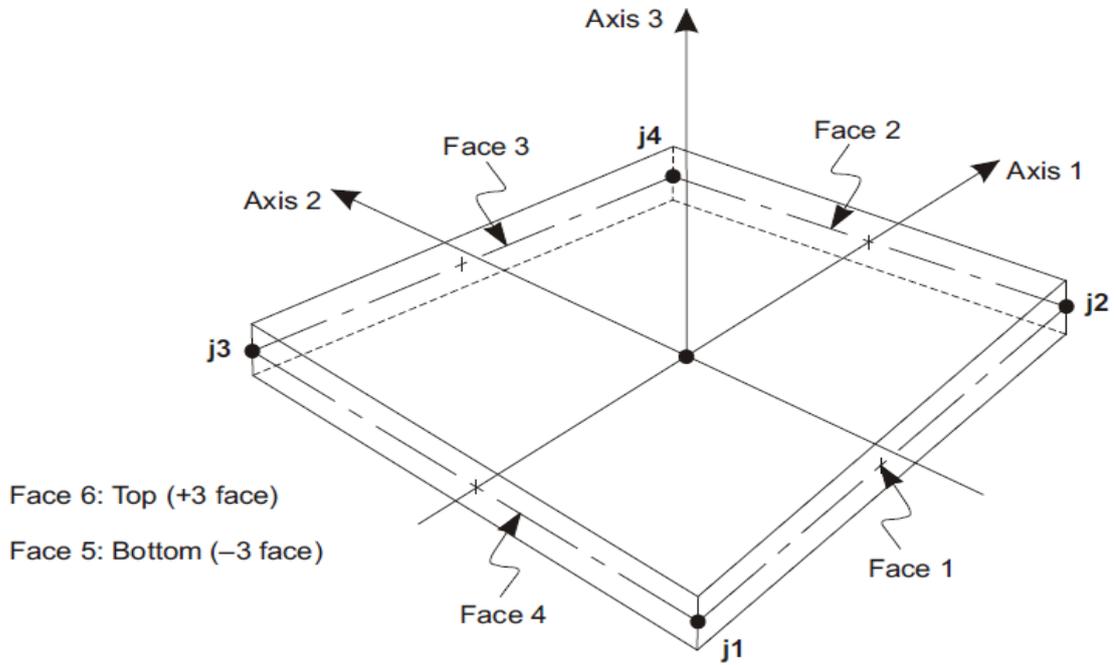
The following two specifications are equivalent:  
 (a) **local=12, plveca=0, plvecb=100**  
 (b) **local=13, plveca=101, plvecb=102**



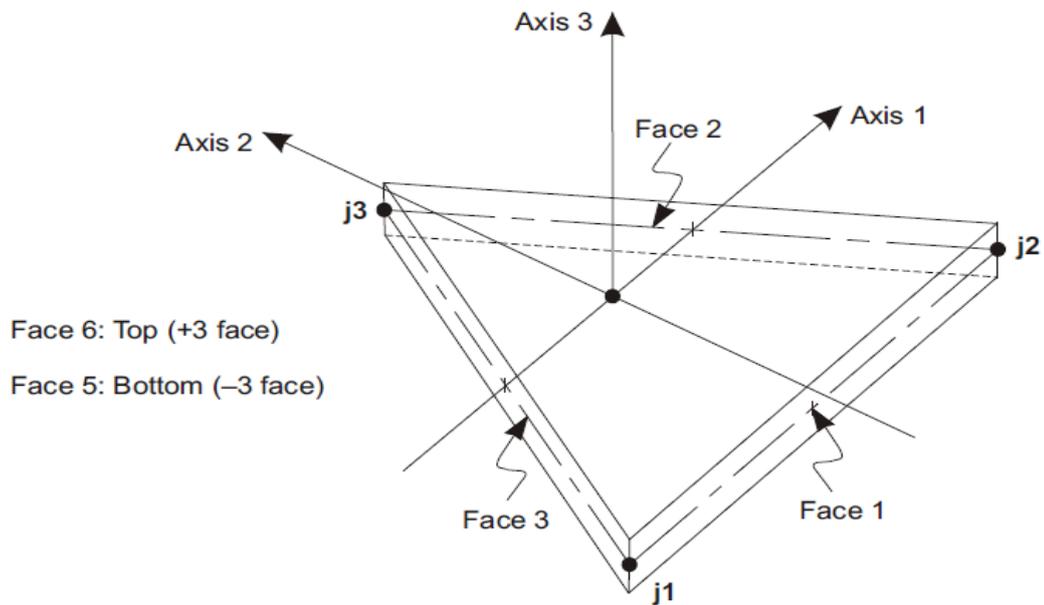
- “Area”:

vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionali (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento area è:

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 13 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------



Four-node Quadrilateral Shell Element



Three-node Triangular Shell Element

- “Solid”:  
 sono utilizzate per la modellazione tridimensionale solida

	<b>2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale:  Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord</b> <b>OPERE D'ARTE MINORI</b> <b>Cavalcavia al km 0+310: Relazione tecnica e di calcolo impalcato</b>							
	Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A

Il programma SAP2000 permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell'applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali:

non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)

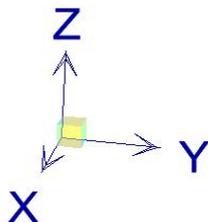
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- nonlinear shell element

Il programma SAP2000 permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica , analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l'utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

### Sistemi di riferimento

Il sistema di riferimento nei modelli di calcolo viene assunto con origine coincidente con la quota 0,0,0 sulla spigolo in basso della struttura.

La disposizione degli assi segue la “regola della mano destra”:



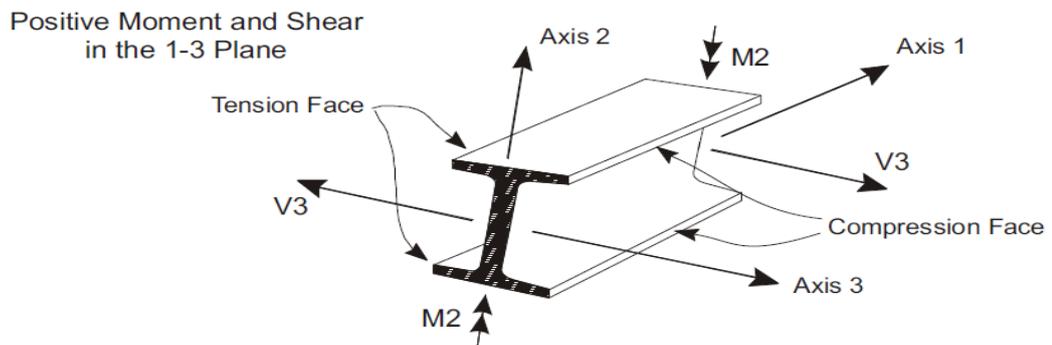
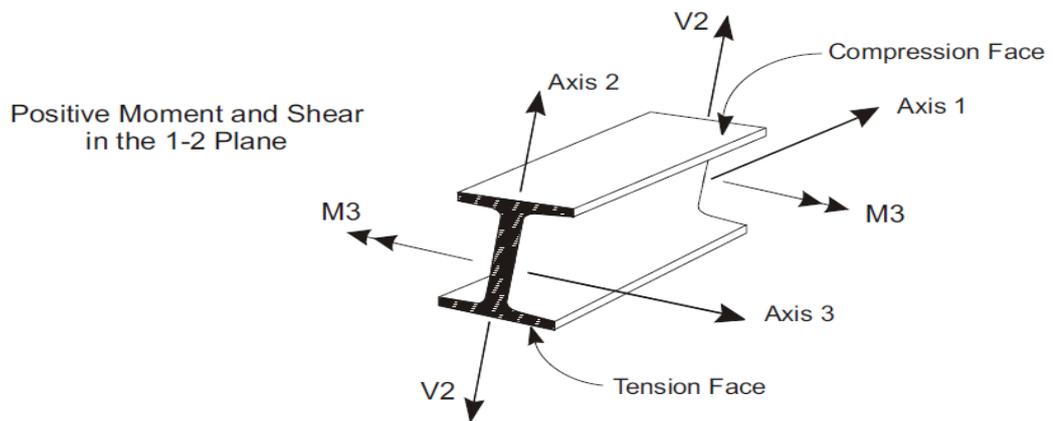
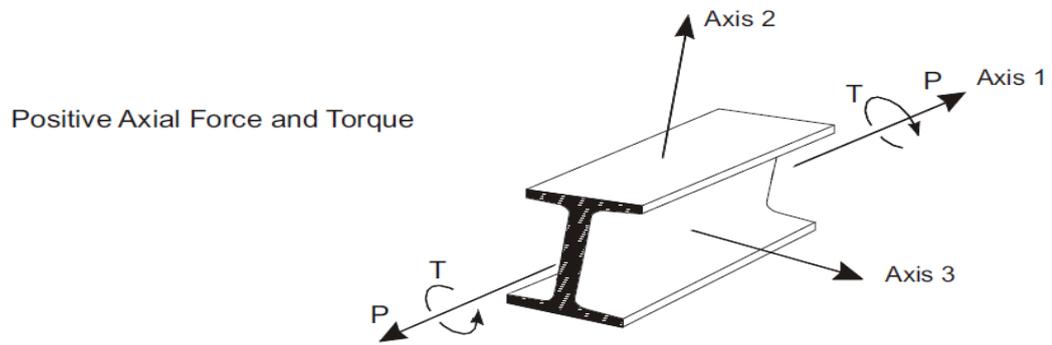
l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale della struttura;

l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale della struttura;

l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.

Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nella figura successiva.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 15 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------



#### 4.3 LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA PIASTRA

La valutazione della larghezza collaborante di piastra può essere effettuata come da EC3.1.5 paragrafo 3.1. Nell'analisi globale della struttura, ossia per il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni, si può assumere un valore costante della larghezza collaborante  $b_{eff}$  sull'intera lunghezza di ciascuna campata della trave, valutato nella mezzeria della campata per le travi appoggiate o continue ed all'incastro per le travi a mensola. Nelle verifiche delle sezioni trasversali si dovrebbero utilizzare valori delle larghezze collaboranti differenziati per le zone soggette a momento positivo o negativo, assumendo le lunghezze  $L_0$  riportate in figura.

Il calcolo è effettuato in una delle seguenti ipotesi:

- |                                       |                        |
|---------------------------------------|------------------------|
| 1) travi continue, campata di bordo   | $L_e = 0.85 L_1$       |
| 2) travi continue, campate intermedie | $L_e = 0.7 L_2$        |
| 3) travi continue, appoggi            | $L_e = 0.25 (L_1+L_2)$ |
| 4) travi continue, sbalzi             | $L_e = 2 L_3$          |
| 5) trave semplicemente appoggiate     | $L_e=L_1$              |

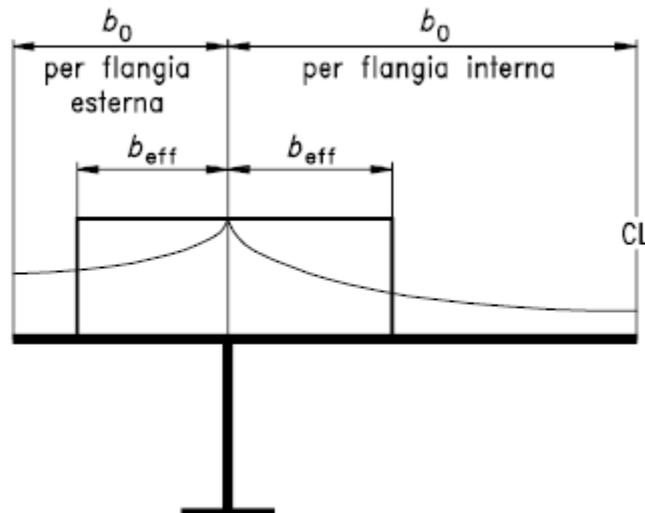
In cui:

$L_1, L_2, L_3$  luci delle varie tipologie di campata

Nel caso in cui una campata supera 1,5 volte la lunghezza delle campate adiacenti, si raccomanda che " $L_e$ " sia una stima della distanza tra due punti di nullo contigui del diagramma dei momenti.

Per il calcolo di  $b_{eff}$  si ha:

$$b_{eff}=\beta b_0$$



Il fattore "b" che determina la larghezza efficace si ricava dal prospetto seguente usando valori di  $k$  ottenuti dalla:

$$k = \alpha_0 b_0 / L_e$$

con:

$$\alpha_0 = (1 + A_{sl} / b_0 t)^{0.5}$$

### Fattore $\beta$ determinante la larghezza efficace

$\kappa = \frac{\alpha_0 \cdot l_0}{L_B}$	Sezioni da verificare	Valori di $\beta$
$\leq 0,02$		$\beta = 1,0$
(0,02) - 0,70	Zone con momento tendente le fibre inferiori	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4\kappa^2}$
	Zone con momento tendente le fibre superiori	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0\left(\kappa - \frac{1}{2500\kappa}\right) + 1,6\kappa^2}$
$> 0,70$	Zone con momento tendente le fibre inferiori	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9\kappa}$
	Zone con momento tendente le fibre superiori	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6\kappa}$
Tutti i valori di $\kappa$	Appoggi di estremità	$\beta_0 = (0,55 + 0,025/\kappa)\beta_1$ ma con $\beta_0 < \beta_1$
Tutti i valori di $\kappa$	Sbalzi	$\beta = \beta_2$ sugli appoggi, $\beta_0 = 1,0$ all'estremità

Nel nostro caso avremo:

Campata	Tipo	L (mm)	Le (mm)	I. collaborante interna			I. collaborante esterna			Beff,int (mm)	Beff,est (mm)	Beff (mm)
				$\kappa$	$\beta$	bo	$\kappa$	$\beta$	bo			
1	C1	23000.00	23000.00	0.14	0.64	1500	0.25	0.71	2400	961	1113	2074
	C2	23000.00	23000.00	0.14	0.88	1500	0.30	0.64	2400	1326	1531	2858

#### 4.4 SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO

Le caratteristiche geometriche delle travi in acciaio unitamente alla larghezza collaborante calcolata al paragrafo precedente sono state utilizzate per il calcolo delle inerzie utilizzate nel modello di calcolo, riportate negli allegati alla presente relazione.

Per ciascuno dei conci, in cui è diviso l'impalcato, si esegue, con l'ausilio di un foglio elettronico di excel, appositamente implementato, il calcolo delle grandezze geometriche; i suddetti calcoli sono riportati in allegato a tale relazione.

Concio	Anima		Piattabanda inf.		Radd. Piattabanda inf.		piastra ortotropa	
	Htot	t	Binf	sinf	Binf	sinf	Beff	sp
1	1160	16	800	40	-	-	2074	14
2	1130	16	800	40	700	30	2858	14
1	1160	16	800	40	-	-	2074	14

Tabella conci

Determinata la larghezza collaborante della piastra si calcolano le caratteristiche statiche della sezione a doppio T così costituita.

	<b>2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale:  Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord</b> <b>OPERE D'ARTE MINORI</b> <b>Cavalcavia al km 0+310: Relazione tecnica e di calcolo impalcato</b>							
	Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A

## 5. ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito una descrizione delle azioni agenti sulle strutture, considerate per il dimensionamento degli elementi all'oggetto..

### 5.1 CARICHI ELEMENTARI

Le azioni di progetto, in accordo con quanto prescritto da D.M. de 14/01/2008, vengono di seguito elencate:

- g1 = peso proprio della struttura;
- g2 = carichi permanenti portati;
- g3 = altri carichi permanenti;
- ε1 = distorsioni di progetto;
- ε2 = ritiro del calcestruzzo;
- ε3 = variazioni termiche;
- ε4 = viscosità;
- q1 = carichi mobili;
- q2 = effetto dinamico dei carichi mobili;
- q3 = azioni longitudinali di frenamento;
- q4 = azione centrifuga;
- q5 = azione del vento;
- q6 = azioni sismiche;
- q7 = resistenze di attrito agli appoggi;
- q8 = azioni sui parapetti: urto di un veicolo in svio;
- q9 = altre;
- q10 = spinta idrodinamica.

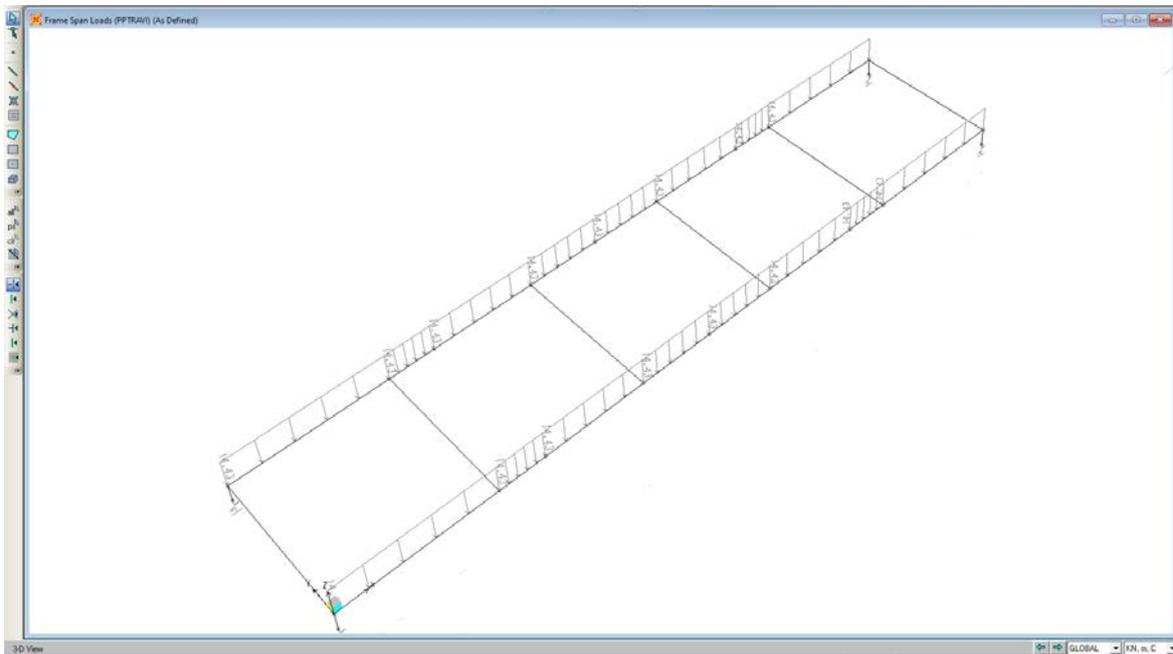
#### 5.1.1 Peso proprio della struttura g1

Il peso proprio degli elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi e piastra ortotropa) è computato considerando un'incidenza per l'acciaio a mq di impalcato pari a 3.70 kN/mq

Pertanto sulla singola trave avremo un carico linearmente distribuito sulla sua lunghezza pari a:

$$PP = 3.70 \cdot 7.80 / 2 = 14.43 \text{ kN/m.}$$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 20 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------



Peso proprio carpenteria metallica

### 5.1.2 Carichi permanenti portati g2

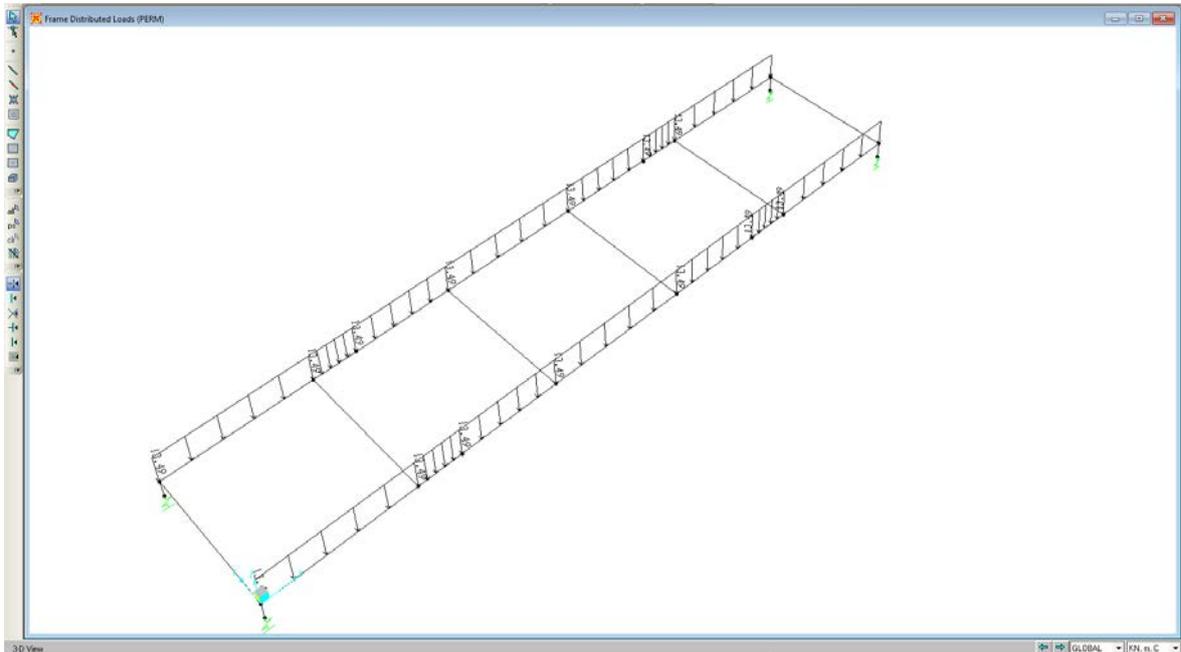
Pavimentazione:	$(6.50) \times 0.11 \times 22 \text{ kN/mq} =$	15.73 kN/ml
cordoli	$2 \times 0.65 \times 0.20 \times 25 \text{ kN/mc}$	6.50 kN/ml
Veletta in c.a.	$2 \times 0.05 \times 0.70 \times 25 \text{ kN/mc}$	1.75 kN/ml
Guardrail:	$1.50 \times 2 \text{ kN/ml} =$	3.00 kN/ml

---

Sommano:		26.98 kN/ml
----------	--	-------------

Sulla singola trave avremo:  
 PERM =  $26.98/2=13.49 \text{ kN/m}$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 21 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------



*Permanenti portati*

### 5.1.3 Cedimento differenziale di pile e spalle ( $\epsilon_1$ )

Essendo lo schema statico isostatico non si considerano gli effetti prodotti da cedimenti differenziali delle spalle.

### 5.1.4 Distorsioni di progetto $\epsilon_2$

Non sono previste distorsioni di progetto.

### 5.1.5 Variazioni termiche ( $\epsilon_3$ )

Sono state considerate variazioni di temperatura pari a:

Variazione termica uniforme di  $\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$

### 5.1.6 Carichi mobili $q_1$

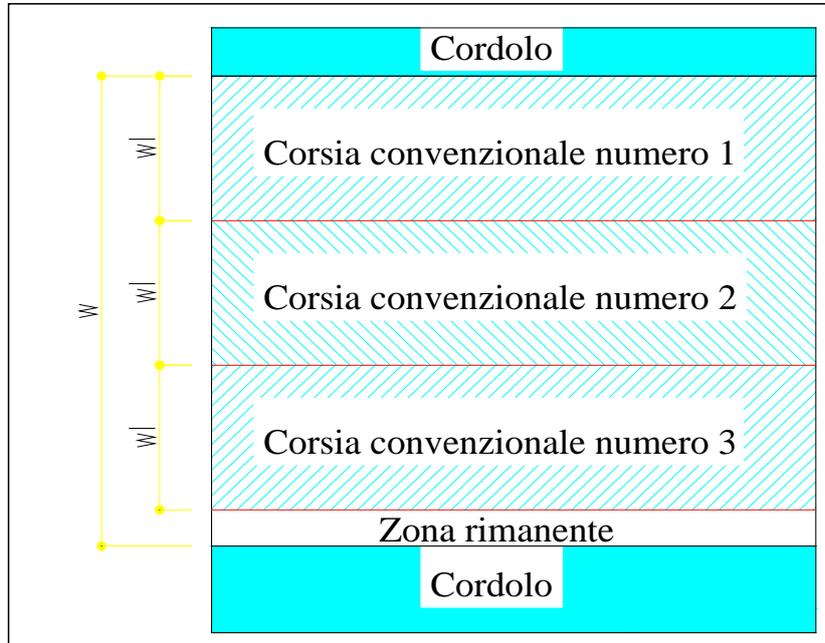
Questi sono i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti. I carichi vanno applicati su una "corsia convenzionale" avente un ingombro trasversale stabilito in 3,00m, e sulla "zona rimanente" avente un ingombro trasversale pari a  $w-(3.00 \times n_l)$ , dove "w" è la larghezza della carreggiata e "n<sub>l</sub>" è il numero di corsie convenzionali. Nel caso specifico, considerata la variabilità della larghezza della carreggiata, si ha:

$$w = 6.50 \text{ m}$$

$$n_l = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(6.50)/3 = 2$$

$$\text{Larghezza della zona rimanente} = w - (3.00 \times n_l) = 0.50 \text{ m}$$

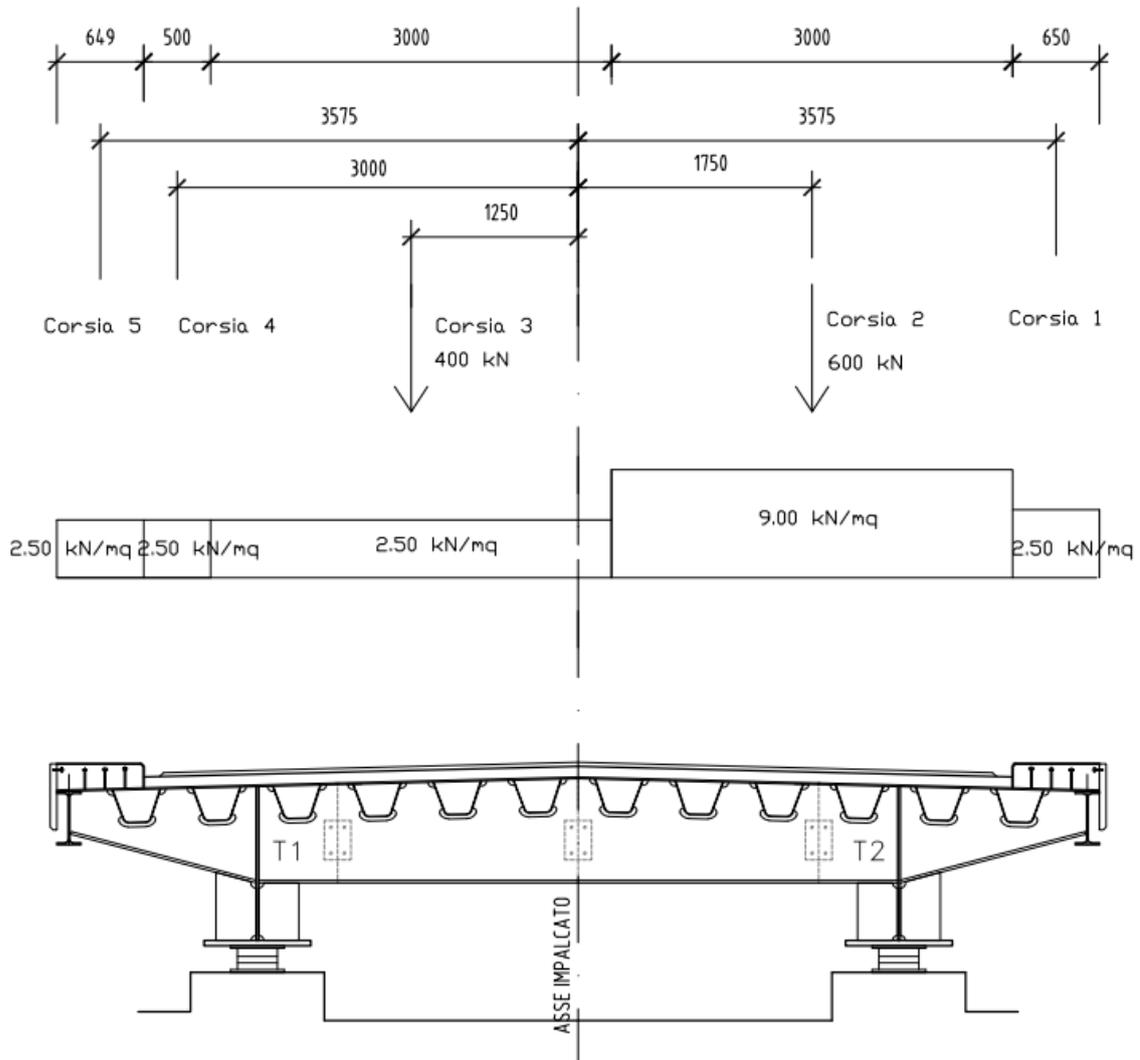
Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 22 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------



Carico Q1k: mezzo convenzionale a due assi: .....	600,00	kN
Carico q1k: carico ripartito:.....	9	kN/m <sup>2</sup>
Carico Q2k : mezzo convenzionale a due assi: .....	400,00	kN
Carico q2k: carico ripartito:.....	2,5	kN/ m <sup>2</sup>
Carico Q3k : mezzo convenzionale a due assi: .....	200,00	kN
Carico q3k: carico ripartito:.....	2,5	kN/ m <sup>2</sup>
Carico q4k : zona rimanente: .....	2,5	kN/ m <sup>2</sup>
Carico q1e : folla compatta sui marciapiedi: .....	2.5	kN/ m <sup>2</sup>

Compatibilmente con la larghezza complessiva della piattaforma carrabile, viene considerata la seguente distribuzione dei carichi:

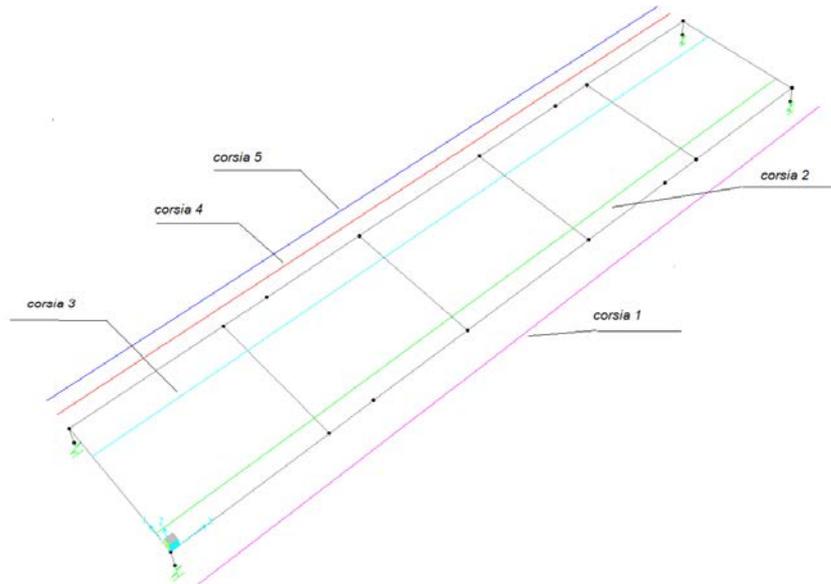
Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 23 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------



Tali carichi in direzione longitudinale sono considerati viaggianti sull'intero impalcato e in direzione trasversale considerati nelle configurazioni che massimizzano le sollecitazioni di verifica delle sottostrutture.

In particolare avremo due configurazioni: la prima che massimizza il momento trasversale sulle sottostrutture con i carichi disposti in maniera più eccentrica possibile rispetto all'asse delle pile e la seconda che massimizza lo sforzo normale con tutti i carichi mobili presenti sull'impalcato.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 24 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------



Corsie di carico

**Dati Veicolo Generico**

Nome veicolo: Q1K      Unità: KN, m, C

Carichi Assali Flottanti

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	0.	One Point	
Per Altre Risposte	0.	One Point	

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi  
 Forze Appoggio Verticale Interno  
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia: 0.3048  
 Bordo Interno Corsia: 0.6096

Effetti Lunghezza

Assale: None    Mod/Mostra  
 Uniforme: None    Mod/Mostra

Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		27.	Zero Width		300	One Point	
Leading Load	Infinite		27.	Zero Width		300.	One Point	
Fixed Length	1.2		27.	Zero Width		300.	One Point	
Trailing Load	Infinite		27.	Zero Width				

Agg.    Inserisci    Modif.    Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio    Falt di Riduzione Scambio  
 Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK    Annulla

**Dati Veicolo Generico**

Nome veicolo: Q2K      Unità: KN, m, C

**Carichi Assali Flottanti**

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	0.	One Point	
Per Altre Risposte	0.	One Point	

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

**Uso**

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi  
 Forze Appoggio Verticale Interno  
 Altre Risposte

**Min Dist Permissa Da Carico Asse**

Bordo Esterno Corsia: 0.3048  
 Bordo Interno Corsia: 0.6096

**Effetti Lunghezza**

Assale: None      Mod/Mostra  
 Uniforme: None      Mod/Mostra

**Carichi**

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Fixed Length	1.2		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Trailing Load	Infinite		7.5	Zero Width				

Agg.    Inserisci    Modif.    Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio      Fatt di Riduzione Scambio: \_\_\_\_\_  
 Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK    Annulla

**Dati Veicolo Generico**

Nome veicolo: QFOLLA      Unità: KN, m, C

**Carichi Assali Flottanti**

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	0.	One Point	
Per Altre Risposte	0.	One Point	

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

**Uso**

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi  
 Forze Appoggio Verticale Interno  
 Altre Risposte

**Min Dist Permissa Da Carico Asse**

Bordo Esterno Corsia: 0.3048  
 Bordo Interno Corsia: 0.6096

**Effetti Lunghezza**

Assale: None      Mod/Mostra  
 Uniforme: None      Mod/Mostra

**Carichi**

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		1.625	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		1.625	Zero Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		1.625	Zero Width				

Agg.    Inserisci    Modif.    Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio      Fatt di Riduzione Scambio: \_\_\_\_\_  
 Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK    Annulla

**Dati Veicolo Generico**

Nome veicolo:       Unità:

Carichi Assali Flottanti

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>
Per Altre Risposte	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi  
 Forze Appoggio Verticale Interno  
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia:   
 Bordo Interno Corsia:

Effetti Lunghezza

Assale:    
 Uniforme:

Pianta del Carico



Prospetto del

Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		1.25	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		1.25	Zero Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		1.25	Zero Width				

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio      Fatt. di Riduzione Scambio:   
 Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

*Veicoli*

**5.1.7 Forza di frenatura q3**

La forza di frenatura è pari a:

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{kN}$$

essendo  $w_1$  ed  $L$  rispettivamente la larghezza e la lunghezza totale della prima corsia di carico del viadotto.

Nel nostro caso si ha:

$$q_3 = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 3 \cdot 9 \cdot 24 \approx 424,8 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$$

La forza di frenatura non è dimensionante l'impalcato.

**5.1.8 Forza centrifuga q4**

La forza centrifuga non è presente

	<b>2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale:  Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord</b> <b>OPERE D'ARTE MINORI</b> <b>Cavalcavia al km 0+310: Relazione tecnica e di calcolo impalcato</b>							
	Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A

### 5.1.9 Azione del vento q5

La superficie dei carichi transitanti esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Si riporta di seguito il calcolo della pressione del vento per unità di superficie.

$V_{ref}$	27	m/s	Velocità di riferimento (Macrozonazione)
$\alpha_r$	1.10		Coefficiente funzione del periodo di ritorno
$V_r(Tr)$	29.7	m/s	Velocità di riferimnto riferita al periodo di ritorno
<b>Calcolo della velocità media del vento</b>			
Classe di rugosità :C; Zona 3; Categoria III			
$K_r$	0.2		Coefficiente funzione della categoria di esposizione del sito
$Z_0$	0.1	m	Coefficiente funzione della categoria di esposizione del sito
$z_{min}$	5	m	Coefficiente funzione della categoria di esposizione del sito
$\beta$	0.5		Coefficiente funzione dell'altezza della costruzione
$\gamma$	1		
$C_t$	1.5		Coefficiente di topografia
$z$	10	m	Altezza della costruzione
$\alpha(z)$	4.61		Funzione logaritmica dell'altezza dell'opera
$V_m(z)$	41.0	m/s	Velocità media del vento
<b>Calcolo della velocità di picco del vento</b>			
$C_{ev}(z)$	1.96		Coefficiente di esposizione
$V_p(z)$	58.2	m/s	Velocità di picco del vento
<b>Calcolo della pressione cinetica di picco</b>			
$q(z)$	2.1	kN/mq	Pressione cinetica di picco
<b>Calcolo della pressione del vento</b>			
$C_{pe}$	1		Coefficiente di pressione
$C_d$	1		Coefficiente dinamico
$W$	2.1	kN/mq	Pressione del vento

A vantaggio di sicurezza si assume comunque una pressione da vento pari a 2.5 kN/mq

Nel nostro caso avremo:

$$H_{imp,max} = (1.214 + 0.11 + 3.00) \text{ m} = 4.324 \text{ m}$$

$$L = 24 \text{ m} \quad \text{lunghezza impalcato}$$

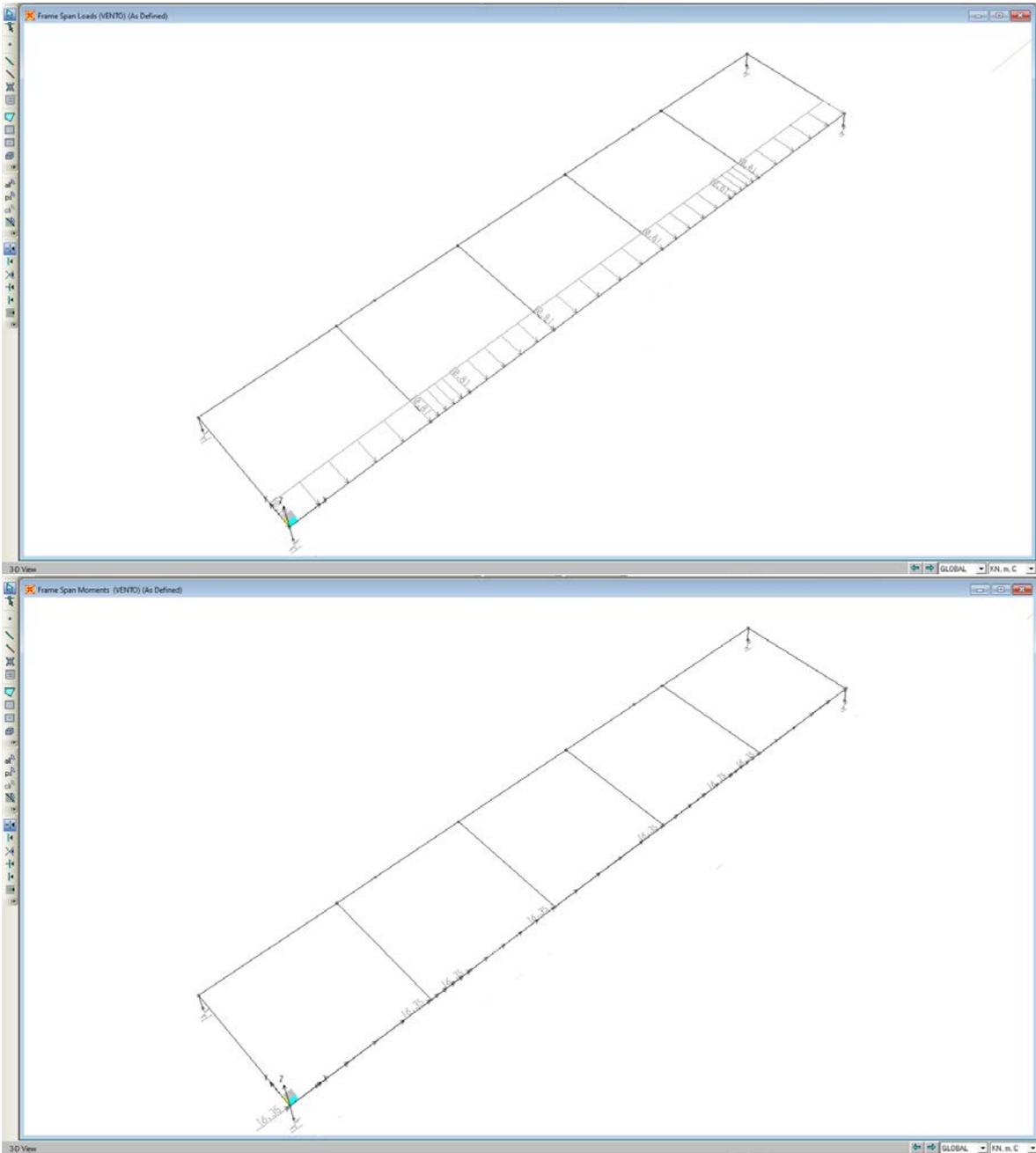
Dove:

- 1.214 m      rappresentano l'altezza dell'impalcato in acciaio;
- 0.11 m      rappresentano l'altezza della pavimentazione;
- 3.00 m      rappresentano l'altezza della superficie esposta al vento.

Risultante applicata in asse trave:

$$R_v = 2.5 \cdot 4.324 = 10.81 \text{ kN/m} \quad M_v = 10.81 \cdot (4.324/2 - 0.65) = 16.35 \text{ kNm}$$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 28 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------



### 5.1.10 Azione sismica (q6)

L'azione sismica viene valutata in base al sito in cui si colloca l'opera (Comune di Matelica) e in base alla classe d'uso del ponte e della vita nominale prevista:

Classe d'uso III (coefficiente d'uso 1,5)

Vita nominale (anni) 50

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	SLC	
$a_g$	0.208	0.264	g
$F_o$	2.534	2.564	
$T_C^*$	0.333	0.341	s
$S_S$	1.384	1.294	
$C_C$	1.510	1.497	
$S_T$	1.000	1.000	
$q$	1.000	1.000	

Terreno di tipo C

	SLV	SLC	
$S$	1.384	1.294	
$\eta$	1.000	1.000	
$T_B$	0.167	0.170	s
$T_C$	0.502	0.511	s
$T_D$	2.431	2.655	s

Lo spettro orizzontale è descritto dalle espressioni seguenti.

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

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente verticale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	SLC	
$a_{gv}$	0.128	0.183	g
$S_s$	1.000	1.000	
$S_T$	1.000	1.000	
$q$	1.000	1.000	
$T_B$	0.050	0.050	s
$T_C$	0.150	0.150	s
$T_D$	1.000	1.000	s

$F_v$	1.559	1.778	
$S$	1.000	1.000	
$\eta$	1.000	1.000	

Lo spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

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

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

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

Visto lo schema di vincolo adottato per l'impalcato, l'azione sismica orizzontale si trasmette dall'impalcato agli appoggi elastomerici.

Gli isolatori elastomerici sono dispositivi d'appoggio in elastomero, cioè costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione.

La dissipazione di energia fornita dall'elastomero, consente di ottenere un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente nel nostro caso pari a 15%.

Il tipico ciclo isteretico forza-spostamento di un isolatore schematizzabile con una relazione inerea, mediante la rigidità equivalente  $K_e$  ed il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_e$  che dipendono dallo spostamento massimo  $d_2$  (corrispondente allo SLC) e dalla forza corrispondente  $F_2$  (corrispondente all SLV) cui sono riferiti.

Nel nostro caso abbiamo:

$$k_e = 990 \text{ kN/m}$$

$$\xi_e = 15\%$$

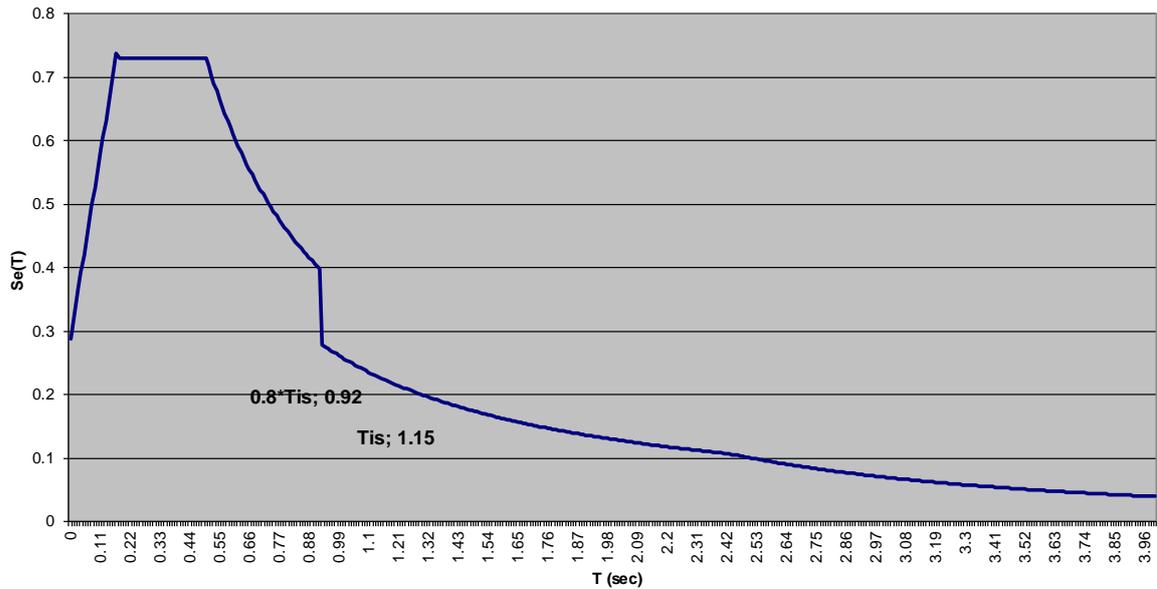
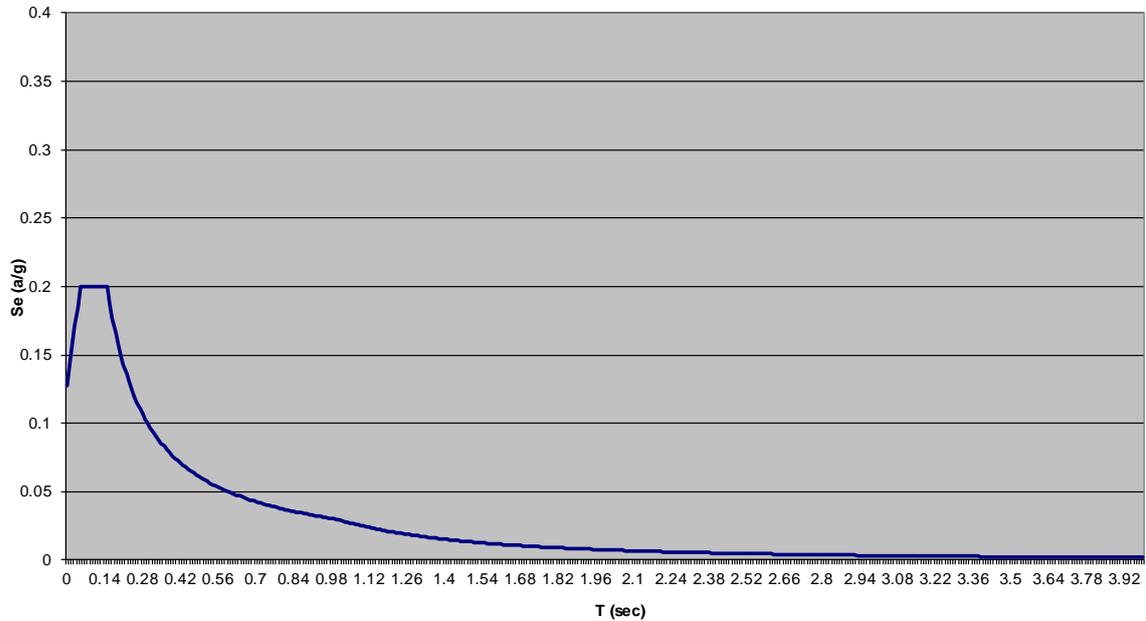
$$d_{2,long} = 0.15 \text{ m}$$

$$d_{2,trasv} = 0.15 \text{ m}$$

Con smorzamento viscoso equivalente al 15 %. Con tale valore si calcola il fattore h con cui si scala

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 31 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

lo spettro per periodi superiori a 0.8 volte il periodo della struttura isolata.  
 Con riferimento al caso specifico, si riporta nella figura seguente lo spettro elastico isolato per la componente orizzontale e per la componente verticale allo SLV.

**Spettro di risposta elastico orizzontale isolato**

**Spettro di risposta elastico verticale**


 <b>QUADRILATERO</b> Marche Umbria S.p.A.	<b>2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale:          Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord          OPERE D'ARTE MINORI          Cavalcavia al km 0+310: Relazione tecnica e di calcolo impalcato</b>							
	Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A

#### 5.1.11 Azioni eccezionali (q8)

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0,10 m), h2 = 1,00 m.

## 5.2 COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI

I carichi devono essere combinati, secondo i coefficienti di combinazione del DM del 17/01/2018 di seguito riportati.

### Combinazione SLE

Configurazione di carico per fasi - Combinazione SLE							SLE
Peso proprio (g1)	$\gamma G1$	1					
Permanenti (g2)	$\gamma G2$	1					
Cedimenti vincolari pile	$\gamma \Psi 1 \varepsilon 1$	0.6					
Distorsoe di progetto	$\gamma \Psi 1 \varepsilon 2$	0.6					
Accidentale (q)	$\gamma Q$	1					
Vento (q5)	$\gamma \Psi 1 Q$	0.6					

### Combinazione STR

Configurazione di carico per fasi - Combinazione STR							STR
Peso proprio (g1)	$\gamma G1$	1.35					
Permanenti (g2)	$\gamma G2$	1.35					
Cedimenti vincolari pile	$\gamma \Psi 1 \varepsilon 1$	0.72					
Distorsoe di progetto	$\gamma \Psi 1 \varepsilon 2$	0.72					
Accidentale (q)	$\gamma Q$	1.35					
Vento (q5)	$\gamma \Psi 1 Q$	0.9					

## 6. DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA

L'analisi delle caratteristiche della sollecitazione interna dei modelli di calcolo appena elencati, come già anticipato, è stata eseguita con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti sap2000, in allegato sono riportati i tabulati di output.

Di seguito, per ciascuna fase strutturale analizzata, si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di verifica della trave esterno curva (momento e taglio) relativi alle condizioni di carico elementari.

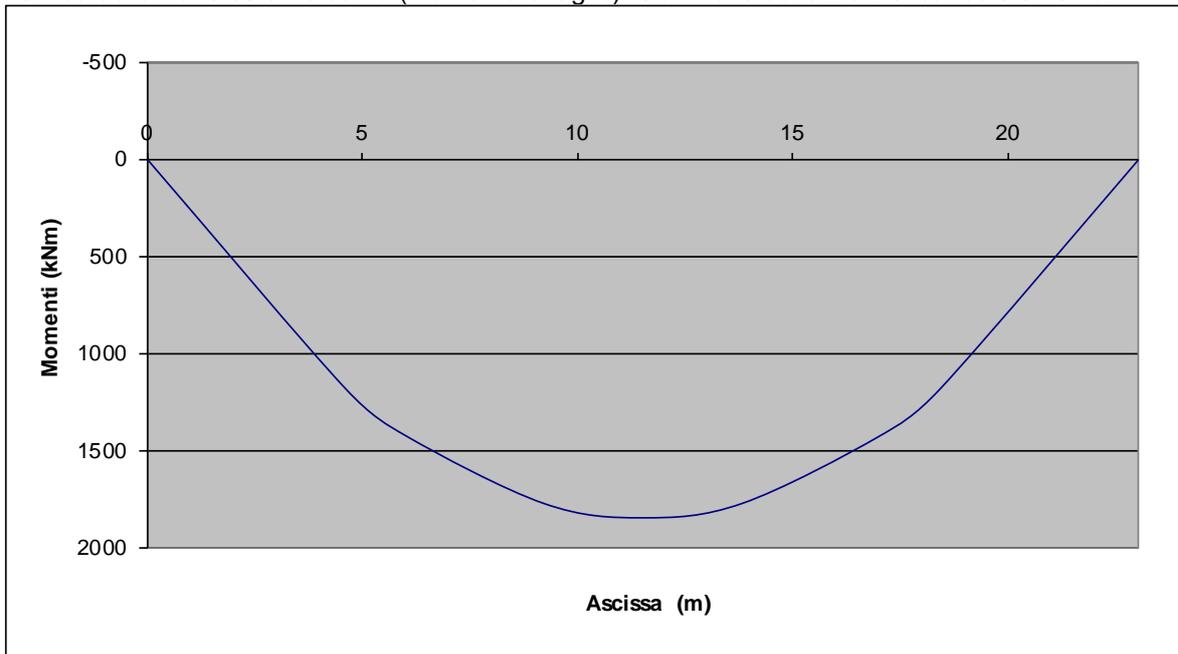


Fig. 6.1 – Diagramma dei momenti relativo al peso proprio carpenteria metallica+permanenti portati

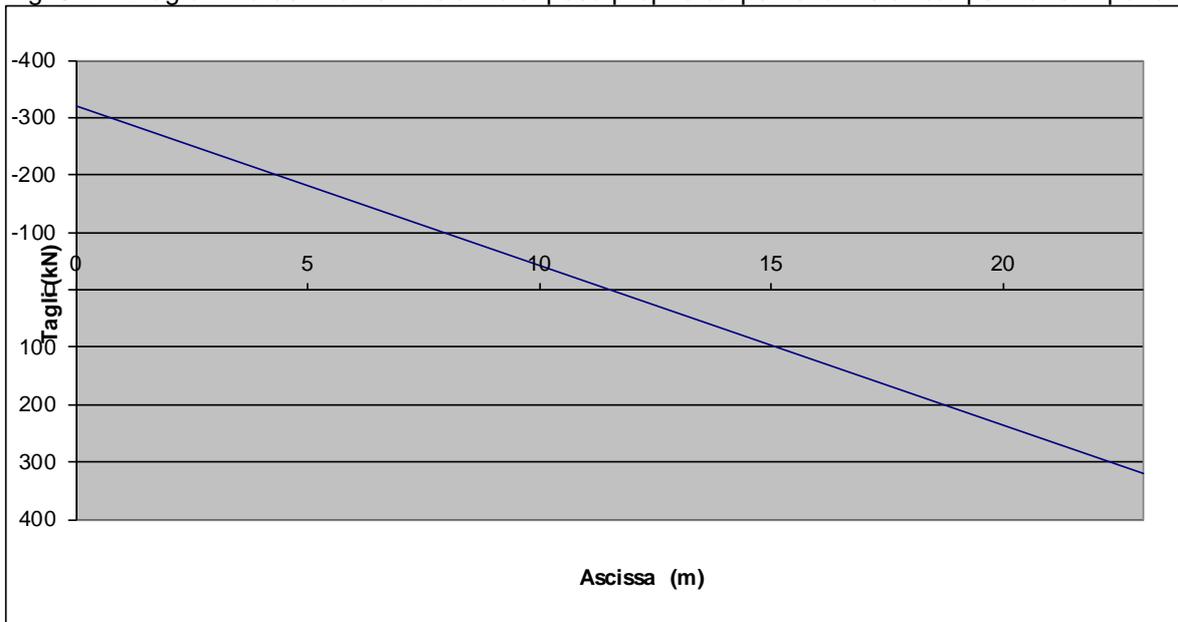


Fig. 6.2 – Diagramma dei tagli relativo al peso proprio carpenteria metallica+permanti portati

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 35 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

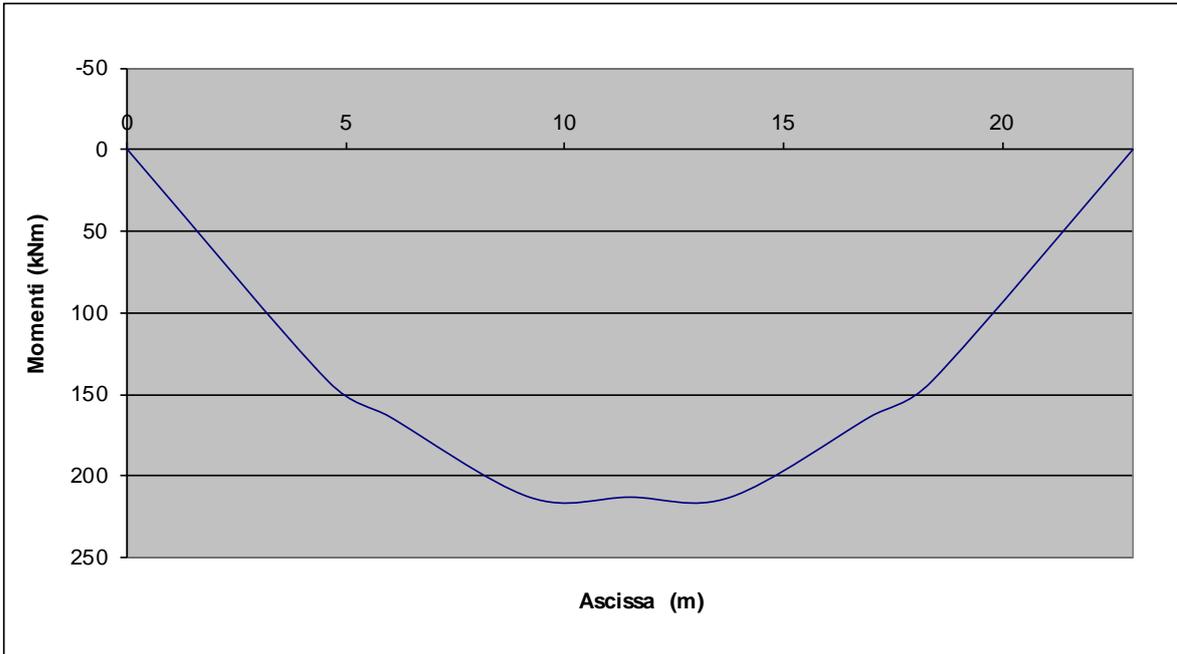


Fig. 6.3 – Diagramma dei momenti verticali relativo al vento

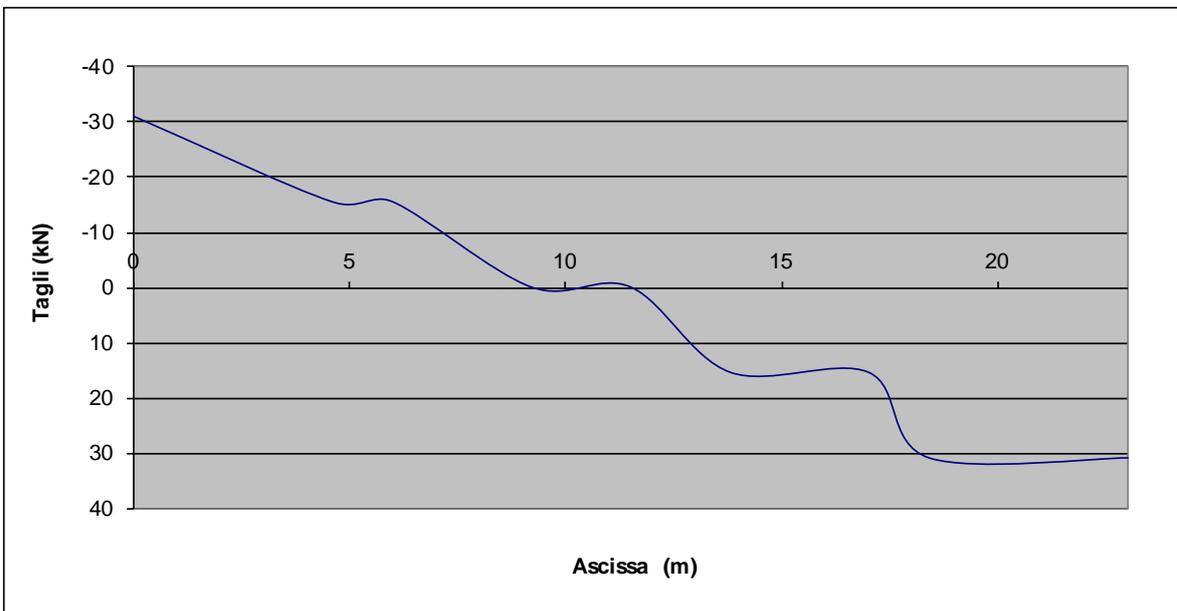


Fig. 6.4 – Diagramma dei tagli verticali relativo al vento

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 36 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

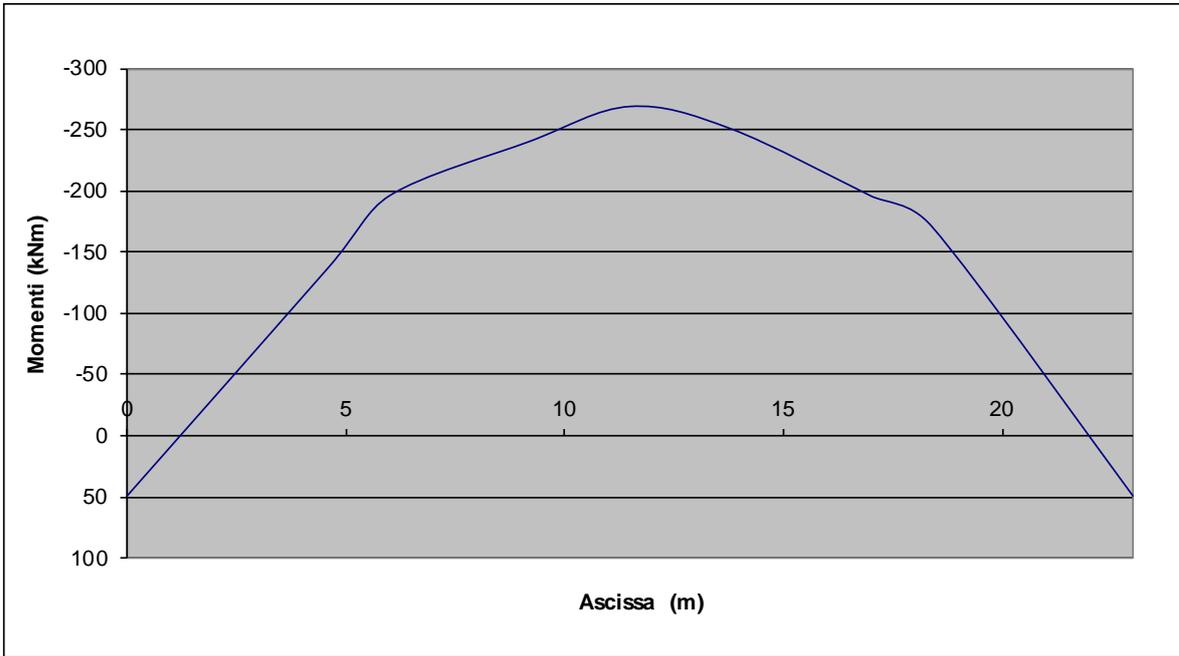


Fig. 6.5 – Diagramma dei momenti orizzontali relativo al vento

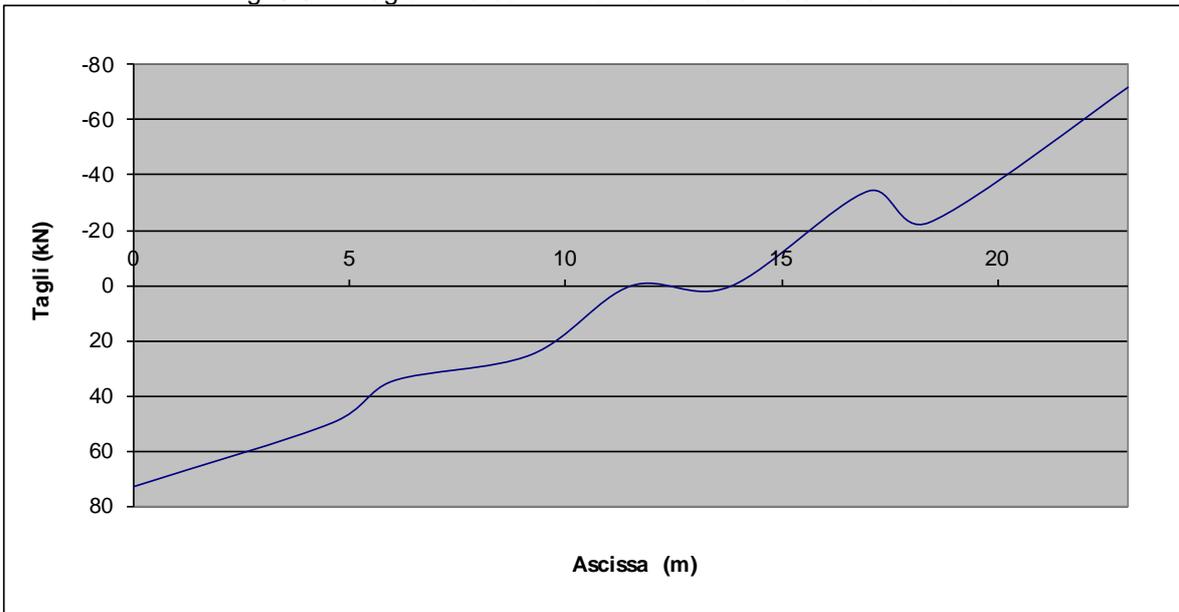


Fig. 6.6 – Diagramma dei tagli orizzontali relativo al vento

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 37 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

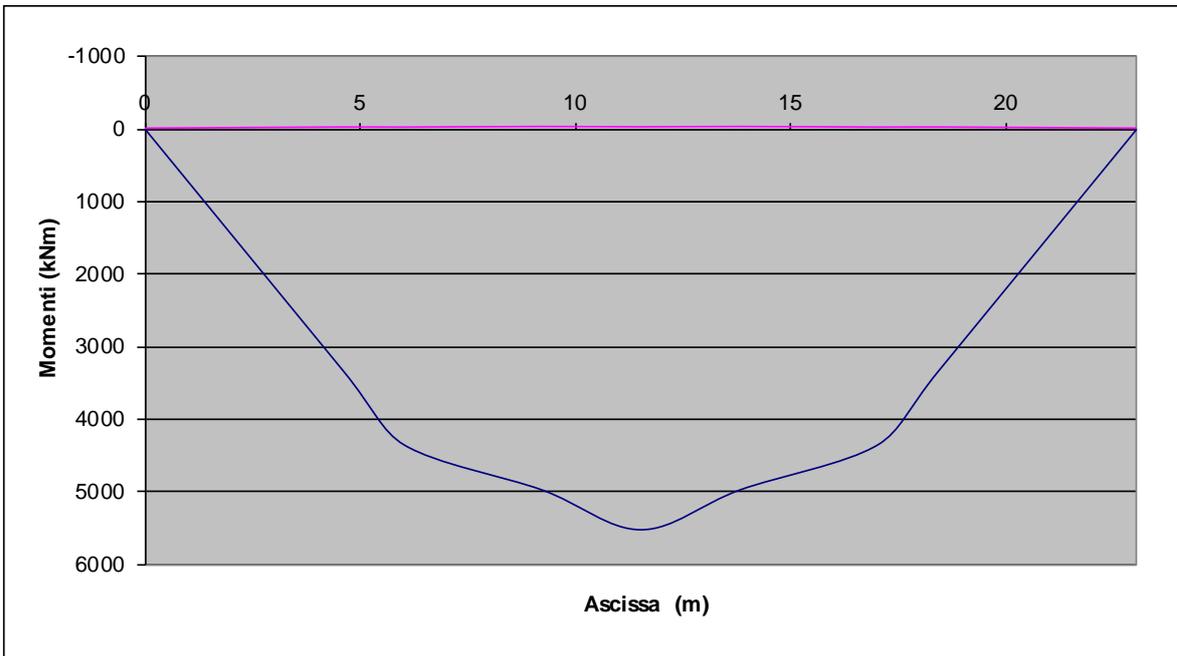


Fig. 6.7 – Diagramma dei momenti relativo ai carichi mobili massimi e minimi

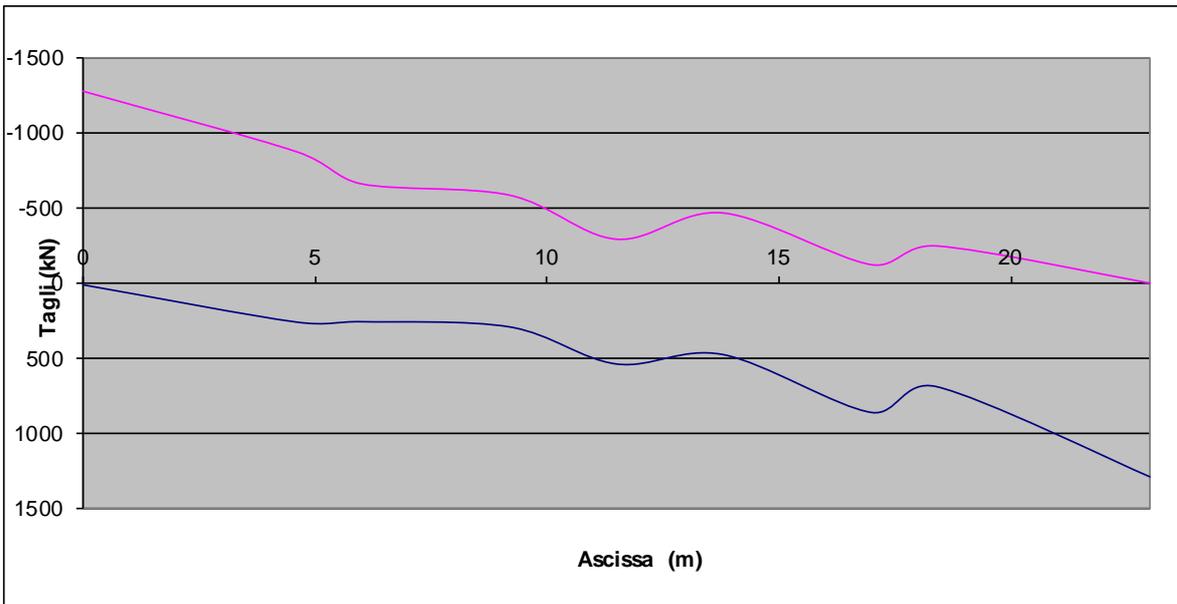


Fig. 6.8 – Diagramma dei tagli relativo ai carichi mobili massimi e minimi

## 7. DIAGRAMMI DELLE DEFORMAZIONI

Le condizioni di carico che contribuiscono alla deformato sono le seguenti:

- fp peso proprio della struttura metallica e delle opere di finitura (permanente portato)
- fa effetti del traffico veicolare

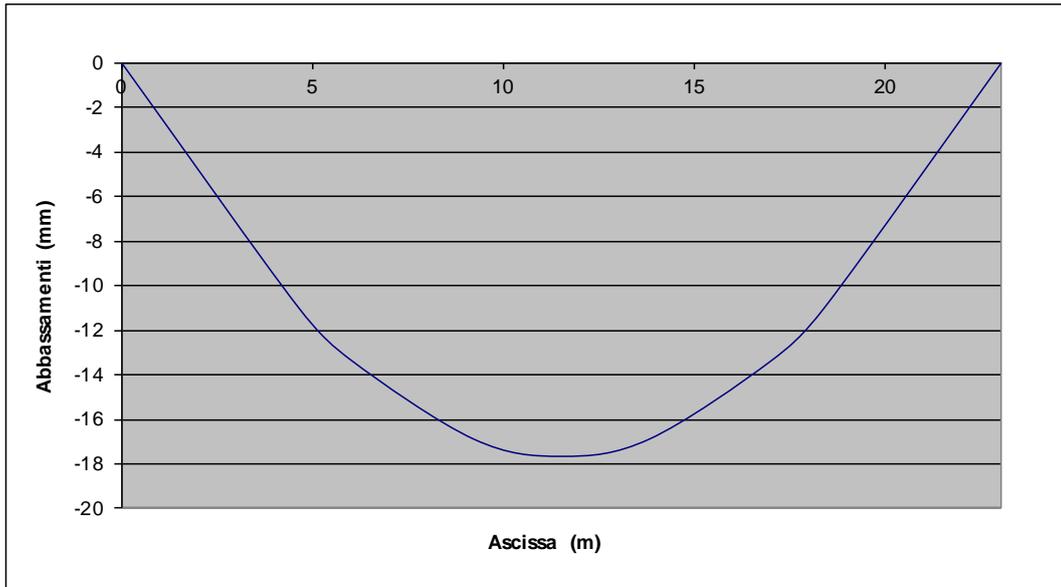


Fig. 7.1 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura e le opere di finitura

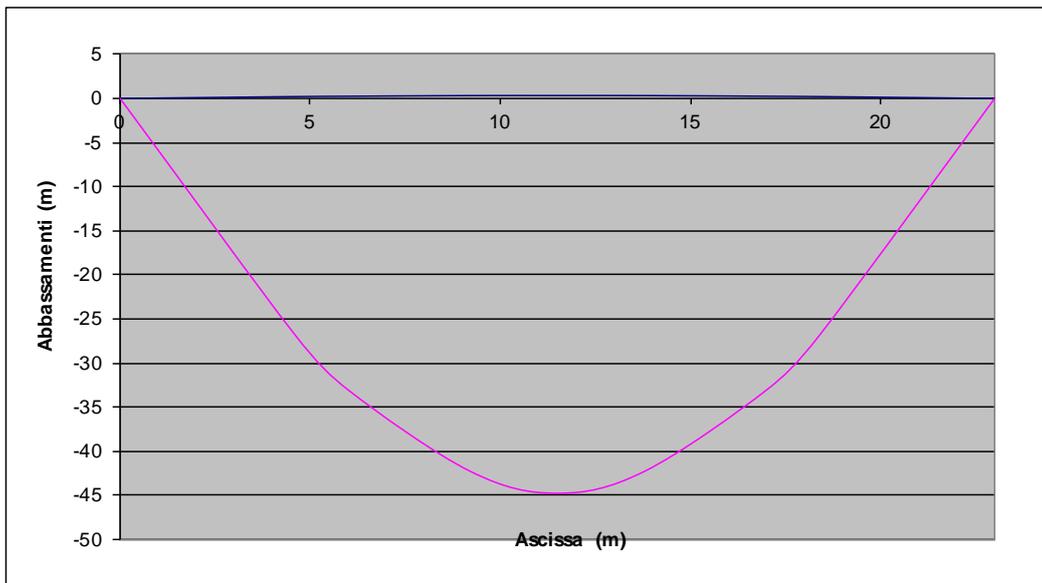


Fig. 7.2 – Abbassamenti verticali per gli effetti del traffico veicolare

$$U_3 = 44.7 \text{ mm} < 1/500 * L = 1/500 * 23000 = 46 \text{ mm}$$

-abbassamento dovuto al traffico veicolare

	<b>2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale:  Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord</b> <b>OPERE D'ARTE MINORI</b> <b>Cavalcavia al km 0+310: Relazione tecnica e di calcolo impalcato</b>							
	Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A

## 8. CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

La presente relazione di calcolo strutturale illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono condotte analogamente a quelle descritte.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza per l'acciaio da carpenteria: 1.05;
- coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità per l'acciaio da carpenteria per SLU: 1.25.
- coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza delle sezioni in acciaio indebolite dai fori e per le unioni: 1.25.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

### 8.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO

Per le sezioni in acciaio si effettuano:

Verifiche degli elementi principali:

- verifiche di resistenza delle membrature;
- verifiche di stabilità: dei pannelli d'anima delle membrature inflesse (imbozzamento) e degli irrigidimenti in corrispondenza degli appoggi;
- Verifica della piastra ortotropa in direzione trasversale (effetto locale);
- Verifica della piastra ortotropa in direzione longitudinale (effetto locale);
- verifiche a fatica;

Verifiche degli elementi secondari:

- verifiche delle unioni saldate;
- verifiche di resistenza dei diaframmi pieni;
- verifiche degli irrigidimenti trasversali e longitudinali lungo la trave;

## 9. VERIFICHE ELEMENTI PRINCIPALI

### 9.1 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE PRINCIPALI (EFFETTO GLOBALE)

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

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

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;

$\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura;

Facendo riferimento ad una procedura di comprovata validità, come consentito ai punti 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.4 del DM2008 e C4.2.4.1.3.4 della circoalre applicativa, le verifiche saranno eseguite facendo riferimento al limite elastico degli elementi (stato limite ultimo elastico), indipendentemente dalla classificazione delle sezioni.

In tali ipotesi le verifiche di resistenza e stabilità saranno svolte con il metodo tensionale facendo riferimento alle istruzioni CNR 10011. In sostanza ciò significa considerare tutte le sezioni in classe 4 verificandone la stabilità locale senza impiegare il metodo delle larghezze efficaci.

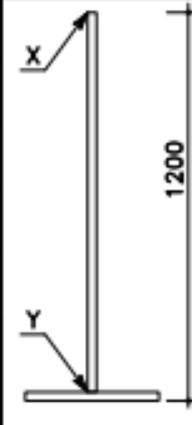
CARATTERISTICHE CONCI (mm)			
TRAVI 1 e 2			
CONCIO TIPO	C1	C2	
ALTEZZA TOTALE (TRAVI)	1200	1200	
PIATTABANDA INFERIORE	800x40	800x40	
RADD. INT. PIAT. INFERIORE	----	700x30	
ANIMA VERTICALE (TRAVI)	1160x16	1130x16	
SALDATURE	X	8x8	
	Y	8x8	8x8

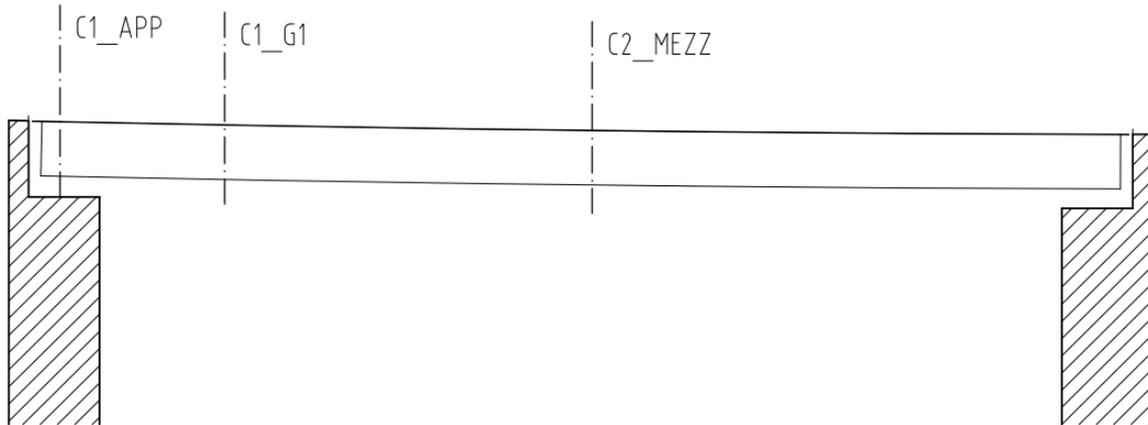
Fig. 9.1 Caratteristiche geometriche dei conchi di trave

Si riportano di seguito il riepilogo delle verifiche delle sezioni più significative dell'impalcato (vedi figura seguente) per le combinazioni di carico di normativa. L'unità di misura utilizzata per le tensioni sono i N/mm<sup>2</sup> (MPa).

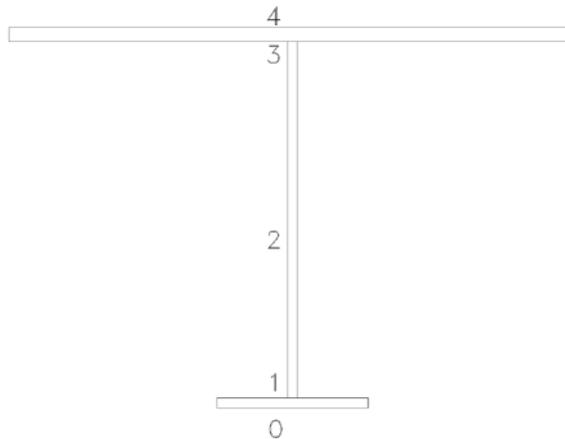
Tali verifiche vengono condotte con le sollecitazioni massime in base alle combinazioni di carico di normativa.

I tabulati completi sono presenti nella relazione degli allegati:

**Schema delle sezioni di calcolo**



Per la localizzazione delle tensioni di verifica che compaiono nelle tabelle seguenti si veda la figura seguente:



Sezione	Max Fz					Min Fz					Max My					Min My				
	$\sigma_{id0}$	$\sigma_{id1}$	$\sigma_{id2}$	$\sigma_{id3}$	$\sigma_4$	$\sigma_{id0}$	$\sigma_{id1}$	$\sigma_{id2}$	$\sigma_{id3}$	$\sigma_4$	$\sigma_{id0}$	$\sigma_{id1}$	$\sigma_{id2}$	$\sigma_{id3}$	$\sigma_4$	$\sigma_{id0}$	$\sigma_{id1}$	$\sigma_{id2}$	$\sigma_{id3}$	$\sigma_4$
C1_APP	0	73	193	1	64	0	15	39	0	0	0	73	193	1	0	0	15	39	0	0
C1_G1	47	57.8	98.6	48.6	29.3	196.4	183.2	11.6	201.1	64.4	47.5	57.8	98.6	48.6	29.3	196.4	183.2	11.6	201.1	64.4
C2_MEZZ	41	36.5	35.8	47.4	49.0	165.9	145.7	63.9	193.0	69.7	40.8	36.5	35.8	47.4	49.0	165.9	145.7	63.9	193.0	69.7

$\sigma_{id0}, \sigma_{id1}, \sigma_{id2}, \sigma_{id3}$  e  $\sigma_{id4} < 460/1.05=438.1$  MPa

## 9.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

### 9.2.1 Stabilità dei pannelli d'anima (imbozzamento)

La verifica di instabilità viene condotta in accordo alla [CNR10011] §7.6.2.

I tabulati di verifica completi sono presenti in allegato.

Di seguito vengono riportati i tabulati di riepilogo delle suddette verifiche nelle sezioni precedentemente definite con le seguenti convenzioni:

“P1; P2” e “P3” sono i pannelli dell'anima della trave delimitati lateralmente dagli irrigidimenti trasversali dell'anima, superiormente o inferiormente dalla piattabanda e dagli irrigidimenti longitudinali;

La verifica risulta soddisfatta se:

$$\eta = \frac{\sigma_{cr,id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} \geq \beta v$$

#### C1 APP

##### Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a

4600 mm

Distanza netta fra le piattabande h

1160 mm

Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale

1160 mm

Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale

0 mm

Spessore dell'anima tweb

16 mm

Pannello 1: h=1160 alfa=3,97

Pannello 2: h=-1160 alfa=0,00

Pannello 3: h=1160 alfa=3,97

		Fz_max	Fz_min	My_max	My_min
Pannello 1	$\sigma_{sup}$	0.33	0.09	0.33	0.09
	$\sigma_{inf}$	0.32	0.09	0.32	0.09
	$\tau_{med}$	10.30	10.30	10.30	10.30
	$\sigma_1$	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\psi$	0.00	0.00	0.00	0.00
	$k_\sigma$	7.64	7.64	7.64	7.64
	$k_\tau$	5.59	5.59	5.59	5.59
	$\sigma_{cr,0}$	35.42	35.42	35.42	35.42
	$\sigma_{cr}$	271	271	271	271
	$\tau_{cr}$	198	198	198	198
	$\sigma_N$	0	0	0	0
	$\sigma_M$	0	0	0	0
	$\sigma_{cr,id}$	343	343	343	343
	$\sigma_{cr,red}$	343	343	343	343
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\eta$	19.234	19.234	19.234	19.234
		verificato	verificato	verificato	verificato

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 43 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**C1\_G1**
**Verifica a imbozzamento dei pannelli  
 d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a

4600 mm

Distanza netta fra le piattabande h

1160 mm

Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale

580 mm

Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale

1160 mm

Spessore dell'anima tweb

16 mm

Pannello 1: h=580 alfa=7.93

Pannello 2: h=580 alfa=7.93

Pannello 3: h=0 alfa=0.00

		<b>Fz_max</b>	<b>Fz_min</b>	<b>My_max</b>	<b>My_min</b>
Pannello 1	$\sigma_{sup}$	-48.58	-201.11	-48.58	-201.11
	$\sigma_{inf}$	-46.41	-192.14	-46.41	-192.14
	$\tau_{med}$	26.28	-3.08	26.28	-3.08
	$\sigma_1$	48.58	201.11	48.58	201.11
	$\psi$	0.96	0.96	0.96	0.96
	$k_{\sigma}$	4.09	4.09	4.09	4.09
	$k_{\tau}$	5.40	5.40	5.40	5.40
	$\sigma_{cr,0}$	141.70	141.70	141.70	141.70
	$\sigma_{cr}$	579	579	579	579
	$\tau_{cr}$	766	766	766	766
	$\sigma_N$	47	197	47	197
	$\sigma_M$	1	4	1	4
	$\sigma_{cr,id}$	694	579	694	579
	$\sigma_{cr,red}$	420	412	420	412
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
$\eta$	6.312	2.048	6.312	2.048	
		verificato	verificato	verificato	verificato

		<b>Fz_max</b>	<b>Fz_min</b>	<b>My_max</b>	<b>My_min</b>
Pannello 2	$\sigma_{sup}$	-46.41	-192.14	-46.41	-192.14
	$\sigma_{inf}$	-44.24	-183.17	-44.24	-183.17
	$\tau_{med}$	26.28	-3.08	26.28	-3.08
	$\sigma_1$	46.41	192.14	46.41	192.14
	$\psi$	0.95	0.95	0.95	0.95
	$k_{\sigma}$	4.09	4.09	4.09	4.09
	$k_{\tau}$	5.40	5.40	5.40	5.40
	$\sigma_{cr,0}$	141.70	141.70	141.70	141.70
	$\sigma_{cr}$	580	580	580	580
	$\tau_{cr}$	766	766	766	766
	$\sigma_N$	45	188	45	188
	$\sigma_M$	1	4	1	4
	$\sigma_{cr,id}$	702	580	702	580
	$\sigma_{cr,red}$	421	412	421	412
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
$\eta$	6.471	2.144	6.471	2.144	
		verificato	verificato	verificato	verificato

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 44 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

### C2 MEZZ

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a

4600 mm

Distanza netta fra le piattabande h

1130 mm

Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale

565 mm

Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale

1130 mm

Spessore dell'anima tweb

16 mm

Pannello 1: h=565 alfa=8.14

Pannello 2: h=565 alfa=8.14

Pannello 3: h=0 alfa=0.00

		<b>Fz_max</b>	<b>Fz_min</b>	<b>My_max</b>	<b>My_min</b>
Pannello 1	$\sigma_{sup}$	-47.43	-192.98	-47.43	-192.98
	$\sigma_{inf}$	-41.52	-168.98	-41.52	-168.98
	$\tau_{med}$	8.50	-15.19	8.50	-15.19
	$\sigma_1$	47.43	192.98	47.43	192.98
	$\psi$	0.88	0.88	0.88	0.88
	$k_{\sigma}$	4.25	4.25	4.25	4.25
	$k_{\tau}$	5.40	5.40	5.40	5.40
	$\sigma_{cr,0}$	149.32	149.32	149.32	149.32
	$\sigma_{cr}$	635	635	635	635
	$\tau_{cr}$	806	806	806	806
	$\sigma_N$	44	181	44	181
	$\sigma_M$	3	12	3	12
	$\sigma_{cr,id}$	653	638	653	638
	$\sigma_{cr,red}$	418	417	418	417
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
$\eta$	8.412	2.140	8.412	2.140	
		verificato	verificato	verificato	verificato

		<b>Fz_max</b>	<b>Fz_min</b>	<b>My_max</b>	<b>My_min</b>
Pannello 2	$\sigma_{sup}$	-41.52	-168.98	-41.52	-168.98
	$\sigma_{inf}$	-35.61	-144.98	-35.61	-144.98
	$\tau_{med}$	8.50	-15.19	8.50	-15.19
	$\sigma_1$	41.52	168.98	41.52	168.98
	$\psi$	0.86	0.86	0.86	0.86
	$k_{\sigma}$	4.29	4.29	4.29	4.29
	$k_{\tau}$	5.40	5.40	5.40	5.40
	$\sigma_{cr,0}$	149.32	149.32	149.32	149.32
	$\sigma_{cr}$	641	641	641	641
	$\tau_{cr}$	806	806	806	806
	$\sigma_N$	39	157	39	157
	$\sigma_M$	3	12	3	12
	$\sigma_{cr,id}$	664	645	664	645
	$\sigma_{cr,red}$	418	417	418	417
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
$\eta$	9.499	2.440	9.499	2.440	
		verificato	verificato	verificato	verificato

### 9.2.2 Stabilità flessionale della trave

La verifica viene condotta come indicato nel D.M. 14/01/2008 par. 4.2.4.1.3.2.

Di seguito si riporta la verifica di instabilità considerando il tratto di trave (L=4600 mm) vincolato alle estremità da due diaframmi e posto in corrispondenza della campata soggetta alla massima sollecitazione (M=10145 kNm):

§ 4.2.4.1.3.2 del D.M. 14/01/2008			
L	4600	lunghezza profilo	mm
h	1200	altezza profilo	mm
t <sub>f,s</sub>	14	spessore ala sup	mm
t <sub>f,i</sub>	40	spessore ala inf	mm
t <sub>f,i</sub>	30	spessore raddoppio	mm
t <sub>w</sub>	16	spessore anima	
b <sub>s</sub>	2658	larghezza piattabanda sup	mm
b <sub>i</sub>	800	larghezza piattabanda inf	mm
b <sub>i</sub>	700	raddoppio di piattabanda	mm
c/t	93.79	CLASSE2	
A	111075.1003	area profilo	mm <sup>2</sup>
J	29752168983.9	momento di inerzia	mm <sup>4</sup>
l <sub>0</sub>	3220	lunghezza d'inflessione	mm
i	517.55	raggio di inerzia	mm
χ <sub>LT</sub>	1.000	fattore di riduzione <	1.000
Φ <sub>LT</sub>	0.46	coefficiente	
f	1.00	fattore di distribuzione	
k <sub>c</sub>	0.94	fattore correttivo	Tab. 4.2.X
λ <sub>LT</sub>	0.14	snellezza adimensionale	
λ <sub>LT0</sub>	0.4	snellezza adimensionale di riferimento	
β	0.75	coefficiente	
α <sub>LT</sub>	0.34	fattore di imperfezione	Tab. 4.2.IX (a e b);
λ	6.22	snellezza	
ω <sub>1</sub>	0.56	fattore di amplificazione	
M <sub>cr</sub>	1.12205E+12	momento critico elastico	Nmm
C1	1		
I <sub>w</sub>	1.05E+16		[I <sub>w</sub> = J(h-tf) <sup>2</sup> /4]
W <sub>y,el</sub>	47600000	modulo di resistenza elastico	mm <sup>3</sup>
f <sub>yk</sub>	460	tensione limite	MPa
M <sub>b,Rd</sub>	20853.33	momento resistente	kNm
M <sub>ED</sub>	10145.00	momento agente	kNm
M <sub>ED</sub> /M <sub>b,Rd</sub>	0.49	<	1 <b>soddisfatta</b>

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}}$$

### 9.2.3 Stabilità degli irrigidimenti trasversali in corrispondenza degli appoggi

- Carico di punta

In accordo con [CNR 10030] §6.3, la sezione di verifica considerata è pari all'irrigidimento trasversale più un'aliquota dell'anima non inferiore a 12 volte il suo spessore (per ciascun lato).

$T_s = 16 \text{ mm}$	spessore irrigidimento centrale
$t_l = 16 \text{ mm}$	spessore irrigidimento laterale
$h_s = 390 \text{ mm}$	larghezza irrigidimento centrale (simmetrico rispetto all'anima)
$h_l = 260 \text{ mm}$	larghezza irrigidimento laterale (simmetrico rispetto all'anima)
$t_w = 16 \text{ mm}$	spessore anima

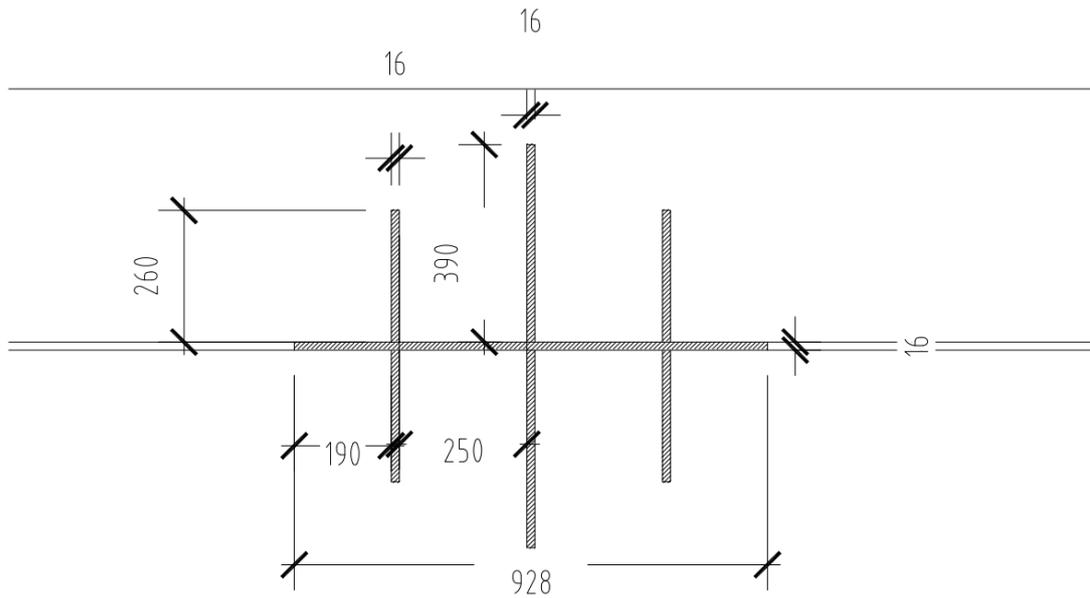


Figura 9.2 – Sezione dell'irrigidimento utilizzata nelle verifiche

$A = 44,0 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$	area della sezione
$J = 11,0 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$	momento d'inerzia
$i = 158 \text{ mm}$	giratore d'inerzia
$L_0 = 1160 \text{ mm}$	luce libera d'inflessione ( $h_{\text{anima}}$ )
$\lambda = 11$	snellezza dell'irrigidimento
$\omega_{\text{Fe510,c}}(\lambda = 11) = 1.00$	coefficiente $\omega$
$\sigma_{\text{RD}} = f_{\text{yd}}\omega = 355/1.25/1.00 = 284 \text{ MPa}$	massima tensione resistente

Essendo la portata degli appoggi ( $\sigma = N/A \approx 1800/44.0 = 40.9 \text{ MPa}$ ) inferiore alla massima tensione resistente, sull'irrigidimento la verifica risulta soddisfatta.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 47 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

### 9.3 VERIFICHE DELLA PIASTRA ORTOTROPA IN DIREZIONE TRASVERSALE (EFFETTO LOCALE)

La lamiera ha il compito di riportare sul graticcio sottostante i carichi direttamente applicati su di essa. In questo caso la piastra può essere schematizzata come trave continua su “n” appoggi costituiti dalle pareti delle canalette (effetto locale trasversale).

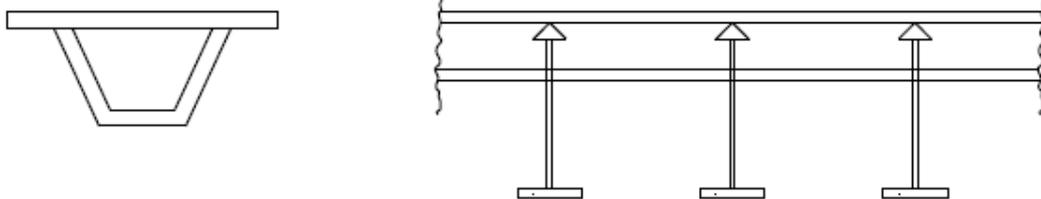


L'analisi sperimentale della lamiera come piastra sottile continua sugli irrigidimenti evidenzia capacità portanti molto elevate, con preponderanza del regime membranale; tali da poter essere trascurate nelle verifiche.

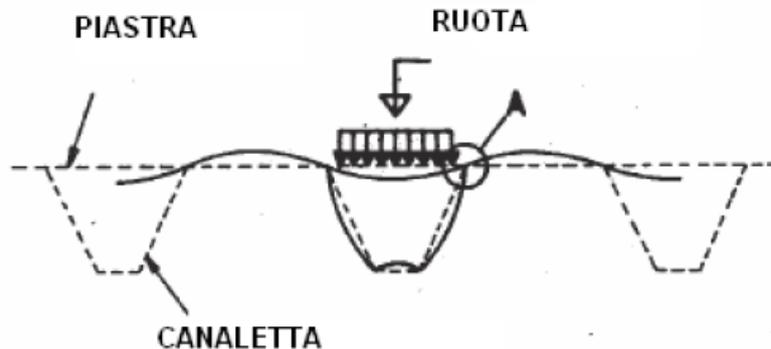
Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 48 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

#### 9.4 VERIFICA DELLA PIASTRA ORTOTROPA IN DIREZIONE LONGITUDINALE (EFFETTO LOCALE)

In questa fase la piastra trasmette i carichi alle travi principali: la piastra e gli irrigidenti longitudinali costituiscono un sistema di travi affiancate continue sui trasversi (effetto locale longitudinale).



E' possibile valutare il comportamento della piastra ortotropa attraverso l'utilizzo di un modello agli elementi finiti tridimensionale con elementi shells, modellando semplicemente le canalette e schematizzando i trasversi e le travi principali come vincoli rigidi per la piastra. Valutazioni effettuate agli elementi finiti su geometrie ricorrenti, hanno condotto a risultati che possono essere approssimati da analisi semplificate, effettuate sulla singola canaletta, considerando la collaborazione delle canalette adiacenti.



I valori, peraltro, verificati anche sperimentalmente, risultano diversi per carichi statici o dinamici (quali sono quelli da traffico) indicativamente valgono:

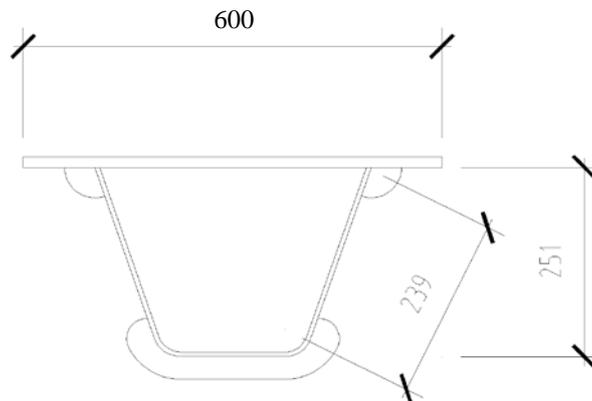
0.2 P	0.6 P	0.2 P	Carichi statici
0.125 P	0.75 P	0.125 P	Carichi dinamici

### ANALISI DEI CARICHI

Pertanto sull'elemento canaletta+piastra ortotropa, isolato dal resto dell'impalcato, agiranno i seguenti carichi:

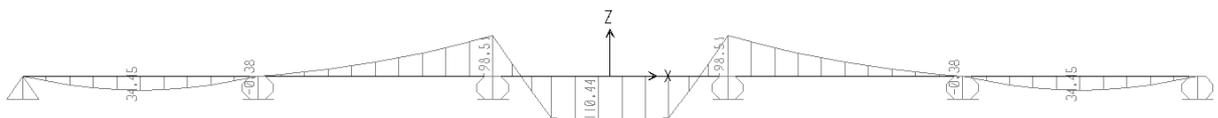
$$PP+PERM = 3.7 \cdot 0.60 + 26.98 / 7.8 \cdot 0.60 = 2.22 + 2.08 = 4.30 \text{ kN/m} \quad (\text{Peso proprio+permanenti port.})$$

$$CAR. MOB = 0.75 \cdot 300 \text{ kN} + 9 \cdot 0.60 \text{ kN/m} = 225 \text{ kN} + 5.40 \text{ kN/m} \quad (\text{peso di un asse dello schema di carico 1 dei carichi mobili e del carico distr.})$$

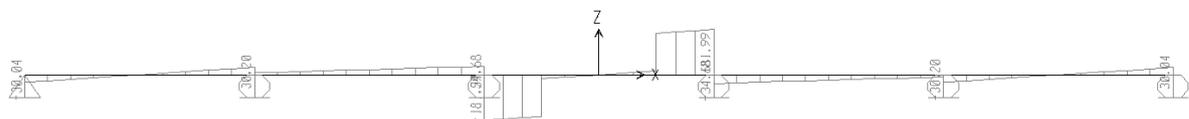


### SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni dei flessione e tagli agenti allo SLU sulla trave continua su "n" appoggi, distanti l'uno dall'altro della quantità pari all'interasse dei diaframmi  $i=4600 \text{ mm}$ , saranno:



*Diagramma dei momenti*



*Diagramma dei tagli*

#### Sez. mezzeria

$$M_m = 110.41 \text{ kNm}$$

$$T_m = 0.0 \text{ kN}$$

#### Sez. appoggio

$$M_a = -98.51 \text{ kNm}$$

$$T_a = 181.99 \text{ kN}$$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 50 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

### VERIFICA DI RESISTENZA

Si determinano le caratteristiche statiche della sezione e si effettua la verifica a flessione e a taglio:

A = 0.0126	[m <sup>2</sup> ]	Area sezione
J = 0.0003	[m <sup>4</sup> ]	Momento di inerzia sezione
W <sub>i</sub> = 0.0020	[m <sup>3</sup> ]	Modulo di resistenza inferiore
W <sub>s</sub> = 0.0025	[m <sup>3</sup> ]	Modulo di resistenza superiore

#### Sez. Mezzeria

$$\sigma_s = \frac{M_m}{W_s} = \frac{110.41/1000}{0.002} = 55.2 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{M_m}{W_i} = \frac{110.41/1000}{0.0025} = 44.16 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_m}{(2 * 0.239 * 0.006)} = 0 \text{ MPa}$$

#### Sez. Appoggio

$$\sigma_s = \frac{M_a}{W_s} = \frac{98.51/1000}{0.002} = 49.26 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{M_a}{W_i} = \frac{98.51/1000}{0.0025} = 39.40 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_a}{(2 * 0.239 * 0.006)} = \frac{181.99/1000}{(2 * 0.239 * 0.006)} = 63.46 \text{ MPa} < 0.5 * f_{vd} = 0.5 * 355/1.05 / \sqrt{3} = 97.6 \text{ MPa}$$

Essendo il tasso di sfruttamento dei tagli ( $\tau/\tau_{Rd}$ ) sempre inferiore a 0.5, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

### VERIFICA DI STABILITA'

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità della piattabanda superiore (piastra ortotropa) bisogna tenere conto della stabilità della canaletta, ricordando che la piastra ortotropa è soggetta a compressione per effetti globali, mentre è soggetta a flessione per effetti locali. In particolare la luce libera di inflessione della lamiera superiore è rappresentata dall'interasse tra le pareti dell'irrigidente, che è pari a 350 mm per uno spessore di 14 mm, e pertanto è possibile classificare l'elemento soggetto a compressione in classe 1 secondo il D. M. 2008 al punto 4.2.3.

Si effettua la verifica della piattabanda superiore secondo CNR10011 par. 7.6.2.1 - Prospetto 7.V in cui la parete (piattabanda) risulti essere vincolata a due bordi:

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PIASTRA SUPERIORE							
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE							
S	355	b1 (mm)	240	t1 (mm)	6		
		b (mm)	350	t (mm)	14		
b/t =	25.00		(CNR10011 7.2.6.1)				
limite	<b>36.00</b>	b/t<limite	<b>non occorre fare verifica ad imbozzamento CNR10011</b>				

In cui:

b1, t1 = larghezza e spessore parete canaletta alla quale la piattabanda risulta vincolata;  
 b, t = larghezza e spessore della piattabanda

Per quanto concerne la lamiera costituente la canaletta, generalmente l'elemento più penalizzante sono le anime, in quanto a parità di spessore hanno una lunghezza libera di inflessione maggiore rispetto al piano inferiore.

E' possibile considerare, per la verifica di questi elementi, il pannello interamente compresso e controllare la stabilità per l'imbozzamento dell'elemento verificando che la massima tensione di compresione, valutata allo SLU, rispetti il seguente limite:

$$\sigma_s \leq 18980 \frac{k_\sigma \left(\frac{t}{b}\right)^2}{\gamma_{M1}}$$

Dove  $k_\sigma$  si può ricavare dalla CNR 10011/97, Tabella 7.XII in funzione delle condizioni di carico e di vincolo, "t" è lo spessore della piattabanda e "b" la lunghezza dell'elemento.

E' possibile calcolare il valore della tensione ideale di imbozzamento ipotizzando cautelativamente le pareti incernierate, pertanto considerando  $k_\sigma = 4$ .

Nel nostro caso avremo:

$$\sigma_s \leq 18980 \frac{k_\sigma \left(\frac{t}{b}\right)^2}{\gamma_{M1}} = 18980 \frac{4 \left(\frac{6}{239}\right)^2}{1.25} = 38.28 \text{ MPa} < 338.1 \text{ MPa}$$

## 9.5 VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI LOCALI E GLOBALI

Generalmente le travi principali vengono calcolate con le azioni provenienti dal modello globale, mentre nella sola piattabanda superiore (ovvero nella piastra ortotropa) si sommano anche gli effetti locali.

E' quindi opportuno tenerne debito conto nella sovrapposizione degli effetti, da effettuarsi però con coefficienti ponderali.

Il criterio di combinazione degli effetti locali e globali proposto da EC3 parte 2 è il seguente:

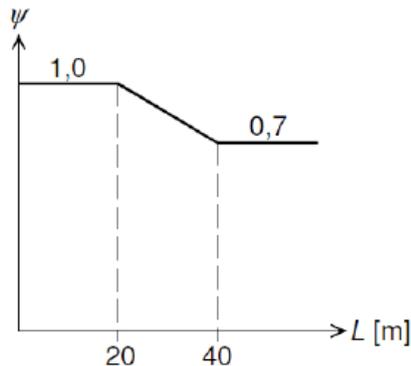
$$\sigma = \max(\Psi \sigma_{loc} + \sigma_{glob}; \sigma_{loc} + \Psi \sigma_{glob}) \leq f_d$$

EN 1993-2: 2006 (E)

### E.2 Combination factor

(1) The combination factor  $\psi$  may be determined on the basis of the weight distributions of several lorries acting on an influence line for combined action effects.

**NOTE:** The National Annex may give guidance on the combination factor. The factor in Figure E.2 is recommended.



**Figure E.2: Combination factor dependent on span length  $L$**

Generalmente per gli impalcato da ponte con piastra ortotropa si adotta  $\Psi = 0.7$ .

Nel nostro caso avremo:

Piattabanda superiore (piastra ortotropa):

$$\sigma = \max(0.7 * 55.2 + 70.0; 55.2 + 0.7 * 70.0) = (108.64; 104.2) \leq f_d = 338.1 \text{ MPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 53 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

## 9.6 VERIFICHE A FATICA

In accordo con [DM08] §4.2.4.1.4 si riportano di seguito le verifiche a fatica degli elementi maggiormente interessati da questo fenomeno.

Affinché la verifica risulti soddisfatta la variazione di tensione ( $\Delta\sigma_{max}, \Delta\tau_{max}$ ) ad opera dei carichi ciclici deve risultare inferiore al rispettivo valore ammissibile ( $\Delta\sigma_D, \Delta\tau_D$ ) del particolare in esame:

Il modello di carico di fatica per vita illimitata è costituito dallo schema di carico 1 e 2 [DM08 §5.1.3.3.5] con i valori dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che:

$$\Delta\sigma_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_D$$

$$\Delta\tau_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\tau_{max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L$$

in cui:

$\gamma_{Mf} = 1$  coefficiente di maggiorazione da normativa

$\gamma_M = 1.35$  coefficiente riduttivo per conseguenze significative

Dove  $\Delta\sigma_{max,d}$  e  $\Delta\tau_{max,d}$  sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per le verifiche a vita illimitata e  $\Delta\sigma_D$  e  $\Delta\tau_D$  sono i limiti di fatica ad ampiezza costante pari a:

$$\Delta\sigma_D = 0.737\Delta\sigma_R$$

$$\Delta\tau_D = 0.457\Delta\tau_R$$

Di seguito si riportano le verifiche degli elementi principali:

Dettagli per saldatura di piastre ortotrope con irrigidimenti continui longitudinali a sezione chiusa (EN 1993-1-9 Tab. 8.8 )

$$\Delta\sigma_R = 71 \text{ MPa (spessore anima trave principale > 12 mm)}$$

Le verifiche dovranno essere effettuate considerando che i  $\Delta\sigma$  dovuti agli effetti globale e quelli dovuti agli effetti locali dovranno essere combinati secondo le regole di cui al paragrafo precedente.

$$\Delta\sigma_1 = M/W_i = 55.41/1000/0.002 = 27.71 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g = 15.6 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{MAX,1} = \Delta\sigma_1 + \Psi\Delta\sigma_g = 38.63 \text{ MPa} < \Delta\sigma_R / \gamma_M = 0.737 \cdot 71 / 1.35 = 38.76 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{MAX,2} = \Psi \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_g = 35.00 \text{ MPa} < \Delta\sigma_R / \gamma_M = 0.737 \cdot 71 / 1.35 = 38.76 \text{ MPa}$$

Dettagli per saldature trasversali di piattabande (EN 1993-1-9 Tab. 8.3 )

$$\Delta\sigma_R = 71 \text{ MPa (per spessori < 25 mm)}$$

$$\Delta\sigma_R = (25/t)^{0.2} \cdot 71 = 64.63 \text{ MPa (per spessori > 25 mm)}$$

$$\Delta\sigma_{MAX} = 27.42 \text{ MPa} < \Delta\sigma_R / \gamma_M = 0.737 \cdot 64.63 / 1.35 = 35.28 \text{ MPa (piattabanda inferiore sp=40 mm)}$$

Irrigidimenti trasversali di appoggio e di campata (EN 1993-1-9 Tab. 8.4 )

$$\Delta\sigma_R = 80 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{max} = N/A_{irrig.} = 506/44 = 11.5 \text{ MPa} < 0.737 \cdot \Delta\sigma_R / \gamma_M = 0.737 \cdot 80 / 1.35 = 43.67 \text{ MPa - di appoggio}$$

$$\Delta\sigma_{max} = M_{tor}/I_{trave}/A_{irrig.} = 1066/4.8 \cdot 1000 / (390 \cdot 16) = 35.6 \text{ MPa} < \Delta\sigma_R / \gamma_M = 0.737 \cdot 80 / 1.35 = 43.67 \text{ MPa - di campata}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 54 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

## 9.7 VERIFICHE DEGLI IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI LUNGO LA TRAVE

Vengono previsti irrigidimenti longitudinali lungo la campata dell'impalcato.

Gli irrigidimenti longitudinali sono disposti su una fila e si trova ad una distanza dal lembo superiore della trave pari a 565 mm.

La sezione trasversale di tali irrigidimenti è pari ad un piatto di dimensioni pari a 190x20 mm.

In accordo con [CNR 10030] §3, affinché sia efficace la suddivisione in sottopannelli dell'anima e le conseguenti verifiche di instabilità, la rigidità flessionale degli irrigidimenti deve essere maggiore di:

$$I_{\min,L} = 0.15 \cdot m_L \cdot \gamma_L^* \cdot h_w \cdot t_w^3 \quad \text{inerzia minima irrigidimenti longitudinali}$$

$$m_L = 0.015 \times (h_w/t_w - 70) \quad 1 \leq m_L \leq 2$$

dove

$h_w$  altezza totale dell'anima

$t_w$  spessore dell'anima

$\gamma_L^*$  coefficienti di rigidità flessionale minima funzione di  $\alpha$ ,  $\Psi$ ,  $\delta$ ,  $\eta_1$ .

$a$  interasse degli irrigidimenti trasversali

### Irrigidimenti longitudinali in campata

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per la verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.1):

$$\alpha = a/h_w = 4600/1130 = 4.07$$

$$\Psi = \sigma_2/\sigma_1 = -0.86$$

$$\delta = A_L/(h_w \cdot t_w) = (190 \cdot 20)/(1130 \cdot 16) = 0.21$$

$$\eta_1 = h_1/h_w = 0.5$$

$$\sigma/\tau = 5.23 < W=20$$

$$\gamma_L^* = 60$$

$$I_{\min,L} = 0.15 \times 1.0 \times 60 \times 1130 \times 16^3 = 41\,656\,320 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{reale}} \cong 20 \times 190^3/3 = 45\,726\,666 \text{ mm}^4 \geq I_{\min,L}$$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 55 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

## 9.8 VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI TRAVI PRINCIPALI

In accordo con le tensioni riportate in allegato, si riportano di seguito le verifiche più gravose per le saldature dell'opera in oggetto.

### Verifica saldature anima/piattabande (cordoni di lato L = 8mm)

Le dimensioni dei cordoni rispettano le prescrizioni in accordo al [CNR10011] §9.2.9.

La sezione resistente della saldatura, in accordo con [DM08] §4.2.8.2.3, è pari a:

$$t_{\text{saldatura}} = 0,7 \cdot L = 5,6 \text{ mm}$$

Le massime tensioni indotte sulla saldatura sono:

$$\tau_{\perp} = \tau_{\text{anima}} \cdot t_{\text{anima}} / (2 \cdot t_{\text{saldatura}}) = 111,37 \cdot 16 / (2 \cdot 5,6) = 159,1 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}} = 432 \text{ MPa (S460)}$$

Nella verifica precedente è stata utilizzata la tensione tangenziale massima lungo la trave principale.

## 9.9 VERIFICHE DEI DIAFRAMMI

In questo capitolo sono riportate le analisi e le verifiche di resistenza e stabilità per gli elementi costituenti i diaframmi con le sollecitazioni dedotte dal modello a grigliato.

### DIAFRAMMA

### “AD ANIMA PIENA”

Per quanto riguarda il diaframma di appoggio trave occorre effettuare anche la verifica con le azioni indotte dal sollevamento dell'impalcato (vedi par. 9.10).

La valutazione della larghezza collaborante della piastra può essere effettuata come da EC3.1.5 paragrafo 3.1, con le modalità indicate nel par. 4.3 della presente.

Nel nostro caso avremo:

Campata	L (mm)	Le (mm)	I. collaborante interna			I. collaborante esterna			Beff,int (mm)	Beff,est (mm)	Beff (mm)
			$\kappa$	$\beta$	bo	$\kappa$	$\beta$	bo			
Campata	4800.00	3360.00	0.68	0.77	2300	0.68	0.25	2300	337	337	675
sbalzo	1500.00	3000.00	0.77	0.22	2300	0.77	0.22	2300	508	508	1017

Nelle verifiche viene adottata una larghezza collaborante (Beff) pari a 675 mm.

Pertanto i piatti utilizzati per le verifiche del diaframma avranno le seguenti dimensioni:

Concio	Anima		Piattabanda inf.		Radd. Piattabanda inf.		piastra ortotropa	
	Htot	t	Binf	sinf	Binf	sinf	Beff	sp
app_diaframma	706	16	400	20	-	-	675	14
campata diaframma	766	16	400	20	-	-	675	14

Segue la verifica del diaframma:



**VERIFICA DI STABILITA' A FLESSIONE PANNELLO D'ANIMA DIAFRAMMA DI ALTEZZA MEDIA  
 (IMBOZZAMENTO)**

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO							
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE							
S	355	Bpe (m)	0.400	Spe (m)	0.020		
fyd=	322.73	Ha (m)	0.706	Sa (m)	0.016		
b/t =	44.13		(CNR10011 7.2.6.2)				
limite	<b>45.53</b>	b/t<limite	<b>Non occorre fare verifica ad imbozzamento CNR10011</b>				

### 9.10 VERIFICHE PER LA SOSTITUZIONE DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO

In occasione della sostituzione degli apparecchi d'appoggio, si prevede che sull'impalcato si impedisca il transito dei carichi accidentali.

Il sollevamento dell'impalcato avviene in asse diaframma di collegamento delle travi come da schemi sotto riportati che rappresentano le due situazioni limite sia in termini geometrici che di carichi.



*Diaframma in corrispondenza del sollevamento*

Di seguito si riportano le verifiche del diaframma e degli irrigidimenti previsti in corrispondenza delle seguenti sezioni di verifica:

1) Sezione in corrispondenza del martinetto sulla pila ( $H_{\text{diaf}}=726 \text{ mm}$ );

Le sollecitazioni sono le seguenti:

$$M = N \cdot b = 1.35 \cdot 322 \cdot 1.20 = 522 \text{ kNm}$$

$$T = N = 1.35 \cdot 322 = 435 \text{ kN}$$

Caratteristiche delle travi in acciaio		
Altezza trave totale	Htr (m)	0.7400
Larghezza piattabanda superiore	Bpe (m)	0.6750
Spessore piattabanda superiore	Spe (m)	0.0140
Larghezza piattabanda inferiore	Bpi (m)	0.4000
Spessore piattabanda inferiore	Spi (m)	0.0200
Spessore anima	Sa (m)	0.0160
Altezza anima	Ha (m)	0.7060
Area della sezione	Aa (m <sup>2</sup> )	0.0287
Momento statico lembo inferiore	Sai (m <sup>3</sup> )	0.0112
Dist. baric. lembo inferiore	Dagi (m)	0.3903
Dist. baric. lembo superiore	Dage (m)	0.3497
Momento d'inerzia baricentrico X	Jgx (m <sup>4</sup> )	0.0027
Modulo di resist. lembo super.	Wae (m <sup>3</sup> )	0.0078
Modulo di resist. lembo infer.	Wai (m <sup>3</sup> )	0.0070
Momento statico al lembo sup. anima	Sae (m <sup>3</sup> )	0.0032
Momento statico al lembo inf. anima	Sai (m <sup>3</sup> )	0.0030
Momento statico asse Y	Svi (m <sup>3</sup> )	0.0086
Dist. baric. asse Y	Dvgi (m)	0.2992
Momento d'inerzia baricentrico Y	Jgy (m <sup>4</sup> )	0.0015

Riepilogo sollecitazioni (SLU)			
Sforzo normale	max	N (kN)	0
	min	N (kN)	
Sforzo di taglio	max	T (kN)	435
	min	T (kN)	
Momento flettente	max	M (kNm)	
	min	M (kNm)	522

Verifiche delle sezioni (SLU)			Tensioni di calcolo		
tensione nor.le piattabanda sup.	$\sigma_{ala\ sup.}$	MPa	-66.62	< fyd =	438.10 MPa
tensione nor.le piattabanda inf.	$\sigma_{ala\ inf.}$	MPa	74.36	< fyd =	438.10 MPa
tensione tang.le bar. anima	$\tau_{anima\ baric.}$	MPa	36.74	< ftyd =	252.93 MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{anima\ sup.}$	MPa	-63.95	< fyd =	438.10 MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. sup.	$\tau_{anima\ sup.}$	MPa	0.76	< ftyd =	252.93 MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{id\ sup.}$	MPa	63.98	< fyd =	438.10 MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{anima\ inf.}$	MPa	70.55	< fyd =	438.10 MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. inf.	$\tau_{anima\ inf.}$	MPa	1.21	< ftyd =	252.93 MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{id\ inf.}$	MPa	-70.62	< fyd =	438.10 MPa

### STABILITÀ DEGLI IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI IN CORRISPONDENZA DEI MARTINETTI

Lo sforzo normale massimo in corrispondenza di ciascun martinetto è pari a:

	SP1-SP2
Scarico-SLU (kN) su ogni allineamento	870
n. martinetti	2
martinetto (kN)	435

Si riporta di seguito la verifica a carico di punta dell'irrigidimento dell'anima in corrispondenza del diaframma:

$$N = 435 \text{ kN}$$

sforzo normale in un martinetto - SLU

In accordo con [CNR 10030] §6.3, la sezione di verifica considerata è pari all'irrigidimento trasversale più un'aliquota dell'anima non inferiore a 12 volte il suo spessore (per ciascun lato).

#### **Irrigidimenti:**

$$t_s = 16 \text{ mm}$$

spessore irrigidimento centrale

$$t_l = 16 \text{ mm}$$

spessore irrigidimenti laterali

$$h_s = 192 \text{ mm}$$

larghezza irrigidimenti (simmetrico rispetto all'anima)

$$t_w = 16 \text{ mm}$$

spessore anima

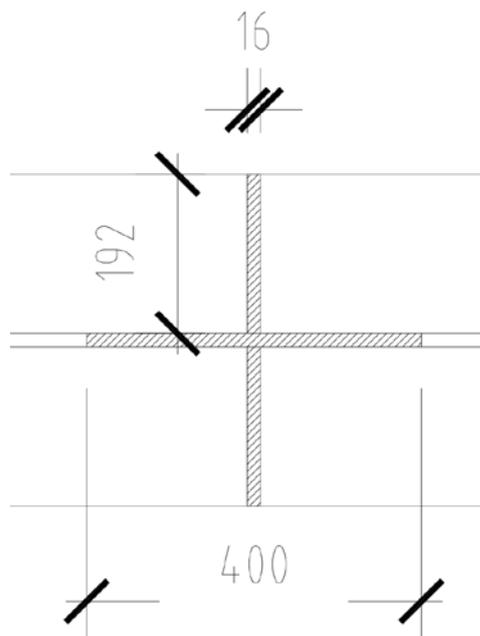


Figura – Sezione dell'irrigidimento utilizzata nelle verifiche

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 62 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

$A = 12.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$	area della sezione
$J = 100 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	momento d'inerzia
$i = 90 \text{ mm}$	giratore d'inerzia
$L_0 = 706 \text{ mm}$	luce libera d'inflessione ( $h_{anima}$ )
$\lambda = 9$	snellezza dell'irrigidimento
$\omega_{Fe510, c(\lambda = 9)} = 1.00$	coefficiente $\omega$
$N_{RD} = f_{yd} \cdot A / \omega = 355 / 1.25 \cdot 12.5 / 1.00 = 3550 \text{ kN}$	massimo sforzo resistente

Essendo la portata in corrispondenza del martinetto ( $\approx 435 \text{ kN}$ ) inferiore al massimo sforzo resistente sull'irrigidimento la verifica risulta soddisfatta.

- Verifica dei rapporti larghezza-spessore della nervatura

Per le nervature in piatto semplice dovrà risultare:

$$hs/ts \leq 15 \varepsilon$$

Essendo:

$$\varepsilon = (235/f_y)^{1/2}$$

$hs = 192 \text{ mm}$  larghezza di ciascun piatto costituente la nervatura;

$ts = 16 \text{ mm}$  spessore piatto;

$f_y = 355 \text{ MPa}$  tensione di snervamento.

In definitiva avremo:

$$192/16 < 15 \cdot (235/355)^{1/2} \quad \rightarrow \quad 12 < 12.15$$

La verifica risulta soddisfatta

## 10. CONTROFRECCIA COSTRUTTIVA

La deformazione elastica prodotta dai seguenti contributi, dovrà essere compensata mediante sagomatura dell'anima all'atto del taglio delle lamiere (contromonta).

Le condizioni di carico che contribuiscono alla contro monta sono le seguenti:

$f_{p+f}$  peso proprio della struttura metallica dell'impalcato e delle opere di finitura

$0.25 \cdot f_m$  effetti dei carichi mobili

### TRAVE 1 e TRAVE 2

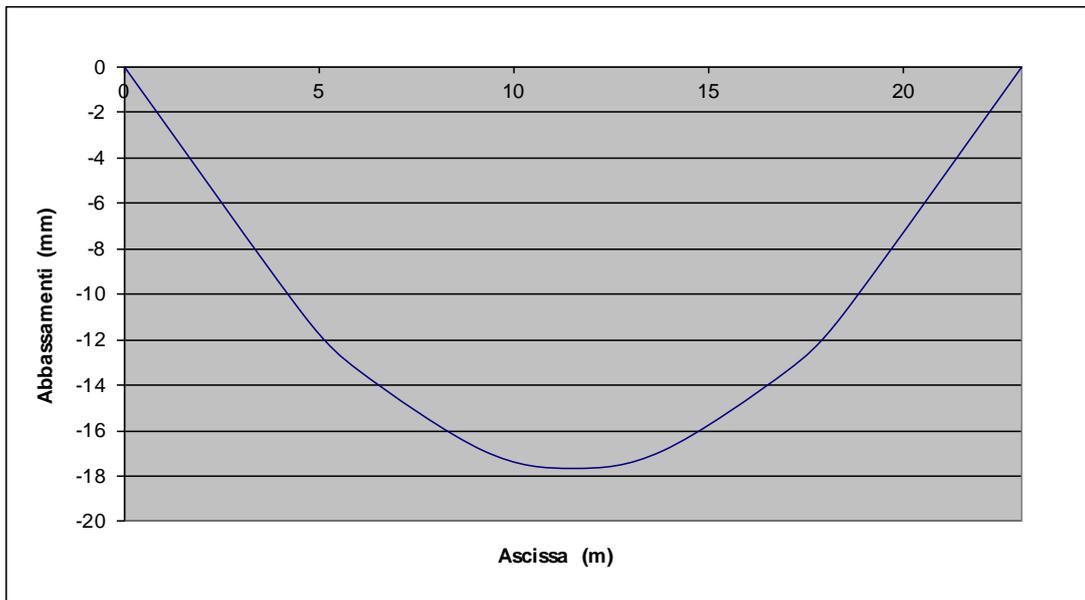


Fig. 14.1 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura e alle opere di finitura

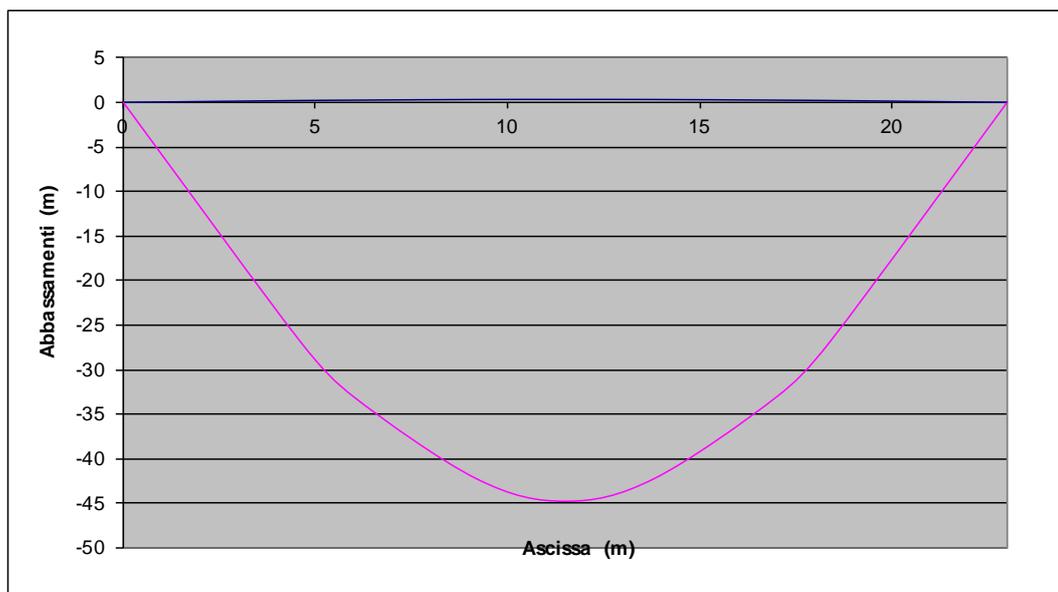


Fig. 14.2 – Abbassamenti verticali per i carichi verticali ( $f_m$ )

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 64 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

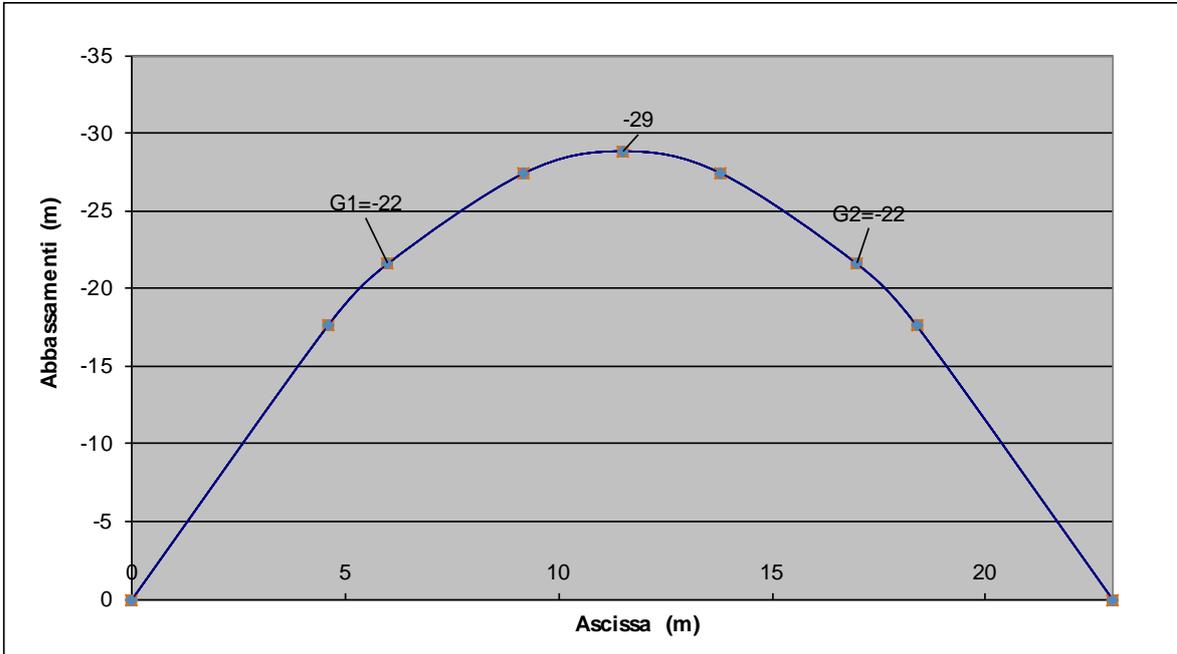


Fig. 14.3 – Diagramma della contromonta da predisporre in corrispondenza dei giunti per annullare la freccia delle componenti precedenti

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 65 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

## 11. VERIFICA DEL CORDOLO IN C.A. PER ALLOGGIO BARRIERA

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera - 0,10 m), h2 = 1,00 m. Si ipotizza un passo dei correnti verticali della barriera pari a i=1.50 m,

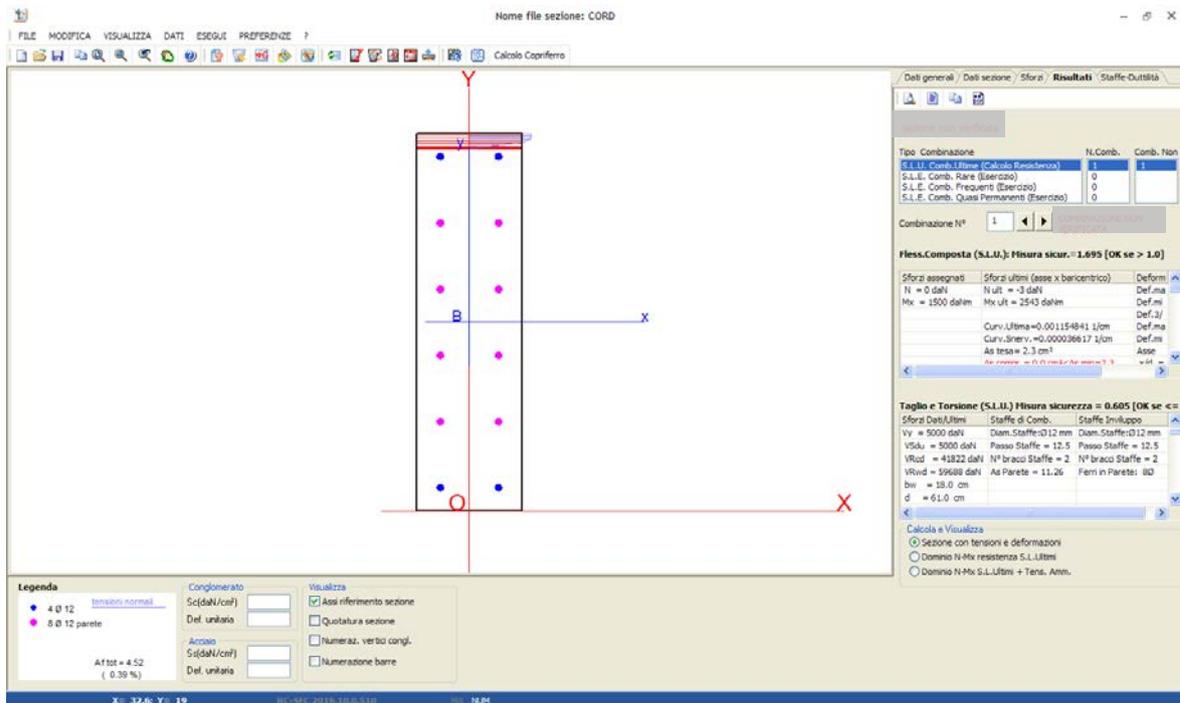
### Verifica del cordolo

Il cordolo è soggetto all'azione di taglio, torsione e flessione prodotta dall'urto:

$$V = 100/2 = 50 \text{ kN}$$

$$T = 100/2 * i/4 = 50 * 1.5/4 = 18.75 \text{ kNm}$$

$$M = 100/1.5 * i^2/10 = 15 \text{ kNm}$$



$$MRd = 25.43 \text{ kNm} > M = 15.00 \text{ kNm} \quad (\text{armatura a flessione: } 2+2 \phi 12)$$

$$VRd = 418.22 \text{ kN} > V = 50.00 \text{ kN} \quad (\text{armatura a taglio-torsione: } 1\phi 12/12.5)$$

$$TRd = 38.60 \text{ kNm} > T = 18.75 \text{ kNm} \quad (\text{armatura long. a torsione: } 4+4 \phi 12)$$

Inoltre:

$$\frac{V}{V_{Rd}} + \frac{T}{T_{Rd}} \leq 1 \quad \frac{50}{418.22} + \frac{18.75}{38.6} \leq 0.605$$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 66 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

### Verifica dell'attacco del cordolo all'impalcato

$$F_u = 100/1.5 = 66.67 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 66.67 * 1.11 = 74.0 \text{ kNm/m}$$

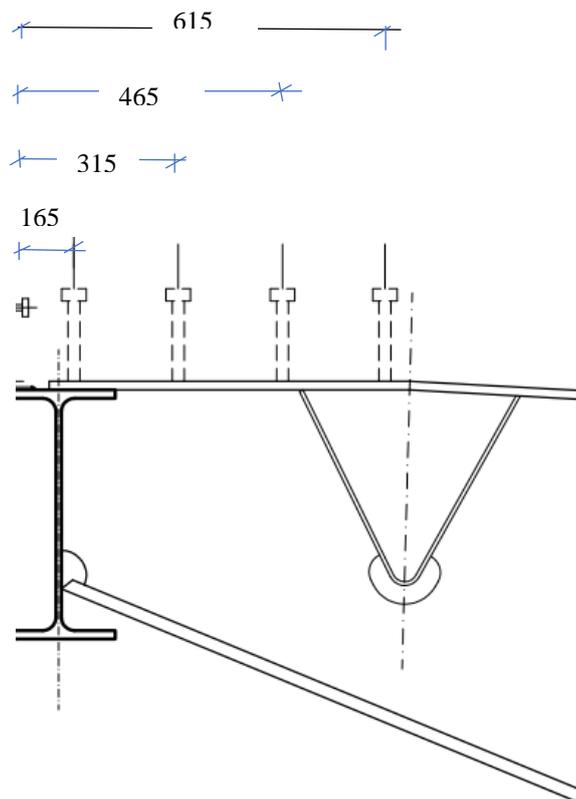
L'attacco del cordolo con l'impalcato viene garantito mediante l'interposizione di pioli di lunghezza pari a 150 mm e diametro pari a 19 mm saldati alla lamiera dell'impalcato e immersi nel cordolo. Ipotizzando il principio di conservazione delle sezioni piane, il momento  $M_u$  produce sul piolo più lontano rispetto al punto di rotazione (A), un'azione di trazione pari a:

$$T = M * 0.61 / (0.615^2 + 0.465^2 + 0.315^2 + 0.165^2) = 62.62 \text{ kN/m}$$

Pertanto, ipotizzando un passo longitudinale dei pioli pari a 25 cm, il singolo piolo è soggetto alla seguenti azioni di taglio e trazione:

$$F_u = 62.62/4 \approx 16 \text{ kN}$$

$$T = 66.67/4 \approx 17 \text{ kN}$$



In favore di sicurezza si trascura il peso del cordolo e della barriera.

I meccanismi di rottura del collegamento piolo-impalcato sono i seguenti:

- a taglio del gambo e schiacciamento del cls;
- a trazione del gambo e sfilamento del cls;
- a taglio e trazione combinata.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 67 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

### 1° Meccanismo di rottura

Si ipotizza un piolo di diametro pari a 19 mm e lungo 150 mm.

La resistenza dei pioli è calcolata in accordo ad EN 1994-2, 6.6.3.1 secondo cui si ipotizzano due diversi meccanismi di rottura: a taglio del gambo del piolo e per schiacciamento del cls.

$$P_{Rd}^1 = \frac{0.8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}$$

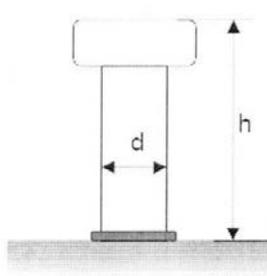
$$P_{Rd}^2 = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

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

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc} / d > 4$$

EN 1994-2, 6.6.3.1

Essendo:



- d : diametro del piolo
- hsc=h: altezza del piolo
- f<sub>u</sub>: resistenza ultima dell'acciaio del piolo (<=500 MPa)
- f<sub>ck</sub>: resistenza caratteristica cilindrica del cls
- E<sub>cm</sub>: modulo di elasticità secante del cls

La verifica consiste in:

$$v_{Ed} \leq n^* P_{rd} \quad \text{a SLU (Combinazione fondamentale)}$$

$$F_u = 16 \text{ kN} < \text{Min}[P_{Rd}^1; P_{Rd}^2]$$

$$P_{Rd}^1 = (0.8 \cdot 350 \cdot \pi \cdot 19^2 / 4) / 1.25 = 81614 \text{ N} = 81.61 \text{ kN}$$

$$P_{Rd}^2 = (0.29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \sqrt{0.83 \cdot 37 \cdot 33019}) / 1.25 = 84336 \text{ N} = 84.3 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OM9000	Id. doc. REL	N. progr. 01	REV. A	Pag. di Pag. 68 di 71
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

### **2° Meccanismo di rottura**

La resistenza del piolo è pari al valore minimo tra la rottura a trazione del piolo e a sfilamento:

$$T = 17 \text{ kN} < \text{Min}[T_{Rd1}, T_{Rd2}]$$

$$T_{Rd1} = f_{yd} \cdot \pi \cdot d^2 / 4 = 350 / 1.25 \cdot 3.14 \cdot 19^2 / 4 = 79347.8 \text{ N} = 79.34 \text{ kN}$$

$$T_{Rd2} = f_{bd} \cdot \pi \cdot d \cdot L = 2.25 / 1.5 \cdot \mu \cdot 0.7 \cdot 0.3 f_{ck}^{2/3} \cdot \pi \cdot 19 \cdot 150 = 27643.5 \text{ N} = 27.6 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

### **3° Meccanismo di rottura**

Essendo il tasso di sfruttamento dei tagli ( $F_u/P_{Rd}$ ) sempre inferiore a 0.5, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a trazione.

## 12. ESCURSIONI APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI

La valutazione degli spostamenti longitudinali e trasversali in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio è eseguita con riferimento alle azioni statiche ed alle azioni sismiche. Per l'azione sismica si considera lo stato limite di collasso SLC, i cui parametri sono indicati nel par.5.1.10.

La valutazione degli spostamenti longitudinali e trasversali in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio è eseguita con riferimento alle azioni statiche ed alle azioni sismiche. In particolare, le azioni considerate nell'analisi sono:

- variazione termica uniforme pari a 25°C, con effetto sia in allungamento sia un accorciamento ( $d_{\varepsilon 3}$ );
- azione sismica con doppio effetto ( $d_E$ ).
- 

Le combinazioni di calcolo utilizzate sono espresse in forma sintetica nel seguito:

- combinazione statica:  $d_{tot,stat} = \pm d_{\varepsilon 3}$ ;
- combinazione sismica:  $d_{tot,sisma} = \pm 0.5 \cdot d_{\varepsilon 3} \pm d_E$ .

Pertanto, l'allungamento/accorciamento per metro lineare di impalcato dovuto alla dilatazione termica equivale a:

$$d_{\varepsilon 3} = 0.000012 \times (\pm 25^\circ) \times 1000 = \pm 0.3 \text{ mm/ml}$$

Escursione apparecchi d'appoggio:

allin.to		distanza dal fisso (m)	Escursione long. unilaterale statica		Escursione long. sismica max /trasv. associata		Escursione trasv. Sismica max /long. associata
			Accorc.	Allung.	Accorc.	Allung.	
	Giunto SPA	-12.2	-3.66	+3.66	-100/-30	+100/+30	$\pm 100 / \pm 30$
mobile	SPA	-11.5	-3.45	+3.45	-100/-30	+100/+30	$\pm 100 / \pm 30$
fisso	MEZZERIA	0	0	0	-100/-30	+100/+30	$\pm 100 / \pm 30$
mobile	SPB	11.5	-3.45	+3.45	-100/-30	+100/+30	$\pm 100 / \pm 30$
	Giunto SPB	12.2	-3.66	+3.66	-100/-30	+100/+30	$\pm 100 / \pm 30$

L'escursione totale longitudinale massima e trasversale associata dei giunti (calcolata allo SLC) è pari a:

$e_{T,ass} = 200 \text{ mm}$  -giunto SPA/SPB ( $\pm 100 \text{ mm}$ ) trasversale

$e_{L,max} = 200 \text{ mm}$  -giunto SPA/SPB ( $\pm 100 \text{ mm}$ ) longitudinale

L'escursione longitudinale e trasversale associate a quelle massime dei giunti sono pari a:

$e_{T,max} = 60 \text{ mm}$  -giunto SPA/SPB ( $\pm 30 \text{ mm}$ ) trasversale

$e_{L,ass} = 60 \text{ mm}$  -giunto SPA/SPB ( $\pm 30 \text{ mm}$ ) longitudinale

Il varco minimo (allo SLC) è pari a:

$$v = e_{L,max} / 2 + 20 \text{ mm} \cong 120 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB}$$

### 13. SCARICHI APPOGGI

Di seguito vengono riportati gli scarichi delle seguenti combinazioni dei carichi elementari con i coefficienti da normativa e relativi involucri (SLE\_INV, SLU\_INV E SISMA\_INV):

	STR			STR			SISMA 1			SISMA 2			SISMA 3		
	SLE_II	SLE_III	SLE_IV	STR_II	STR_III	STR_IV	x	y	z	x	y	z	x	y	z
<b>Permanenti</b>	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<b>Carichi mobili Nmax</b>	1	0.75	0.75	1.35	1.025	1.025	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Carichi mobili Mmax</b>	1	0.75	0.75	1.35	1.025	1.025	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Frenatura</b>	0	1	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Centrifuga</b>	0	0	1	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Vento</b>	0.6	0.6	0.6	0.9	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>distorsioni</b>	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<b>Ced. Vincolari</b>	0.6	0.6	0.6	0.72	0.72	0.72	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
<b>Sisma</b>	0	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3	0.3	1	0.3	0.3	0.3	1

Carichi elementari	SPALLE					
	Appoggio esterno			Appoggio interno		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
<b>Permanenti</b>	-322	0	0	-322	0	0
<b>Carichi mobili Nmax</b>	-914	0	0	-524	0	0
<b>Frenatura</b>	0	106	0	0	106	0
<b>Centrifuga</b>	0		0	0	0	0
<b>Vento</b>	-55	0	63	55	0	63
<b>Sisma</b>	-32	80	80	-32	80	80

	<b>SPALLE</b>					
	<b>Appoggio esterno</b>			<b>Appoggio interno</b>		
	<b>Vert.</b>	<b>Long.</b>	<b>Trasv.</b>	<b>Vert.</b>	<b>Long.</b>	<b>Trasv.</b>
SLE_II-Min	-1269	0	38	-813	0	38
SLE_II-Max	-1269	0	38	-813	0	38
SLE_III-Min	-1041	106	38	-682	106	38
SLE_III-Max	-1041	106	38	-682	106	38
SLE_IV-Min	-1041	0	38	-682	0	38
SLE_IV-Max	-1041	0	38	-682	0	38
STR_II-Min	-1718	0	57	-1093	0	57
STR_II-Max	-1718	0	57	-1093	0	57
STR_III-Min	-1421	143	57	-922	143	57
STR_III-Max	-1421	143	57	-385	143	57
STR_IV-Min	-1421	0	57	-922	0	57
STR_IV-Max	-1421	0	57	-922	0	57
SISMA 1	-332	80	24	-332	80	24
SISMA 2	-332	24	80	-332	24	80
SISMA 3	-354	24	24	-354	24	24
	<b>SPALLE</b>					
	<b>Appoggio esterno</b>			<b>Appoggio interno</b>		
	<b>R (kN)</b>	<b>HI (kN)</b>	<b>Ht (kN)</b>	<b>R (kN)</b>	<b>HI (kN)</b>	<b>Ht (kN)</b>
<b>SLE_INV</b>	-1269	106	38	-813	106	38
<b>SLU_INV</b>	-1718	143	57	-1093	143	57
<b>SISMICA_INV</b>	-354	80	80	-354	80	80

Gli sforzi normali (-) sono rivolti verso il basso.