

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

1.	GENERALITA'	4
1.1	Oggetto e scopo del lavoro	4
1.2	Criteri di calcolo	6
1.3	Software di calcolo	6
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
2.1	Opere in c.a. e strutture metalliche	10
2.2	Ferrovie	11
3.	MATERIALI	12
3.1	Calcestruzzi (Secondo EN206-CNR UNI 11104)	12
3.2	Acciaio per armature lente (Secondo NTC 2008 – D.M. 14/01/2008)	14
3.3	Acciaio per armature tese (Secondo NTC 2008 – D.M. 14/01/2008)	14
4.	PARAMETRI GEOTECNICI E SISMICI	15
4.1	Dati geotecnici	15
4.2	Parametri di sismicità del sito	16
5.	ANALISI DEI CARICHI	18
5.1	Introduzione	18
5.2	Carichi permanenti	18
5.3	Carichi accidentali	18
5.3.1	Azione dei carichi da traffico	18
5.3.2	Azione longitudinale di frenamento	19
5.3.3	Azione centrifuga	19
5.3.4	Azione indotta dal vento	19
5.3.5	Urto per svio	20
5.3.6	Variazioni termiche	20
5.4	Spinta del terreno	20
5.4.1	Spinta terreno in condizioni statiche	20
5.4.2	Spinta terreno in condizioni sismiche	21
5.4.3	Spinta terreno da carico accidentale	22
5.4.4	Azione sismica	22
6.	ANALISI STRUTTURALE	23
6.1	Verifiche di resistenza	23
6.2	Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi	23
6.2.1	Verifica a taglio	23
6.3	Verifiche agli stati limite di esercizio	25
6.3.1	Verifica delle tensioni in esercizio	25

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

6.3.2	Statio limite di fessurazione	25
6.3.3	Stato limite di deformazione	27
6.4	Combinazioni di carico	28
7.	SPALLE	31
7.1.1	Generalità	31
7.1.2	Sistema di riferimento e convenzioni sui segni	31
7.2	Dati geometrici	32
7.3	Verifiche	33
7.3.1	Appoggi	33
7.3.2	Paramento laterale (risvolto)	38
7.3.3	Paragliaia	39
7.3.4	Verifica elementi bidimensionali tipo shell: platea e paramento verticale	40
8.	PILA	42
8.1	Generalità	42
8.2	Sistema di riferimento e convenzioni sui segni	42
8.3	Dati geometrici	43
8.4	Verifiche	44
8.4.1	Appoggi	44
8.4.2	Verifica elementi bidimensionali tipo shell: platea, fusto pila e pulvino	45
9.	PALI	46
9.1	Determinazione delle sollecitazioni sui singoli pali	46
9.2	Capacità Portante dei pali	48
9.2.1	Portata alla punta	49
9.2.2	Portata laterale	51
9.3	Verifica a pressoflessione	52
9.4	Verifica a taglio	53
10.	IMPALCATO STRADALE	54
10.1	Modalità di costruzione dell'impalcato	54
10.2	Modalità di costruzione delle travi	54
10.3	Dati geometrici dell'impalcato	55
10.4	Metodo e ipotesi di calcolo	56
10.5	Risoluzione del sistema elastico e sollecitazioni	57
10.6	Sezioni	60
10.7	Analisi dei carichi	62
10.7.1	Carichi permanenti	62
10.7.2	Carichi variabili in esercizio	63

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

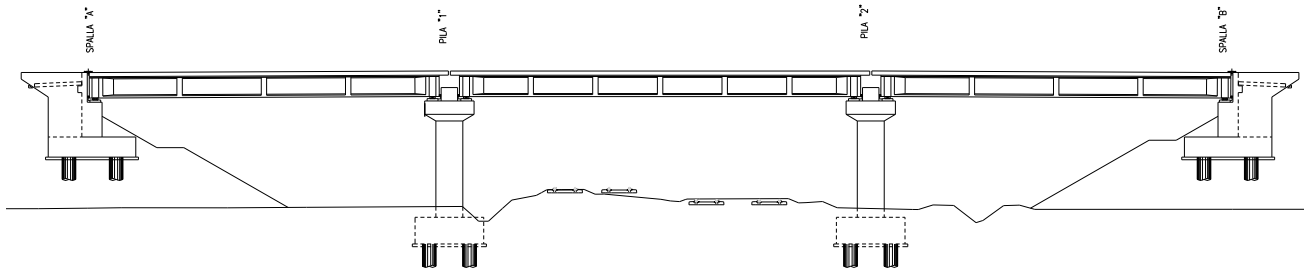
10.7.3	Tensioni iniziali nel calcestruzzo	63
10.7.4	Caduta di tensione per ritiro del calcestruzzo	63
10.7.5	Viscosità	64
10.7.6	Tensioni limite per gli acciai da precompressione	65
10.7.7	Cadute di tensione per rilassamento	65
10.7.8	Ritiro differenziale fra trave e soletta	65
10.8	Verifica freccia ammissibile	66
10.9	Sollecitazioni sulle travi prefabbricate	66
10.9.1	Caratteristiche geometriche della sezione trasversale	67
10.9.2	Descrizione dell'armatura	67
10.9.3	Verifica della sezione precompressa	72
10.9.4	Verifica a taglio	74
10.9.5	Verifica a scorrimento trave/soletta superiore	75
10.9.6	Metodo semiprobabilistico - verifiche a rottura	76
10.10	Verifica della trave di prefabbricata - appoggio	78
10.10.1	Caratteristiche geometriche della sezione trasversale	78
10.10.2	Descrizione dell'armatura	78
10.10.3	Verifica della sezione precompressa	81
10.10.4	Verifica a taglio	84
10.10.5	Verifica a scorrimento trave/soletta superiore	86
10.10.6	Metodo semiprobabilistico - verifiche a rottura	87
10.11	Verifica trasverso	88

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

## 1. GENERALITA'

### 1.1 Oggetto e scopo del lavoro

La presente relazione viene condotta a verifica delle strutture del viadotto sulla linea FF.SS. Casalpusterlengo-Pavia, la cui geometria è riportata in figura:



Il cavalcavia a tre campate della luce pari rispettivamente a 26.55m+31.30m+26.55m, misurate in corrispondenza degli assi delle spalle e delle pile, è costituito da n. 2 spalle di estremità e da n. 2 pile intermedie realizzate in opera, e da un impalcato in travi prefabbricate di cemento armato precompresso all'estradosso delle quali viene realizzata una soletta in c.a. di sostegno al piano viario.

La struttura di impalcato è realizzata da n. 24 travi prefabbricate in c.a. precompresso con sezioni trasversali a forma di "I" di altezza pari a 1.60m e di larghezza pari a 1.40m. La soletta in c.a. ha uno spessore minimo di 20cm in corrispondenza dei cigli esterni delle banchine ed uno spessore di 55cm in corrispondenza dell'asse della carreggiata. Alle estremità della carreggiata stradale sono posizionati due percorsi pedonali di larghezza pari a 2.50m da utilizzare in caso di emergenza, protetti da un lato dal traffico stradale da barriere di sicurezza del tipo H3 e da quello opposto da parapetti di rete elettrosaldata 5x5cm e altezza 2m.

La lunghezza complessiva del cavalcavia è pari a 84.40m misurata in corrispondenza degli assi delle spalle.

Le spalle sono costituite da paramenti verticali dello spessore di 1.50m e di altezza rispetto allo spiccato delle fondazioni pari a 2.60m, mentre le pile intermedie presentano paramenti verticali di spessore pari a 2.00m e altezza rispetto tra lo spiccato delle fondazioni e l'estradosso del pulvino pari a 8.70m.

Nella parte superiore delle spalle sono presenti degli elementi paraghiaia dello spessore di 0.40m e di altezza pari a 2.23m, mentre nella parte superiore delle pile sono realizzati i pulvini necessari per garantire le opportune superfici di appoggio delle travi e l'alloggiamento dei dispositivi di appoggio. Tali pulvini dello spessore di 1.00m hanno una larghezza di 3.65m.

Sia le spalle che le pile sono sorrette da platee di fondazione di spessore 1.50m, al di sotto delle quali sono alloggiati pali di fondazione del diametro 1200mm disposti "a quinconce", ovvero su due file sfalsate ad interasse longitudinale e trasversale di 3.80m.

La struttura è stata modellata ed analizzata utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti Pro SAP.

Il cavalcavia è stato modellato nel seguente modo:

- le spalle e le pile sono costituite da elementi bidimensionali tipo shell;
- le travi prefabbricate di impalcato sono rappresentate da elementi monodimensionali tipo beam;
- le solette in c.a. all'estradosso delle travi prefabbricate sono rappresentate da elementi bidimensionali tipo shell ancorati ai nodi delle beam;
- i traversi di testata, così come quelli di campata, sono modellati con elementi tipo beam;
- alle estremità dell'impalcato longitudinalmente ad esso sono inseriti elementi tipo beam necessari per trasferire alla struttura i carichi dei parapetti e l'azione orizzontale del vento;
- i dispositivi di appoggio ed i baggioli sono rappresentati da elementi beam;
- i pali di fondazione sono rappresentati da elementi beam;

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

- le platee di fondazione sono modellate con elementi bidimensionali tipo shell.

Le travi di impalcato prefabbricate sono state introdotte nel modello della struttura inserendo opportune caratteristiche meccaniche dei materiali che rispecchiassero quelle ottenute con la prefabbricazione. Questo per ottenere un corretto comportamento globale dell'opera e per ottenere una valutazione più esatta possibile delle sollecitazioni agenti sulle pile, sulle spalle e sui pulvini. Tuttavia le verifiche sulle singole travi prefabbricate di impalcato e sui relativi traversi di testata e di campata, sono state condotte separatamente utilizzando criteri di verifica propri di tali elementi prefabbricati.

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

### 1.2 Criteri di calcolo

Il calcolo viene condotto con riferimento alle verifiche agli stati limite secondo tab. 5.1.V e assumendo i seguenti coefficienti parziali per gli stati limite ultimi

			EQU	STR	GEO
Permanenti	F	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	S		1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	F	$\gamma_{G2}$	0.00	0.00	0.00
	S		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	F	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00
	S		1.35	1.35	1.15
Variabili	F	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	S		1.50	1.50	1.30
Distorsioni	F	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	S		1.00	1.00	1.00
Ritiro, viscosità, termica, cedimenti	F	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	S		1.20	1.20	1.00

### 1.3 Software di calcolo

Le analisi sono state svolte ricorrendo al seguente codice di calcolo:

*ProSAPprofessional ver.8.5.0 (2Si s.r.l.)*

In particolare sono stati implementati diversi modelli al fine di schematizzare al meglio il comportamento di manufatto nelle diverse situazioni.

Per quanto riguarda il dimensionamento delle spalle e delle pile sono stati implementati due modelli tridimensionali "al vero", uno statico in assenza di sisma (di seguito indicato come MODELLO STATICO) ed un modello sismico lineare dinamico (di seguito indicato come MODELLO DINAMICO).

In particolare nel modello statico i vincoli delle travi costituenti l'impalcato sono stati schematizzati come gli appoggi agenti in assenza di sisma (appoggi di tipo fisso, uni o bi direzionale).

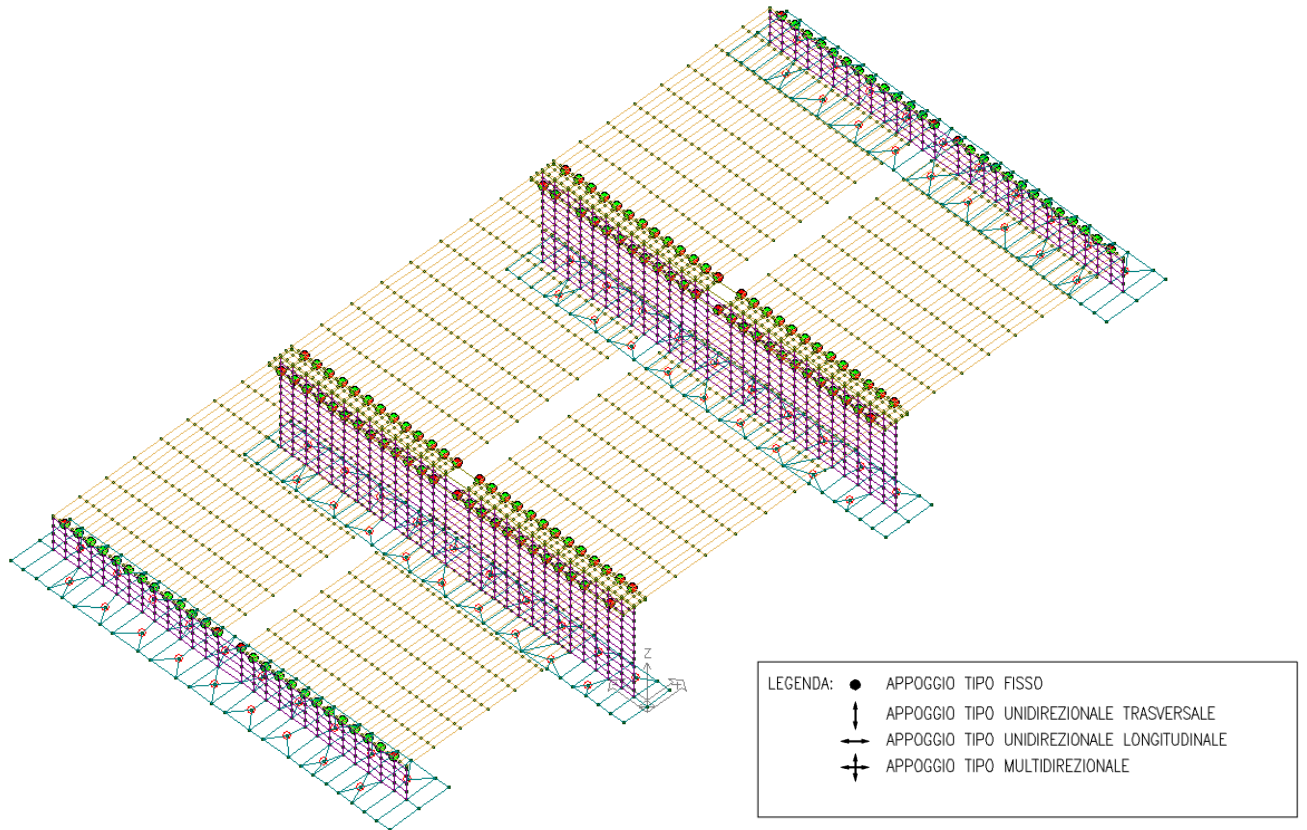
Nel modello dinamico sono invece stati introdotti gli ulteriori gradi di vincolo dovuti all'intervento dei ritegni sismici; tali vincoli sono stati considerati agenti solo su una spalla per volta, al fine di modellare la non linearità del vincolo.

Nella presente relazione di calcolo viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi effettuate col codice di calcolo *ProSAPprofessional ver.8.5.0 (2Si s.r.l.)*.

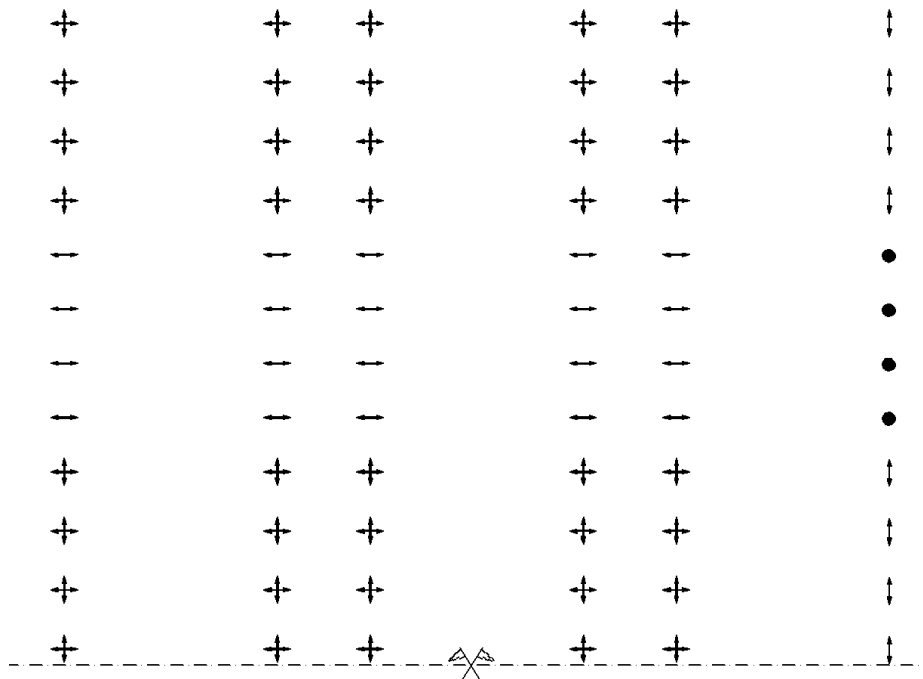
Vista la complessità dei modelli implementati e la mole di dati ottenuta dalle calcolazioni, i tabulati di input ed output relativi alle analisi f.e.m. sono disponibili in formato elettronico.

VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234

## MODELLO STATICO



VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234

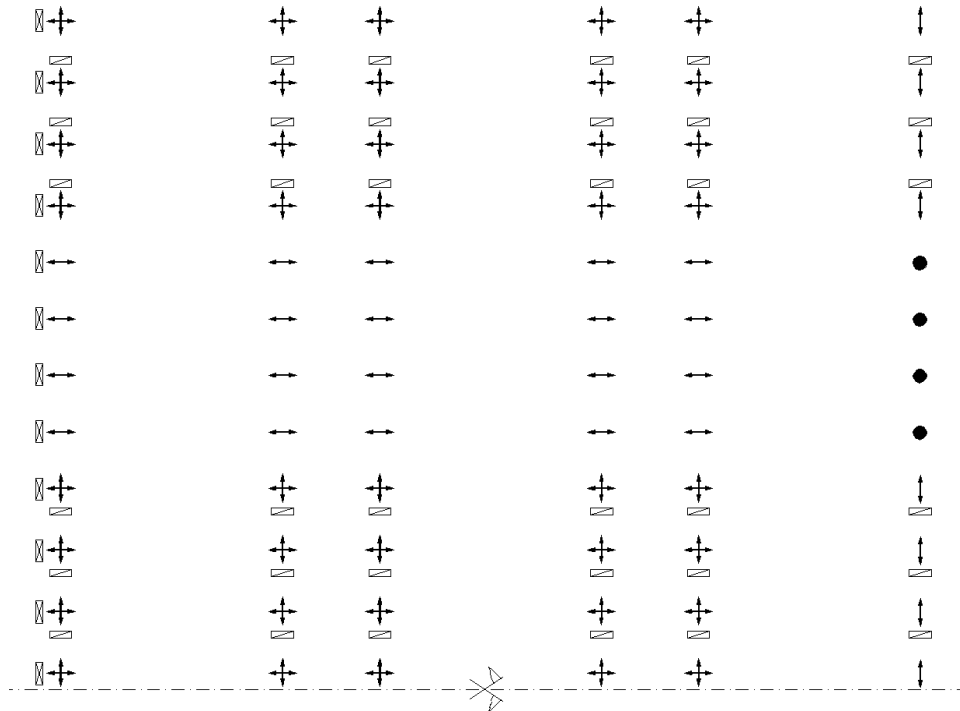
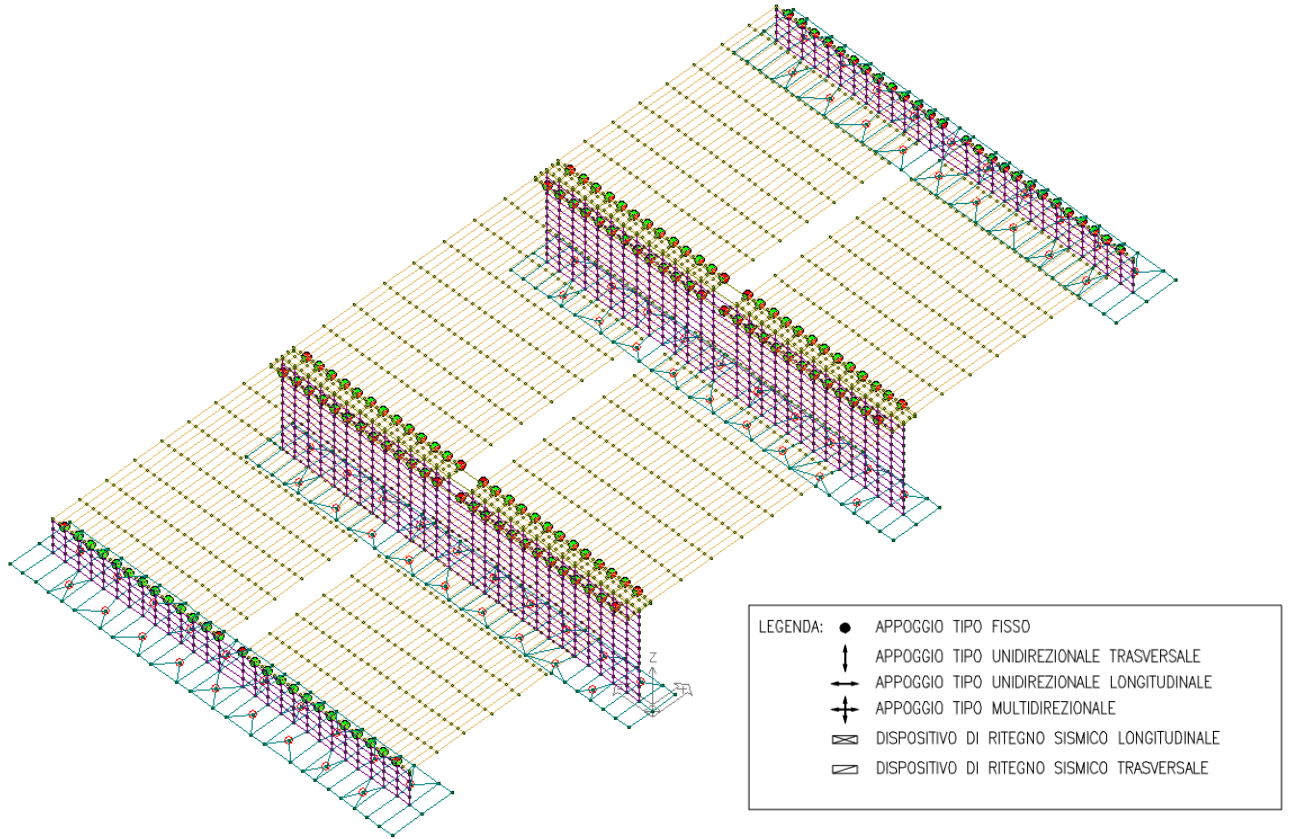


Schematizzazione vincoli MODELLO STATICO



VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234

MODELLO DINAMICO



Schematizzazione vincoli MODELLO DINAMICO

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Per quanto riguarda invece in dimensionamento dell'impalcato e delle travi in c.a.p. sono stati implementati due modelli separati, denominati macrofase 1 e macrofase 2, descritti al §9.6.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella esecuzione dei calcoli si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

### 2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

- [1] Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- [2] Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- [3] Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni co particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- [4] D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- [5] CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- [6] UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- [7] UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- [8] UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- [9] UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- [10] UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- [11] UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- [12] UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [13] UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- [14] UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- [15] UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- [16] UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- [17] Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- [18] UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- [19] UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- [20] UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

	<b>S.S. N.9 "Via Emilia"</b> <b>VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE</b> <b>PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234</b>
--	--

## **2.2 Ferrovie**

[21] RFI Istruzione 44a rev.2009 – “Criteri per la compilazione e l’esame dei progetti di cavalcavia sulla sede ferroviari”

### 3. MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzi (Secondo EN206-CNR UNI 11104)

##### Per sottofondazioni

classe di resistenza C12/15

##### Per pali gettati in opera

classe di resistenza		C25/30	
modulo elastico	$E_c =$	31.447	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	24,90	N/mm <sup>2</sup>
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	32,90	N/mm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} =$	2,56	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} =$	2,15	N/mm <sup>2</sup>
copriferro	$C =$	50	mm
classe di esposizione		XC2	

##### Fondazioni spalle e muri

classe di resistenza		C28/35	
modulo elastico	$E_c =$	32.588	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	29,05	N/mm <sup>2</sup>
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	37,05	N/mm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	16,46	N/mm <sup>2</sup>
resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} =$	2,83	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,98	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} =$	2,38	N/mm <sup>2</sup>
copriferro	$C =$	40	mm
classe di esposizione		XC2	

##### Elevazione spalle e muri

classe di resistenza		C28/35	
modulo elastico	$E_c =$	32.588	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	29,05	N/mm <sup>2</sup>
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	37,05	N/mm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	16,46	N/mm <sup>2</sup>
resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} =$	2,83	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,98	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} =$	2,38	N/mm <sup>2</sup>
copriferro	$C =$	40	mm
classe di esposizione		XF4	

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

**Cordoli, baggioli e ritegni sismici**

classe di resistenza		C32/40	
modulo elastico	$E_c =$	33.643	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	33,20	N/mm <sup>2</sup>
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	41,20	N/mm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18,81	N/mm <sup>2</sup>
resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} =$	3,10	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} =$	3,60	N/mm <sup>2</sup>
copriferro	$C =$	40	mm
classe di esposizione		XC4/XF4	

**Travi in c.a.p.**

classe di resistenza		C45/55	
modulo elastico	$E_c =$	42.272	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	45,65	N/mm <sup>2</sup>
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	54,78	N/mm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	25,87	N/mm <sup>2</sup>
resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} =$	3,90	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,73	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} =$	2,29	N/mm <sup>2</sup>
copriferro	$C =$	35	mm
classe di esposizione		XF1	

Resistenza cubica del calcestruzzo:  $R_{ck} = 55.00(N/mm^2)$   
 in esercizio  $\sigma_{adm} \text{ comp.} = 205.03$   
 $\sigma_{adm} \text{ traz.} = -16.19$   
 (con arm. sussidiaria)  $\sigma_{adm} \text{ traz.} = -32.37$

$R_{ckj}$  al taglio trefoli  $= 39.25(N/mm^2)$   
 al taglio dei trefoli  $\sigma_{adm} \text{ comp.} = 188.35$   
 $\sigma_{adm} \text{ traz.} = -15.70$   
 (con arm. sussidiaria)  $\sigma_{adm} \text{ traz.} = -31.39$

Per il calcestruzzo ordinario armato si assume il seguente peso per unità di volume:  $\gamma'_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

### 3.2 Acciaio per armature lente (Secondo NTC 2008 – D.M. 14/01/2008)

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

	B450C	
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450 N/mm <sup>2</sup>
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540 N/mm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} =$	391,30 N/mm <sup>2</sup>
modulo elastico	$E_s =$	206.000 N/mm <sup>2</sup>

### 3.3 Acciaio per armature tese (Secondo NTC 2008 – D.M. 14/01/2008)

L'acciaio usato per la precompressione delle travi e' trefolo da 6/10" stabilizzato.

Modulo Elastico acciaio preteso aderente	=	195000.0(N/mm <sup>2</sup> )
carico a rottura	$f_{ptk} \geq$	1863.90 N/mm <sup>2</sup>
carico caratteristico all'1%	$f_{p(0.1)k} \geq$	1667.70 N/mm <sup>2</sup>
alla tesatura	$\sigma_{spi} =$	$\min(0.8 f_{ptk}, 0.9 f_{p(0.1)k}) = 1491.12$ N/mm <sup>2</sup>
cadute di tensione per rilassamento a 1000 ore	$\rho_{1000} =$	2.50 %

#### 4. PARAMETRI GEOTECNICI E SISMICI

##### 4.1 Dati geotecnici

###### *Dati relativi al terreno di base*

Peso specifico terreno	$\gamma_b =$	20.0	[kN/m <sup>3</sup> ]
Coesione drenata	$c'_{base} =$	0.0	[kN/m <sup>2</sup> ]
Falda superiore all'imposta plinto		FALSO	
Angolo di attrito interno terreno	$\phi'_{base} =$	35	[°]
Tensione limite del terreno	$\sigma_{base} =$	450	[kN/m <sup>2</sup> ]
Profondità piano di posa platea (da p.c.)	$z_{base} =$	2	[m]
Modulo di Winkler	$K_w =$	10000	[kN/m <sup>3</sup> ]

###### *Dati relativi al terreno di rinterro*

Peso specifico terreno	$\gamma =$	18	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito interno terreno	$\phi' =$	38	[°]

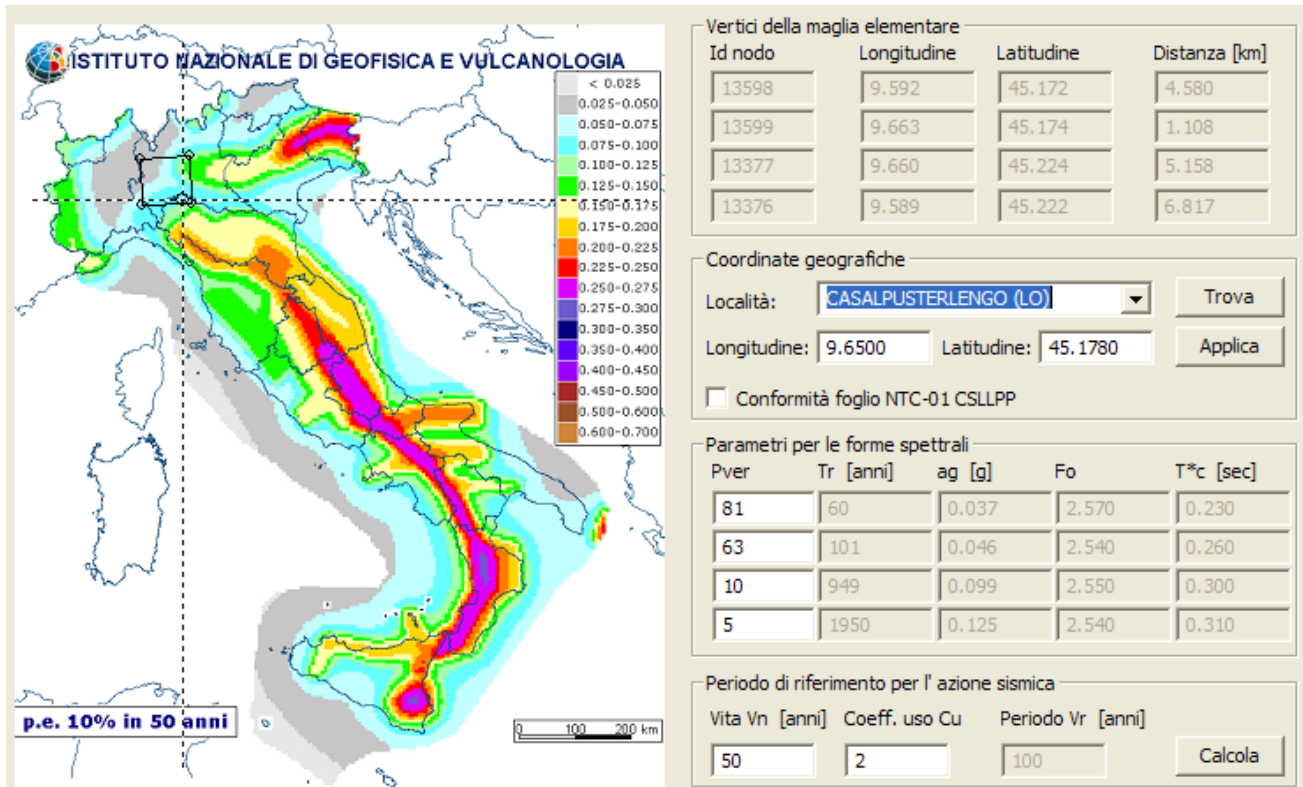
Nel calcolo della spinta del terreno a tergo si applica un coefficiente di attrito terreno-paramento  $\delta$  tramite un rapporto  $\delta/\phi$  pari a 0.25; Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base: il coefficiente di spinta è assunto intermedio tra quello ricavato con il regime di spinta attiva ed a riposo.

Coefficiente di spinta attiva	$K_a =$	0.2235
Coefficiente di spinta a riposo	$K_0 =$	0.3843
	$K_{med} =$	0.3039

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

#### 4.2 Parametri di sismicità del sito

I dati relativi alla sismicità sono desunti dalla relazione geotecnica ove si è condotta una analisi della sismicità locale sulla base dell'allegato A delle norme. Le verifiche sismiche sono condotte, come specificato al paragrafo precedente in accordo ad EC8, tramite l'applicazione di coefficienti parziali alle resistenze del terreno, per quanto riguarda le verifiche GEO, EQU .agli stati limite ultimi.



#### *Parametri sismici secondo NTC2008*

Vita nominale	$V_n =$	50	[anni]
Classe d'uso		IV	
Tipo di verifica allo stato limite ultimo		SLV	
Tempo di ritorno atteso	$T_r =$	949	[anni]
Fattore di amplificazione spettrale	$F_o =$	2,55	
Accelerazione orizzontale dello spettro elastico	$a_g/g =$	0,099	
Categoria di sottosuolo		D	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1	
Coefficiente di sottosuolo	$S_s =$	1,800	
Coefficiente di suolo	$S =$	1,800	
Accelerazione orizzontale massima	$a_{max}/g =$	0,178	
Coefficiente di riduzione	$\beta =$	1,00	



**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Il calcolo dell'azione sismica viene svolto in accordo a quanto contenuto nelle NTC ovvero con riferimento ai seguenti coefficienti sismici:

$$k_H = \frac{\beta \cdot a_{\max}}{g} \qquad k_V = \pm 0.5 k_H$$

Coefficiente sismico orizzontale

$$k_h = 0,1782$$

Coefficiente sismico verticale

$$k_v = 0,0891$$

La quota parte della spinta sismica viene valutata, poiché ci troviamo in una situazione di spostamenti impediti ovvero deformazioni molto contenute tali da potere assumere che il terreno si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche che durante il sisma, con la teoria di Wood (1973):

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot S \cdot h^2 = E$$

Il punto di applicazione dell'azione E si trova a metà altezza del paramento.

## 5. ANALISI DEI CARICHI

### 5.1 Introduzione

Le sottostrutture sono verificate per le condizioni di carico statico e in condizione sismica.

Per le spalle, viste le elevate caratteristiche statiche della struttura in direzione trasversale e la prevalenza delle azioni longitudinali, si studia unicamente il comportamento in direzione longitudinale, sia nei casi statici che in quello sismico.

### 5.2 Carichi permanenti

#### 5.2.1.1 Pesi propri

Calcolati in modo automatico dal codice di calcolo *ProSAPprofessional ver. 8.5.0 (2Si s.r.l.)*.

#### 5.2.1.2 Peso pavimentazione stradale

$$Q_{\text{neri}} = 4.30 \text{ kN/m}^2$$

#### 5.2.1.3 Peso barriere

$$Q_{\text{bar}} = 1.30 \text{ kN/m}$$

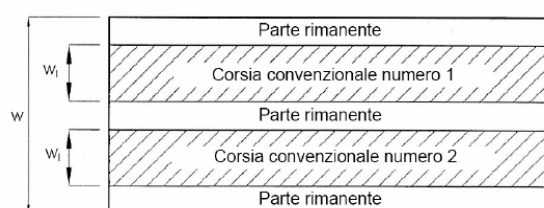
#### 5.2.1.4 Peso parapetti

$$Q_{\text{par}} = 0.60 \text{ kN/m}$$

### 5.3 Carichi accidentali

#### 5.3.1 Azione dei carichi da traffico

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC2008, disposti su corsie convenzionali.



Le larghezze  $w_l$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono date dalla relazione:

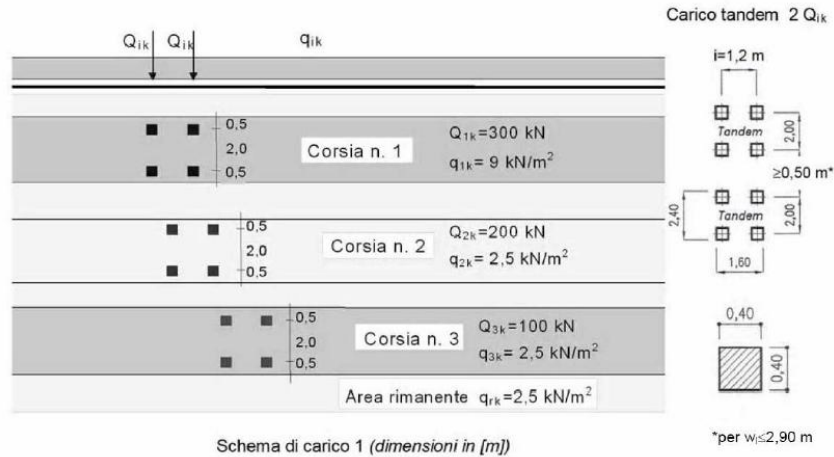
$$n_l = \text{Int}(w/3)$$

In accordo da quanto previsto in normativa, essendo la carreggiata dell' impalcato da ponte divisa in due parti separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono state definite adottando uno lo schema di carico 1 (§ 5.1.3.3.5 delle NTC2008), costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2.



Nel caso in esame si è considerato il carico tandem distribuito uniformemente sulla larghezza della corsia standard ( $Q'_{ik} = Q_{ik}/w$ ), ovvero si sono considerati i seguenti carichi:

CORSIA	CARICO TANDEM	CARICO DISTRIBUITO SULLA LARGHEZZA	CARICO DISTRIBUITO SULLA SUPERFICIE
1	$Q_{1k} = 2 \times 300 \text{ kN}$	$Q'_{1k} = 600 \text{ kN}/3 \text{ m} = 200 \text{ kN/m}$	$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
2	$Q_{2k} = 2 \times 200 \text{ kN}$	$Q'_{2k} = 400 \text{ kN}/3 \text{ m} = 66.67 \text{ kN/m}$	$q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
3	$Q_{3k} = 2 \times 100 \text{ kN}$	$Q'_{3k} = 200 \text{ kN}/3 \text{ m} = 33.33 \text{ kN/m}$	$q_{3k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
4	$Q_{4k} = 0 \text{ kN}$	$Q'_{4k} = 0 \text{ kN}$	$q_{4k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$

### 5.3.2 Azione longitudinale di frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 (cfr. 5.1.3.5 NTC2008) ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot \left( \sum Q_{1k} \right) \cdot 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

per i ponti di 1a categoria essendo  $w_l$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata.

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Si assume  $q_3 = 35 \text{ kN/m}$ .

### 5.3.3 Azione centrifuga

L'azione centrifuga è nulla in quanto il tracciato in corrispondenza dell'opera è in rettilineo.

### 5.3.4 Azione indotta dal vento

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad

es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

Conformemente a quanto previsto dal DM 14/01/08, cap. 3 si assumono i seguenti parametri:

zona 1

classe D

cat. III

$a_0 = 1000\text{m}$

$k_a = 0.010\text{s}^{-1}$

$v_b = v_{b,0} = 25\text{m/s}$

$z_0 = 0.05\text{m}$

$k_r = 0.19$

$c_e = 2.21$

$c_p = 0.87 - (-0.5) = 1.3$

$c_d = 1$

pertanto si ottiene

$p = 2.21 \times 1.3 \times 1 \times 0.39 = 1.12\text{kN/m}^2$

### 5.3.5 Urto per svio

E' prevista l'installazione di sicurvia di classe H3 bordo ponte. In accordo con quanto previsto dalle NTC2008 i sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata 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 - 0,10m) , h2 = 1,00m.

I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano, posto ad almeno 1,10m dal piano di calpestio.

### 5.3.6 Variazioni termiche

Si considerano applicate alla struttura le seguenti variazioni termiche:

- una variazione termica uniforme applicata alla soletta superiore di intensità pari a +10°C;
- una variazione termica con un gradiente termico tra l'intradosso e l'estradosso della soletta superiore pari a 20°C con andamento lineare.

## 5.4 Spinta del terreno

### 5.4.1 Spinta terreno in condizioni statiche

Si assume che la tipologia dell'opera sia tale da non consentire deformazioni tali da instaurare un regime di spinte attive e pertanto verranno considerate solamente spinte "a riposo" del terreno, da calcolarsi come segue (con ovvio significato dei simboli):

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_{med}$$

In corrispondenza delle spalle la pressione del terreno in condizioni statiche ha andamento triangolare con valore nullo in sommità e massimo a profondità  $z=(4.10+2.23)m$

Per  $z=6.33m$   $p_0 = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 6.33m \cdot 0.3039 = 34.63 \text{ kN/mq}$

#### 5.4.2 Spinta terreno in condizioni sismiche

In accordo con le NTC2008 (cfr. par. 7.11.6.2.1) l'analisi della sicurezza delle spalle in condizioni sismiche viene eseguita mediante il metodo pseudostatico.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo comprende l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto (in questo caso trascurabili).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.1485$$

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario, per cui l'incremento di spinta dovuta all'azione sismica è pari a:

$$\Delta F = \gamma \cdot h \cdot k_h = 16.92 \text{ kN}$$

### 5.4.3 Spinta terreno da carico accidentale

La spinta del terreno dovuta al sovraccarico stradale viene messa in conto con una sollecitazione distribuita rettangolare sulla parete verticale assumendo il sovraccarico pari al valore medio dei carichi tandem applicati e ripartito secondo la geometria del manufatto in ogni caso non inferiore a 20 kN/m<sup>2</sup>. Tale spinta si sviluppa in assenza di carichi tandem sull'impalcato.

Il valore della spinta sulla parete viene calcolato con la formula:

$$p_{acc} = q \cdot k_{medio}$$

In corrispondenza delle spalle la spinta del terreno dovuta al carico accidentale agente sul rilevato stradale, riferita ad elementi di larghezza unitaria, vale:

$$p_{acc}=30.39 \text{ kN/m}$$

### 5.4.4 Azione sismica

L'azione sismica viene valutata automaticamente dal programma ProSAP in relazione ai parametri sismici definiti nel par. 4.2.

Si procede nel calcolo adottando un'analisi semplificata poichè il ponte è costituito da campate isostatiche per cui la deformata dinamica della struttura è governata da un solo grado di libertà. Peraltro si può notare che l'adozione di appoggi che sopportano solo le azioni ordinarie, adottando per l'assorbimento delle azioni sismiche degli appositi dispositivi, consente di affermare che il moto in senso longitudinale dell'impalcato e quello delle spalle in fase sismica sia, a meno degli attriti, disaccoppiato e di conseguenza si possa calcolare l'azione sismica dell'impalcato indipendentemente dall'interazione con la spalla. In questo caso l'azione sismica dovuta all'impalcato viene interamente assorbita dai ritegni quando agisce in direzione del terreno ed in direzione trasversale; poichè in direzione longitudinale opposta al terreno l'azione viene assorbita dal ritegno della spalla opposta, si trascurano gli effetti di interazione terreno struttura. L'analisi viene condotta separatamente per la direzione longitudinale e quella trasversale.

Per quanto riguarda l'azione sulla spalla in senso trasversale, come disposto dall'art. 8.7.2, l'interazione terreno struttura può essere parimenti trascurata e l'azione sismica viene assunta pari all'accelerazione di progetto ag.

## 6. ANALISI STRUTTURALE

### 6.1 Verifiche di resistenza

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M.14/01/08 e seguendo le indicazioni della norma UNI EN 1992-2005.

Più specificatamente la verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto della verifica agli stati limite ultimi, e delle verifiche nei riguardi della fessurazione e delle tensioni di esercizio.

### 6.2 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti  $M_d$  sia minore dei corrispondenti momenti resistenti  $M_r$  delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 14 gennaio 2008.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti" del D.M. 14 gennaio 2008.

#### 6.2.1 Verifica a taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$d$  altezza utile della sezione in mm

$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$  rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ )

$b_w$

larghezza minima della sezione in mm

$A_{sw}$

area armatura trasversale

$S$

passo armature trasversali

$\alpha$

angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave;

$f_{cd} = 0.5 f_{cd}$

resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;

$a_c$

coefficiente maggiorativo pari a:

1	per	membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per	$0 < \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$
1.25	per	$0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0.5 f_{cd}$
$2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per	$0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$



### 6.3 Verifiche agli stati limite di esercizio

#### 6.3.1 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

##### 6.3.1.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

##### 6.3.1.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$$

##### 6.3.1.3 Verifica delle tensioni in esercizio elementi in c.a.p.

In accordo alle prescrizioni contenute nell'istruzione 44A di RFI (§2.3.1), nel dimensionamento degli elementi in c.a.p, devono rispettarsi i seguenti limiti tensionali:

- la massima tensione di trazione ai lembi della sezione di verifica, nella combinazione di carico caratteristica (rara), deve risultare  $\leq 0.35 f_{ctk}$ ;
- tensione principale di trazione nella fibra baricentrica nella combinazione di carico caratteristica (rara)  $\leq 0.045 f_{ctk}$ .

### 6.3.2 Stato limite di fessurazione

#### 6.3.2.1 Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0 ;

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

### 6.3.2.2 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni ordinarie.

### 6.3.2.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso. Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

### 6.3.2.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

In accordo alle prescrizioni contenute nell'istruzione 44A di RFI (§2.3.2), i valori limite di apertura delle fessure, per la combinazione frequente e per armature poco sensibili, sono i seguenti:

- a)  $\delta f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- b)  $\delta f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

### 6.3.2.5 Verifiche allo stato limite di fessurazione

#### 6.3.2.5.1 Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

#### 6.3.2.5.2 Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1, w_2, w_3$  secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove  $w_m$  rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure  $w_m$  è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di  $\varepsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.  $\varepsilon_{sm}$  può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con  $\sigma_s$  tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed  $E_s$  è il modulo elastico dell'acciaio.

### 6.3.3 Stato limite di deformazione

In accordo alle prescrizioni contenute nell'istruzione 44A di RFI (§2.3.3), le deformazioni massime del cavalcavia devono risultare compatibili con la geometria della struttura in relazione alle esigenze del traffico, nonché ai vincoli ed i dispositivi di giunto previsti in progetto.

Dovrà comunque verificarsi quanto segue:

- le strutture in acciaio, in c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo (ad eccezione delle strutture con travi incorporate) dovranno presentare una contromonta da determinare per la totalità dei carichi permanenti e degli effetti lenti, nonché per il 25% dei carichi accidentali non dinamizzati;
- in tutte le strutture, limitatamente agli elementi principali, si dovrà rispettare il seguente limite di deformazione sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto incrementati dinamicamente nella combinazione caratteristica (rara) agli S.L.E.:

$$f \leq L/700$$

dove:

L = luce di calcolo;

f = massima freccia.

#### 6.4 Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

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

(\*) Ponti di 3ª categoria  
(\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
(\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_P=1$ .

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. <sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. <sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna <sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali					

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2, agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara, frequente e quasi permanente:

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

**SLE RARA:**  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

**SLE FREQUENTE:**  $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

**SISMICA:**  $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

## 7. SPALLE

### 7.1.1 Generalità

Come specificato in precedenza, considerando sia la maggior rigidezza della struttura che la minor entità dei carichi nel senso trasversale, si analizza la spalla nel senso longitudinale.

Il calcolo della spalla è condotto secondo le usuali ipotesi di meccanica dei terreni; essendo la spalla fondata su pali di grande diametro, si è adottato per il calcolo delle spinte del terreno un coefficiente di spinta 'a riposo', mentre, nel computo della spinta sismica del terreno, la quota parte 'statica' di quest'ultima è stata calcolata utilizzando un coefficiente di spinta attiva. In caso sismico, le forze agenti sulla spalla sono costituite da:

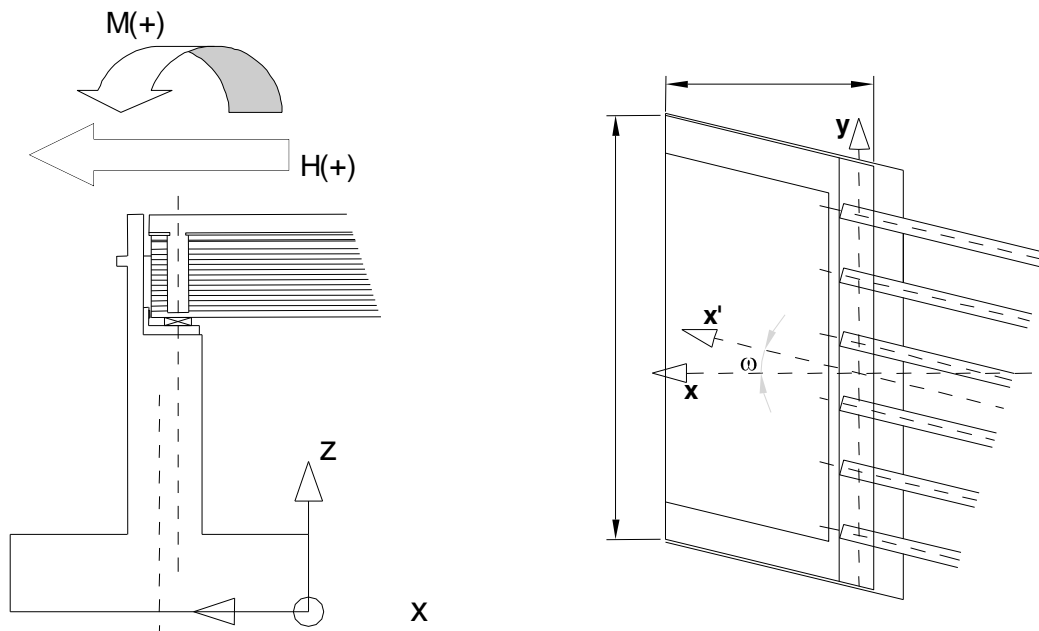
- La forza d'inerzia trasmessa dall'impalcato (spalla con appoggio fisso).
- La forza d'inerzia agente sulla massa della spalla e del terreno contenuto
- La spinta in condizioni sismiche del terreno retrostante.

Quest'ultima è calcolata in accordo all'espressione di Mononobe-Okabe ed è applicata secondo le prescrizioni regolamentari. Essendo la spalla considerata opera di sostegno, non si prendono in conto componenti sismiche verticali.

### 7.1.2 Sistema di riferimento e convenzioni sui segni

Il sistema di riferimento globale è costituito dagli assi  $x$ ,  $y$  aventi origine nel baricentro della platea di fondazione e con l'asse  $x$  parallelo all'asse del ponte. In direzione longitudinale  $x$  si considerano positive le azioni che hanno effetto stabilizzante nei confronti della spalla.

Nel computo dei carichi e delle eccentricità si è fatto riferimento alle figure che seguono.



**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

**7.2 Dati geometrici**

Altezza paramento	$H_{par} =$	2.6	[m]
Spessore paramento (in x)		1.5	[m]
Larghezza paramento (in y)		34.45	[m]
Larghezza baggioli (in y)		0.8	[m]
Larghezza baggioli (in x)		0.8	[m]
N° baggioli		24	
Dist. asse baggioli da filo ant. paramento (in x)		0.5	[m]
Altezza baggioli		0.15	[m]
Altezza paraghiaia		2.23	[m]
Spessore paraghiaia (in x)		0.4	[m]
Larghezza paraghiaia (in y)		34.45	[m]
Distanza filo posteriore paraghiaia da filo post. paramento (in X)		0	[m]
Spessore platea di fondazione		1.5	[m]
Lunghezza platea di fondazione (in x)		6.5	[m]
Larghezza platea di fondazione (in y)		35	[m]
Sbalzo anteriore platea		2.5	[m]
Sbalzo posteriore platea		2.5	[m]
Wx (trasversale)		1327.08	[m <sup>2</sup> ]
Wy (longitudinale)		246.46	[m <sup>2</sup> ]
Lunghezza risvolti (in x)		2.5	[m]
Spessore medio risvolti		0.7	[m]
Altezza risvolti		4.83	[m]
Altezza orecchie al filo post. risvolto		1.8	[m]
Altezza orecchie all'estremità		0.5	[m]
Lunghezza orecchie (in x)		2	[m]
Spessore orecchie		0.4	[m]

*Dati relativi al terreno di rinterro*

altezza a filo anteriore fondazione		1.5	[m]
altezza a filo anteriore paramento		1.4	[m]
altezza a filo posteriore paramento		4.5	[m]
altezza a filo posteriore fondazione		6.33	[m]

*Dati relativi ai pali*

Diametro pali		1.2	[m]
Area Pali		22.62	[m <sup>2</sup> ]
Lunghezza pali		20.00	[m]
Lunghezza elastica	$L_0 =$	8.34	[m]
file trasversali di pali (in y)		10	
file longitudinali di pali (in x)		2	
distanza bordo fondazione-asse palo (lungo x)		1.50	[m]
distanza bordo fondazione-asse palo (lungo y)		1.50	[m]
interasse trasversale pali (lungo y)	$i_{py} =$	3.56	[m]
interasse longitudinale pali (lungo x)	$i_{px} =$	3.50	[m]
Modulo d'inerzia min palificata (attorno asse x)	$W_{px} =$	130.37	[m]
Modulo d'inerzia min palificata (attorno asse y)	$W_{py} =$	35.00	[m]



### 7.3 Verifiche

#### 7.3.1 Appoggi

Nel calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento ai valori massimi per appoggio. Ai fini del calcolo delle rotazioni e degli spostamenti si ritiene in ogni caso che le travi abbiano già scontato il 50% degli accorciamenti dovuti alla viscosità e al ritiro.

Si assumono inoltre i seguenti valori dei coefficienti:

Coefficiente di ritiro

$$\varepsilon = 0.0003$$

Coefficiente di dilatazione termica

$$\alpha = 1.00E-05$$

Scorrimento longitudinale (+40°)

$$10.02 \text{ [mm]}$$

Scorrimento trasversale (+40°)

$$12.88 \text{ [mm]}$$

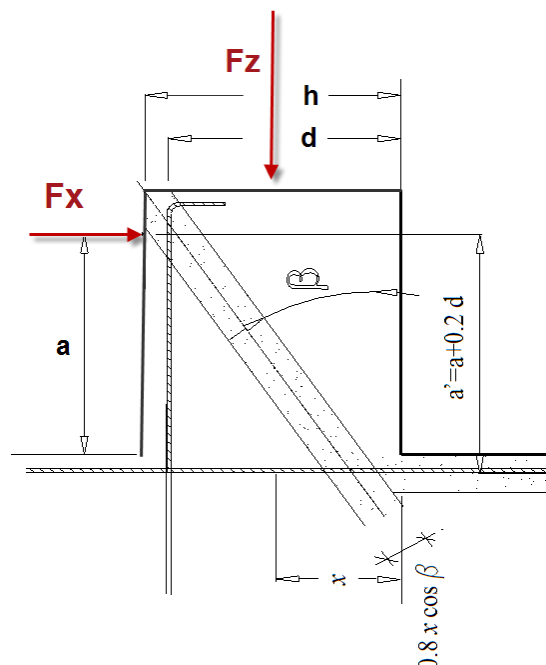
##### 7.3.1.1 Baggioli

Ai fini del dimensionamento dei baggioli, a favore di sicurezza, si assumono i valori massimi delle sollecitazioni agli appoggi, valutati dal modello statico.

Dalle analisi svolte si ottengono le seguenti azioni sui baggioli nella combinazione SLU STR del modello statico:

$$F_x = 365 \text{ kN} \quad F_y = 4.25 \text{ kN} \quad F_z = 1378.26 \text{ kN}$$

La verifica viene condotta secondo la norma CNR 10037, con riferimento alla figura seguente:



### **Parametri di input della sezione**

#### *Geometria*

Calcestruzzo	$R_{ck} =$	40	[N/mm <sup>2</sup> ]
Altezza mensola	$h =$	40	[cm]
Larghezza mensola (in profondità)	$b =$	60	[cm]
Distanza punto applicazione forza Vu - attacco mensola	$a =$	17	[cm]
Copriferro	$c =$	3	[cm]
Altezza utile	$d =$	37	[cm]
Snellezza di taglio	$\lambda_v =$	0,459	
Altezza sezione compressa	$x =$	24,33	[cm]
	$\beta_{min} =$	58,06°	

#### *Armature*

	n°	Ø [mm]	% geom. $\rho_s$	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]
Armatura tirante superiore	5	20	0,71%	1570,80
Area inferiore	5	20	0,71%	1570,80

### **Verifica secondo CNR 10037**

Inclinazione biella compressa	$\beta =$	62,09	
Azione resistente limite della biella di cls	$N_{crd} =$	819,67	[KN]
Azione resistente limite dell'armatura	$N_{srd} =$	587,34	[KN]
Area meccanismo taglio resistente	$A_v =$	813,47	[mm <sup>2</sup> ]
Area traliccio isostatico	$A_{s1} =$	614,67	[mm <sup>2</sup> ]
Area per azione orizzontale	$A_{s2} =$	97,62	[mm <sup>2</sup> ]
Area richiesta per tirante superiore	$A^*_s =$	-712,28	[mm <sup>2</sup> ]
Area richiesta per parte inferiore	$A^*_v =$	-307,33	[mm <sup>2</sup> ]

Come prescritto dalle NTC2008 al par. 4.1.2.1.5, le verifiche di sicurezza dovranno necessariamente essere condotte nei riguardi di:

- resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature;
- resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso;

Deve risultare la seguente gerarchia delle resistenze  $R_s < R_c$

Sollecitazioni:

$V_{sd} = 365,00$  kN, applicata a 17cm dall'attacco;  $H_{sd} = 1378,26$  kN

Si esegue la verifica con:

$H = 0.40 \text{ m}$  ,  $B = 0.60 \text{ m}$  ,  $c = 30 \text{ mm}$

Armatura tirante  $A_s = 1570,8 \text{ mm}^2$ , (5 $\varnothing$ 20),  $\rho_s = 0,71\% > 0,3\%$

Armatura inferiore  $A_v = 1570,8 \text{ mm}^2$ , (5 $\varnothing$ 20),  $\rho_s = 0,71\% > 0,15\%$

Risultati:

Snellezza di taglio,  $\lambda_v = 0,459 < 1$

Inclinazione minima biella compressa,  $\beta_a = 62,09^\circ > 58,06^\circ$

Azione resistente limite della biella di cls,  $N_{crd} = 819,67 \text{ kN} > 413,04 \text{ kN}$

Azione resistente limite dell'armatura del tirante,  $N_{srd} = 587,34 \text{ kN} > 193,33 \text{ kN}$

### 7.3.1.2 Ritegni sismici logitudinali

Per la verifica dei ritegni sismici, si considerano le sollecitazioni risultanti dal modello sismico dinamico.

Per quanto riguarda il ritegno longitudinale, questo è costituito dal paraghiaia, sollecitato dalle seguenti azioni:

$F_x = 1163.24 \text{ kN}$

$F_y = 0.00 \text{ kN}$

$F_z = 228.79 \text{ kN}$

## ***Parametri di input della sezione***

### *Geometria*

Calcestruzzo

$R_{ck} = 40$  [N/mm<sup>2</sup>]

Altezza mensola

$h = 50$  [cm]

Larghezza mensola (in profondità)

$b = 140$  [cm]

Distanza punto applicazione forza  $V_u$  - attacco mensola

$a = 40$  [cm]

Copriferro

$c = 3$  [cm]

Altezza utile

$d = 47$  [cm]

Snellezza di taglio

$\lambda_v = 0,851$

Altezza sezione compressa

$x = 30,91$  [cm]

$\beta_{min} = 40,89^\circ$

### *Armature*

	n°	$\varnothing$ [mm]	% geom. $\rho_s$	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]
Armatura tirante superiore	7	24	0,48%	3166,73
Area inferiore	7	24	0,48%	3166,73

**Verifica secondo CNR 10037**

Inclinazione biella compressa	$\beta =$	46,02	
Azione resistente limite della biella di cls	$N_{crd} =$	3604,05	[KN]
Azione resistente limite dell'armatura	$N_{srd} =$	1184,08	[KN]
Area meccanismo taglio resistente	$A_v =$	2592,40	[mm <sup>2</sup> ]
Area traliccio isostatico	$A_{s1} =$	3312,83	[mm <sup>2</sup> ]
Area per azione orizzontale	$A_{s2} =$	311,09	[mm <sup>2</sup> ]
Area richiesta per tirante superiore	$A^*_s =$	-3623,92	[mm <sup>2</sup> ]
Area richiesta per parte inferiore	$A^*_v =$	-1296,20	[mm <sup>2</sup> ]

Come prescritto dalle NTC2008 al par. 4.1.2.1.5, le verifiche di sicurezza dovranno necessariamente essere condotte nei riguardi di:

- resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature;
- resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso;

Deve risultare la seguente gerarchia delle resistenze  $R_s < R_c$

Sollecitazioni:

$V_{sd} = 1163,20$  kN, applicata a 40cm dall'attacco;  $H_{sd} = 228,79$  kN

Si esegue la verifica con:

$H = 0,5$  m ,  $B = 1,4$  m ,  $c = 30$  mm

Armatura tirante  $A_s = 3166,7$  mmq, (7Ø24),  $\rho_o = 0,48\% > 0,3\%$

Armatura inferiore  $A_v = 3166,7$  mmq, (7Ø24),  $\rho_o = 0,48\% > 0,15\%$

Risultati:

Snellezza di taglio,  $\lambda = 0,851 < 1$

Inclinazione minima biella compressa,  $\beta = 46,02^\circ > 40,89^\circ$

Azione resistente limite della biella di cls,  $N_{crd} = 3604,05$  kN  $> -1616,41$  kN

Azione resistente limite dell'armatura del tirante,  $N_{srd} = 1184,08$  kN  $> -1122,39$  kN

Area richiesta per tirante superiore,  $A^*_s = -3623,92$  mmq

Area richiesta per parte inferiore,  $A^*_v = -1296,20$  mmq

**7.3.1.3 Ritegni sismici trasversali**

Per la verifica dei ritegni sismici, si considerano le sollecitazioni risultanti dal modello sismico dinamico.

I ritegni trasversali sono costituiti da elementi in cemento armato aventi dimensioni in pianta 35x35cm e altezza 47cm, sollecitati dalle seguenti azioni:

$F_x = 0.00$ kN

$F_y = 452.10$ kN

$F_z = 339.93$ kN

### **Parametri di input della sezione**

#### *Geometria*

Calcestruzzo	$R_{ck} =$	40	[N/mm <sup>2</sup> ]
Altezza mensola	$h =$	50	[cm]
Larghezza mensola (in profondità)	$b =$	35	[cm]
Distanza punto applicazione forza Vu - attacco mensola	$a =$	40	[cm]
Copriferro	$c =$	3	[cm]
Altezza utile	$d =$	47	[cm]
Snellezza di taglio	$\lambda_v =$	0,851	
Altezza sezione compressa	$x =$	30,91	[cm]
	$\beta_{min} =$	40,89°	

#### *Armature*

	n°	Ø [mm]	% geom. $\rho_s$	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]
Armatura tirante superiore	5	20	0,95%	1570,80
Area inferiore	5	20	0,95%	1570,80

### **Verifica secondo CNR 10037**

Inclinazione biella compressa	$\beta =$	43,81	
Azione resistente limite della biella di cls	$N_{crd} =$	936,34	[KN]
Azione resistente limite dell'armatura	$N_{srd} =$	587,34	[KN]
Area meccanismo taglio resistente	$A_v =$	1007,59	[mm <sup>2</sup> ]
Area traliccio isostatico	$A_{s1} =$	1381,17	[mm <sup>2</sup> ]
Area per azione orizzontale	$A_{s2} =$	120,91	[mm <sup>2</sup> ]
Area richiesta per tirante superiore	$A^*_s =$	1502,08	[mm <sup>2</sup> ]
Area richiesta per parte inferiore	$A^*_v =$	503,79	[mm <sup>2</sup> ]

Sollecitazioni:

Vsd = 452,10 kN, applicata a 40cm dall'attacco; Hsd = 339,93 kN

Si esegue la verifica con:

H = 0,5 m , B = 0,35 m , c = 30 mm

Armatura tirante  $A_s = 1570,8$  mmq, (5Ø20),  $\rho_s = 0,95\% > 0,3\%$

Armatura inferiore  $A_v = 1570,8$  mmq, (5Ø20),  $\rho_s = 0,95\% > 0,15\%$

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Risultati:

Snellezza di taglio,  $\lambda = 0,851 < 1$

Inclinazione minima biella compressa,  $\beta = 43,81^\circ > 40,89^\circ$

Azione resistente limite della biella di cls,  $N_{crd} = 936,34 \text{ kN} > 653,03 \text{ kN}$

Azione resistente limite dell'armatura del tirante,  $N_{srd} = 587,34 \text{ kN} > 471,23 \text{ kN}$

Area richiesta per tirante superiore,  $A^*s = 1502,08 \text{ mm}^2$

Area richiesta per parte inferiore,  $A^*v = 503,79 \text{ mm}^2$

### 7.3.2 Paramento laterale (risolto)

Combinazioni di verifica (per 1m di risvolto)

	M ver [kNm/m]	V ver [kN/m]	N ver [kN/m]
UST+	1256.60	512.73	-154.38
E6a	726.05	673.29	-154.38

Si esegue la verifica con

$H = 0.65 \text{ m}$  ,  $B = 1 \text{ m}$  ,  $c = 40 \text{ mm}$

Armatura minima  $A_{smin} = 975.00 \text{ mm}^2$

Armatura superiore  $A_s = 5890.5 \text{ mm}^2$ , (1Ø25 passo 8cm, ossia 12Ø25/m)

Armatura inferiore  $A^*s = 5890.5 \text{ mm}^2$ , (1Ø25 passo 8cm, ossia 12Ø25/m)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 1256.00 \text{ kNm}$ ;  $V_u = 155.00 \text{ kN}$ ;  $N_u = -513.00 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio):  $M^*u = 1341.10 \text{ kNm}$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite:  $V_{lim} = 457.30 \text{ kN}$  (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione:  $V_{cdc} = 2824.20 \text{ kN}$

Azione Taglio trazione:  $V_{wd} + V_{cd} = 5906.37 \text{ kN}$

Momento ultimo resistente  $M_{rd} = 1401.32 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE:

$M_e = 730.00 \text{ kNm}$ ;  $N_e = -674.00 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -8.41 \text{ MPa} < -13.073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 174.72 \text{ MPa} < 301 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica  $W_k = 0.161 \text{ mm} (< 0.2 \text{ mm})$

### 7.3.3 Paraghiaia

Il calcolo delle sollecitazioni viene istituito con riferimento alla condizione di massimo sovraccarico sul rilevato (20.0 kN/m<sup>2</sup>) e con azione frenante concentrata sulla sommità del paraghiaia.

Si considera che agisca direttamente sul paraghiaia l'azione frenante di due assi costituenti il  $q_{1.a}$  (ossia 20% di 400kN), secondo lo schema di carico 2, ripartita su una larghezza pari all'ingombro delle ruote del  $q_{1.a}$  (2.6m) aumentata della quantità derivante da una ripartizione a 45° sull'altezza del paraghiaia.

Altezza di calcolo paraghiaia:

2.20

 m

M ver [kNm/m]	V ver [kN/m]	N ver [kN/m]
49.56	36.59	-22.00

Si esegue la verifica con

H = 0.4 m , B = 1m , c = 40 mm

Armatura minima  $A_{smin} = 600.00 \text{ mm}^2$

Armatura superiore  $A_s = 1608.5 \text{ mm}^2$ , (1Ø16 passo 12cm, ossia 8Ø16/m)

Armatura inferiore  $A'_s = 1608.5 \text{ mm}^2$ , (1Ø16 passo 12cm, ossia 8Ø16/m)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 50.00 \text{ kNm}$ ;  $V_u = 22.00 \text{ kN}$ ;  $N_u = -37.00 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio):  $M'_u = 57.13 \text{ kNm}$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite:  $V_{lim} = 276.10 \text{ kN}$  (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione:  $V_{cdc} = 1666.74 \text{ kN}$

Azione Taglio trazione:  $V_{wd} + V_{cd} = 3485.73 \text{ kN}$

Momento ultimo resistente  $M_{rd} = 208.38 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE:

$M_e = 41.67 \text{ kNm}$ ;  $N_e = -30.83 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -2.06 \text{ MPa} < -13.073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 70.60 \text{ MPa} < 301 \text{ MPa}$

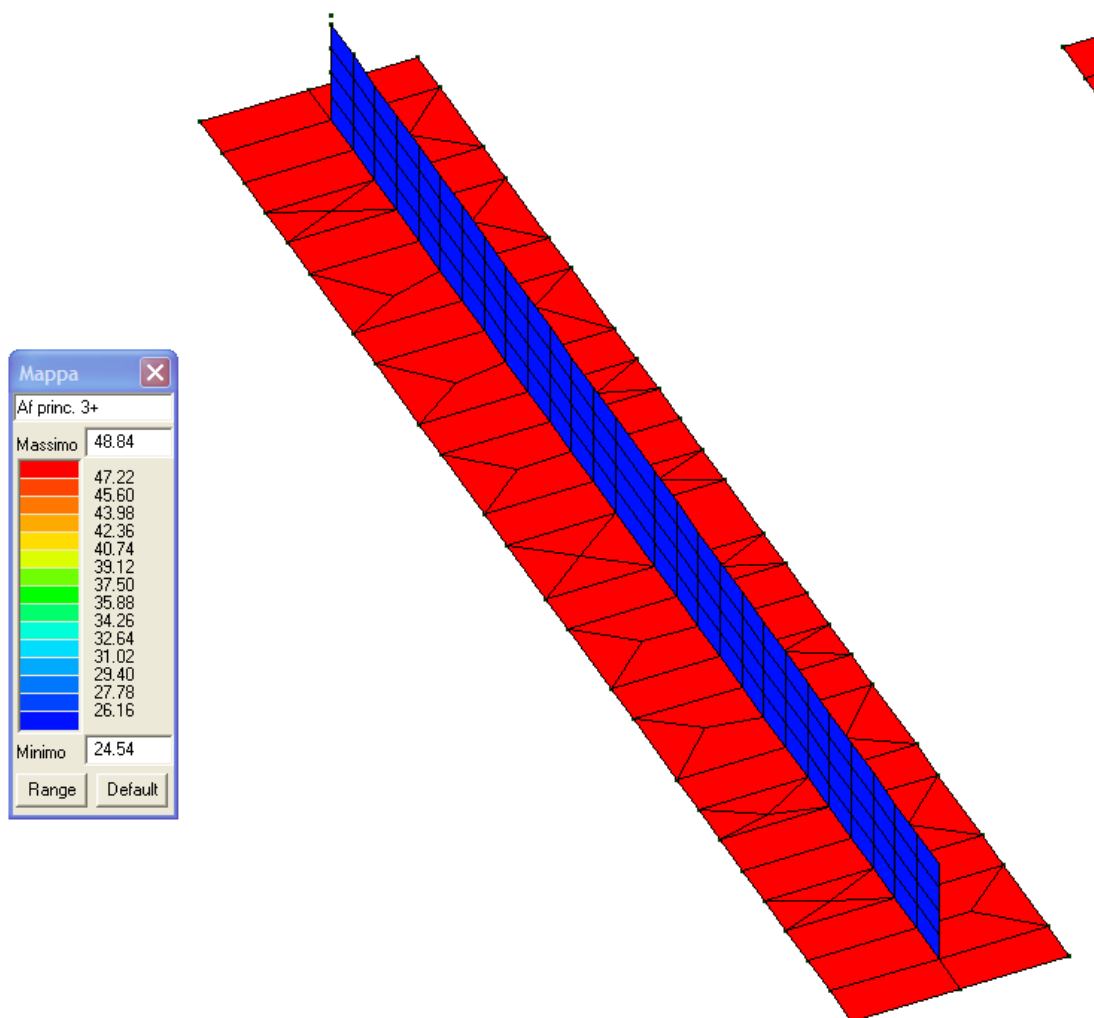
Ampiezza di fessurazione di verifica  $W_k = 0.037 \text{ mm} (< 0.2 \text{ mm})$

### 7.3.4 Verifica elementi bidimensionali tipo shell: platea e paramento verticale

Si riportano in seguito i diagrammi risultanti delle verifiche eseguite dal programma di calcolo, con il metodo degli stati limite, sulla base dei criteri di progetto inseriti e considerando i vari involuipi delle sollecitazioni prodotte dalle varie combinazioni di carico.

#### Af princ. 3+

Rappresenta l'armatura principale, relativa alla faccia dell'elemento traslata rispetto all'asse di una quantità pari al semispessore in direzione 3 positiva:





L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

dove:

$b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa;

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione assiale;

$f_{yk}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Dalle analisi svolte si ottengono le seguenti armature:

### **PLATEA**

Si esegue la verifica con

$H = 1.50 \text{ m}$  ,  $B = 1 \text{ m}$  ,  $c = 40 \text{ mm}$  ,  $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Armatura minima  $A_{s,\min} = 2452.67 \text{ mm}^2$

Armatura superiore  $A_s = 4908.7 \text{ mm}^2$ , (1Ø25 passo 10cm, ossia 10Ø25/m)

Armatura inferiore  $A'_s = 4908.7 \text{ mm}^2$ , (1Ø25 passo 10cm, ossia 10Ø25/m)

### **PARAMENTO VERTICALE**

Si esegue la verifica con

$H = 1.5 \text{ m}$  ,  $B = 1 \text{ m}$  ,  $c = 40 \text{ mm}$  ,  $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Armatura minima  $A_{s,\min} = 2452.67 \text{ mm}^2$

Armatura superiore  $A_s = 2513.3 \text{ mm}^2$ , (1Ø20 passo 12cm, ossia 8Ø20/m)

Armatura inferiore  $A'_s = 2513.3 \text{ mm}^2$ , (1Ø20 passo 12cm, ossia 8Ø20/m)

## 8. PILA

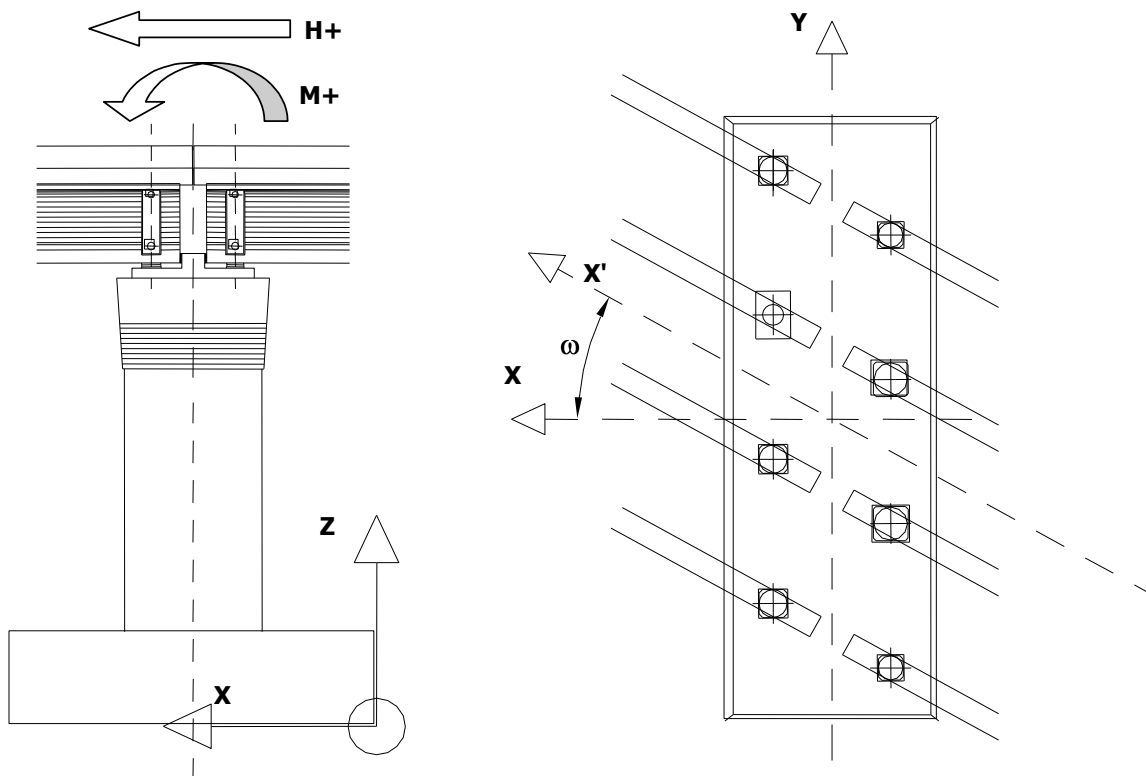
### 8.1 Generalità

Nel seguito vengono riportate le verifiche sulle strutture costituenti la pila in oggetto; esse sono state condotte utilizzando gli usuali metodi di verifica adottati per tali strutture, nel pieno rispetto delle normative vigenti in materia.

### 8.2 Sistema di riferimento e convenzioni sui segni

Il sistema di riferimento globale è costituito dagli assi  $x$ ,  $y$  aventi origine nel baricentro della platea di fondazione e con l'asse  $x$  parallelo all'asse del ponte. In direzione longitudinale  $x$  si considerano positive le azioni che hanno effetto stabilizzante.

Nel computo dei carichi e delle eccentricità si fa riferimento alle figure che seguono:



**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

### 8.3 Dati geometrici

*Dati geometrici*

Altezza fusto (escluso pulvino)	<b>H<sub>par</sub> =</b>	7.2	[m]
Spessore fusto (in x)		2	[m]
Larghezza fusto (in y)		29.6	[m]
Larghezza baggioli (in y)		0.6	[m]
Larghezza baggioli (in x)		0.6	[m]
N° baggioli		48.00	
Dist. asse baggioli da filo ant. pulvino (in x)		0.6	[m]
Altezza baggioli		0.15	[m]
Spessore pulvino all'attacco pila (in z)		2	[m]
Spessore pulvino all'estremità (in z)		3.7	[m]
Larghezza pulvino (in y)		31	[m]
Larghezza pulvino (in x)		3.7	[m]
Spessore platea di fondazione		1.5	[m]
Rinterro da p.c.		1	[m]
Lunghezza platea di fondazione (in x)		5.1	[m]
Larghezza platea di fondazione (in y)		31.6	[m]
Sbalzo anteriore platea		1.55	[m]
Sbalzo posteriore platea		1.55	[m]

## 8.4 Verifiche

### 8.4.1 Appoggi

Nel calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento ai valori massimi per appoggio. Ai fini del calcolo delle rotazioni e degli spostamenti si ritiene in ogni caso che le travi abbiano già scontato il 50% degli accorciamenti dovuti alla viscosità e al ritiro. Si assumono inoltre i seguenti valori dei coefficienti:

Coefficiente di ritiro

$$\varepsilon = 0.0003$$

Coefficiente di dilatazione termica

$$\alpha = 1.00E-05$$

Scorrimento longitudinale (+40°)

$$12.20 \text{ [mm]}$$

Scorrimento trasversale (+40°)

$$13.64 \text{ [mm]}$$

V	Hx	Hy
[kN]	[kN]	[kN]

STR STATICO Appoggio multidirezionale

1351.00	0.00	0.00
---------	------	------

STR STATICO Appoggio unidirezionale longitudinale

1012.00	0.00	12.19
---------	------	-------

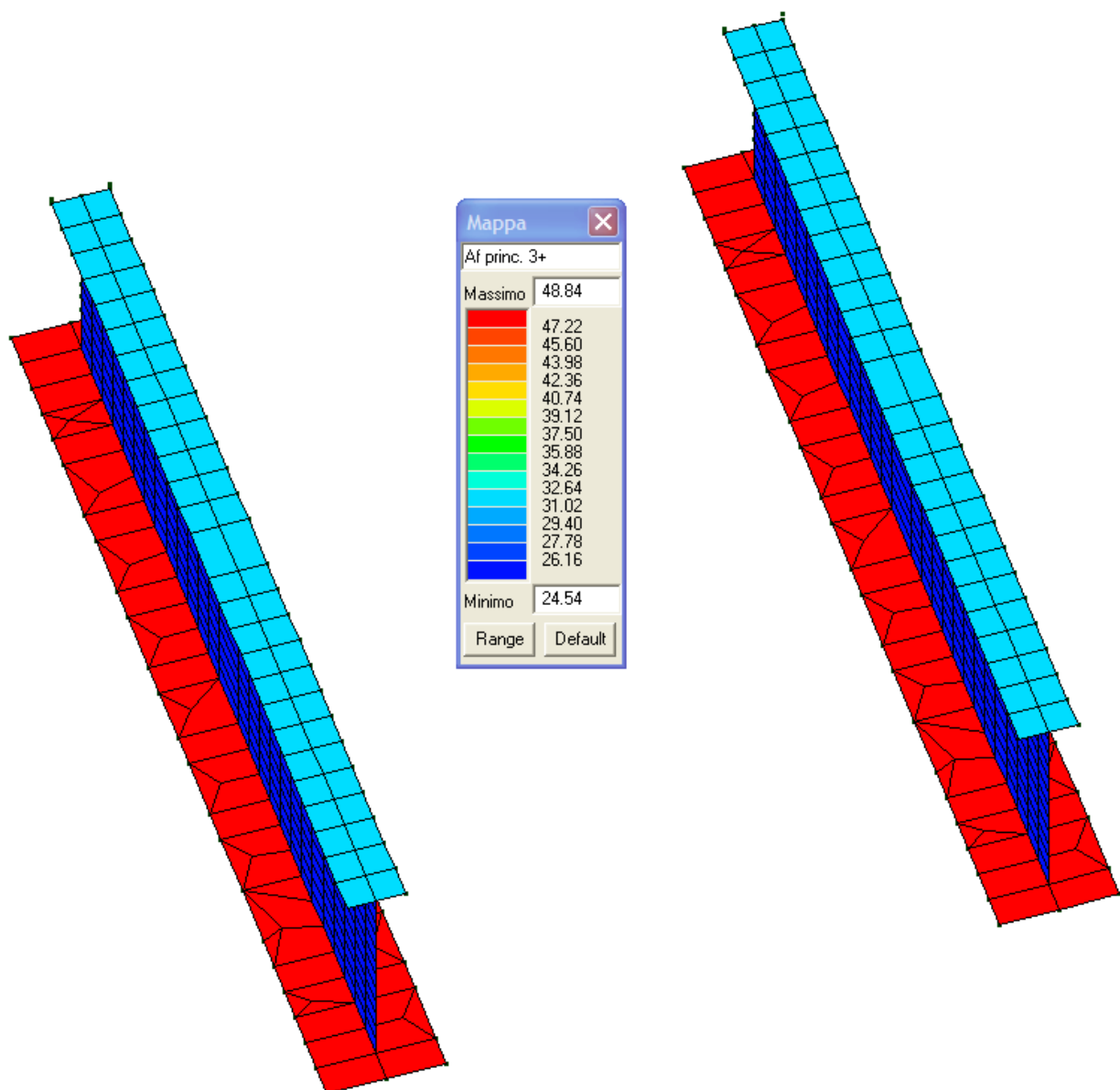
Per quanto riguarda il dimensionamento di baggioli e ritegni sismici si rimanda a quanto riportato al § 7.3.1.

#### 8.4.2 Verifica elementi bidimensionali tipo shell: platea, fusto pila e pulvino

Si riportano in seguito i diagrammi risultanti delle verifiche eseguite dal programma di calcolo, con il metodo degli stati limite, sulla base dei criteri di progetto inseriti e considerando i vari involuipi delle sollecitazioni prodotte dalle varie combinazioni di carico.

##### Af princ. 3+

Rappresenta l'armatura principale, relativa alla faccia dell'elemento traslata rispetto all'asse di una quantità pari al semispessore in direzione 3 positiva;



L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

dove:

- $b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa;
- $d$  è l'altezza utile della sezione;
- $f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione assiale;
- $f_{yk}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Dalle analisi svolte si ottengono le seguenti armature:

### **PLATEA**

Si esegue la verifica con

$H = 1.50 \text{ m}$  ,  $B = 1 \text{ m}$  ,  $c = 40 \text{ mm}$  ,  $R_{ck}=35\text{MPa}$

Armatura minima  $A_{s\min} = 2391.47 \text{ mm}^2$

Armatura superiore  $A_s = 2513.3 \text{ mm}^2$ , (1Ø20 passo 12cm, ossia 8Ø20/m)

Armatura inferiore  $A'_s = 2513.3 \text{ mm}^2$ , (1Ø20 passo 12cm, ossia 8Ø20/m)

### **FUSTO PILA**

Si esegue la verifica con

$H = 2 \text{ m}$  ,  $B = 1 \text{ m}$  ,  $c = 40 \text{ mm}$  ,  $R_{ck}=35\text{MPa}$

Armatura minima  $A_{s\min} = 3210.47 \text{ mm}^2$

Armatura superiore  $A_s = 3455.8 \text{ mm}^2$ , (1Ø20 passo 9cm, ossia 11Ø20/m)

Armatura inferiore  $A'_s = 3455.8 \text{ mm}^2$ , (1Ø20 passo 9cm, ossia 11Ø20/m)

### **PULVINO**

Si esegue la verifica con

$H = 1 \text{ m}$  ,  $B = 1 \text{ m}$  ,  $c = 40 \text{ mm}$  ,  $R_{ck}=35\text{MPa}$

Armatura minima  $A_{s\min} = 1572.48 \text{ mm}^2$

Armatura superiore  $A_s = 3455.8 \text{ mm}^2$ , (1Ø20 passo 9cm, ossia 11Ø20/m)

Armatura inferiore  $A'_s = 3455.8 \text{ mm}^2$ , (1Ø20 passo 9cm, ossia 11Ø20/m)

## **9. PALI**

### **9.1 Determinazione delle sollecitazioni sui singoli pali**

Il calcolo delle sollecitazioni è stata eseguita con l'utilizzo del codice di calcolo *ProSAPprofessional ver.8.5.0* (2Si s.r.l.) i cui risultati sono riassunti nell'ALLEGATO 1, con le seguenti ipotesi:

- vincolo di incastro tra pali e spalla;
- interazione fra i pali trascurabile;
- rotazione della testa dei pali impedita.

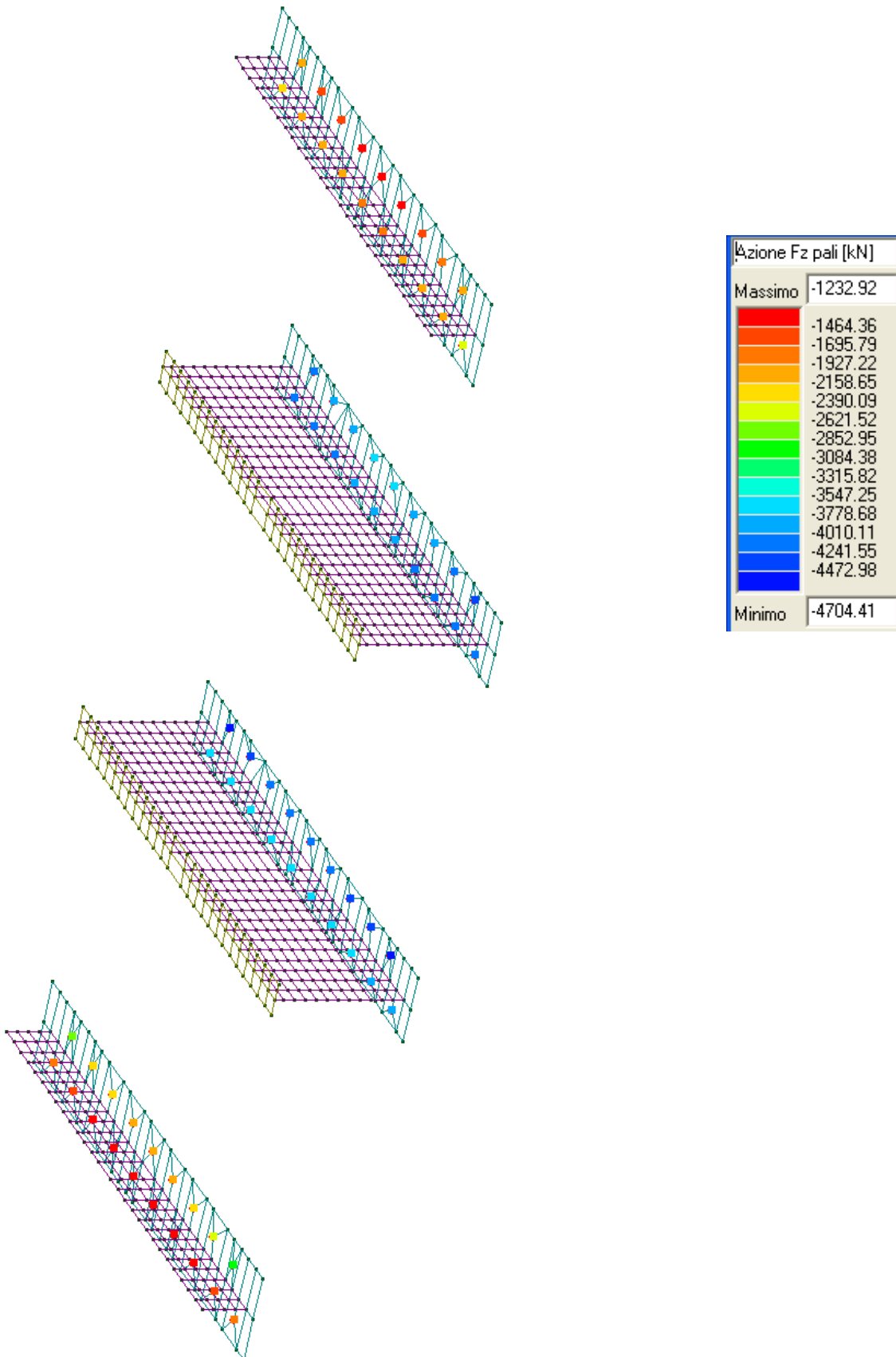
Si assumono come sollecitazioni di verifica strutturale quella che associa al massimo momento flettente il relativo valore di sforzo assiale e tagliante:

$M_{\max}=2227.52\text{kNm}$

$N=3497\text{kN}$

$H=955\text{kN}$

Per la verifica di portanza dei pali si considera la combinazione di carico che fornisce il massimo sforzo assiale, ovvero  $N= 4704.41\text{kN}$ .

VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234

## 9.2 Capacità Portante dei pali

La definizione della lunghezza da assegnare ai pali è avvenuta tramite una serie di verifiche della capacità portante dei pali di fondazione eseguite tramite le formulazioni proposte per i pali trivellati di grande diametro e contenute nelle indicazioni riportate nel documento "Raccomandazioni sui pali di fondazione" dell'Associazione Geotecnica Italiana, 1984.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferisce allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo è dedotta da metodi di calcolo analitici, calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici scontata del parametro  $\xi$  come previsto al § 6.4.3.1.1 delle NTC2008.

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti  $\xi$  in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo. Per il sondaggio in oggetto si assume  $\xi=1.70$

La portata totale limite del palo singolo ( $P$ ) sottoposto a carichi assiali di compressione è data dalla seguente equazione:

$$P = P_L / \gamma_{RL} + P_P / \gamma_{RP}$$

essendo:  $P_L$ = portata laterale       $P_P$ = portata alla punta

Le verifiche vengono effettuate seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) applicando i coefficienti parziali come indicato nella tabella 6.4.II

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.



### **Parametri geometrici**

Diametro palo	<b>D =</b>	1200	[mm]
Area laterale palo	<b>A<sub>L</sub> =</b>	3,8	[m/m]
Area sezione palo	<b>A<sub>L</sub> =</b>	1,13	[m <sup>2</sup> ]
Perforazione a vuoto	<b>H<sub>v</sub> =</b>	0,0	[m]
Profondità falda da p.c.	<b>H<sub>F</sub> =</b>	3,5	[m]
Combinazione		<b>3</b>	Approccio 2
Coeff. Parziale Per portata laterale	$\gamma_s =$	1,15	
Coeff. Parziale Per portata di punta	$\gamma_b =$	1,35	
Fattore di correlazione	$\xi =$	1,7	
Cedimento ammissibile	<b>S<sub>b</sub> =</b>	35,0	[mm]

Peso palo		378,9	[kN]
Lunghezza perforazione	<b>L<sub>p</sub> =</b>	20,0	[m]
Lunghezza netta palo	<b>L =</b>	<b>20,0</b>	[m]
Carico verticale massimo	<b>N<sub>max</sub> =</b>	4704,4	[kN]

#### **9.2.1 Portata alla punta**

Per quanto riguarda la portata ultima alla base del palo, dato che la punta del palo è immersata per un tratto di lunghezza pari a oltre 4 diametri nello strato di siltite litoide, si è fatto ricorso alla formulazioni proposte da Meyerhof (1976) che si sintetizza nella formula seguente:

$$P_p = A_p \cdot \left[ \gamma \cdot N'_c + \eta \cdot \bar{q} \cdot (N'_q - 1) \right]$$

**Portata alla punta [Meyerof 1976]**

$$P_{pu} = A_p \cdot \left[ c \cdot N'_c + \eta \cdot \bar{q} \cdot (N'_q - 1) \right]$$

Strato alla punta

n° = **5**

Terreno di tipo non coesivo

Angolo di attrito corrisp.

 $\varphi' = 40$  [°]

k = 1,000

K<sub>p</sub> = 4,599

Rapporto di profondità effettivo

L/D = 16,7

Rapporto per def tabella Meyerof

**16**

Rapporto di profondità critico

L<sub>c</sub>/D = 16,00N<sub>q</sub> = 110N<sub>c</sub> = 130N<sub>q</sub>/N<sub>c</sub> = 0,846154N<sup>\*</sup><sub>q</sub> = 320N<sup>\*</sup><sub>c</sub> = 360S'<sub>q</sub> = 1,8391S'<sub>c</sub> = 1,846154d'<sub>q</sub> = 1,599474d'<sub>c</sub> = 1,4N<sub>q</sub> = **320,00**N<sub>c</sub> = **360,00**

Pressione limite

q = **50,00** [kPa]**Portata totale alla punta**P<sub>p</sub> = **13362,24** [kN]

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

**9.2.2 Portata laterale**

Il calcolo della portata laterale è valutato come:

$$P_L = \sum f_{si} \cdot A_L \cdot C_s$$

condotto secondo quanto espresso da Reese (1976), ove il coefficiente di attrito dello strato i-esimo è dato dalla formula:

$$f_s = \alpha \cdot C + p'_0 \cdot K \cdot \tan \delta$$

Il valore di  $p'_0$  segnato corrisponde alla pressione litostatica efficace media in corrispondenza dello strato i-esimo, indicata sotto come  $\sigma'_{vz}$ .

Il coefficiente K è ricavabile da una semplice tabella proposta da Reese in cui K assume valori compresi tra 0.5 e 0.7 in funzione della profondità dello strato.

**Portata laterale [Reese 1976, Meardi 1988]**

	Spess. strato	Fondo strato	$\gamma$	$\gamma'$	$\sigma'_{vz}$	$C_u$	$C_r$	$\varphi'$	K	$f'_{si}$	$f''_{si}$	$f_{si}$
	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	2,0	2,0	19,00	19,00	38,0			30	0,70	11,84		11,84
2	9,0	11,0	19,00	9,00	134,0			35	0,60	371,31		371,31
3	2,0	13,0	19,00	9,00	152,0			38	0,50	89,38		89,38
4	4,5	17,5	19,00	9,00	192,5			30	0,50	179,01		179,01
5	7,5	25,0	19,00	9,00	260,0			40	0,50	569,54		569,54
6												

**Portata totale laterale**  $P_L =$   [kN]

La portata totale limite del palo singolo (P) sottoposto a carichi assiali di compressione è data dalla seguente equazione:

$$P = P_L + P_p$$

**Portata totale complessiva**  $P =$   [kN]

### 9.3 Verifica a pressoflessione

Si riportano di seguito i risultati del calcolo di verifica a pressoflessione della sezione:

**Titolo :** Pali di fondazione VI02-VIADOTTO FFSS

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 600 [mm]  
 Raggio interno: 0 [mm]  
 N° barre uguali: 16  
 Diametro barre: 25 [mm]  
 Copriferro (baric.): 80 [mm]

N° barre: 1 Zoom

N°	As [mm <sup>2</sup> ]	x [mm]	y [mm]
1	314	400	0

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Sd</sub>: 3497 0 kN  
 M<sub>xSd</sub>: 2230 0 kNm  
 M<sub>ySd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

FeB44k	C25/30
$\epsilon_{su}$ : 10 ‰	$\epsilon_{cu}$ : 3.5
$f_{yd}$ : 373.9 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ : 15.63
$E_s$ : 200'000 N/mm <sup>2</sup>	$\alpha$ : 0.85
$E_s/E_c$ : 15	$f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8
$\epsilon_{syd}$ : 1.870 ‰	$\sigma_{c,adm}$ : 9.75
$\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ : 0.6
	$\tau_{c1}$ : 1.829

M<sub>xRd</sub>: 2'400 kN m

$\sigma_c$ : -13.29 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 373.9 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.500 ‰  
 $\epsilon_s$ : 4.919 ‰  
 d: 1'120 mm  
 x: 465.6 x/d: 0.4157  
 $\delta$ : 0.9597

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 mm Col. modello

Precompresso

#### 9.4 Verifica a taglio

Sollecitazioni:

$$V_u = 955.00 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica con:

$$H = 1.056 \text{ m} , \text{ larghezza reagente a taglio, } B = 1.056 \text{ m} , c = 80 \text{ mm}$$

$$\text{Area staffe, } A_{st} = 414.69 \text{ mm}^2, (1\varnothing 10 \text{ passo } 20 \text{ cm})$$

Risultati:

$$\text{Resistenza limite a taglio per sezioni non armate, } V_{lim} = 531.55 \text{ kN} < V_u$$

Armatura a taglio necessaria

$$\text{Resistenza limite biella compressa, } V_{cdc} = 4701.80 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza limite taglio trazione, } V_{wd} + V_{cd} = 2020.90 \text{ kN}$$

$$\text{Entrambe } > V_u$$

## 10. IMPALCATO STRADALE

### 10.1 Modalità di costruzione dell'impalcato

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti.

Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

Prima fase : Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

Seconda fase: Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

### 10.2 Modalità di costruzione delle travi

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a pie' d'opera e varate. Il sistema di precompressione e' del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione  $\sigma_{spi}$  prevista nella presente relazione.

Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la casseratura, si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza  $R_{ckj}$  che e' richiesta al momento del taglio dei trefoli. Una volta raggiunta la resistenza  $R_{ckj}$  si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

**10.3 Dati geometrici dell'impalcato**

Luce di calcolo	2880.000cm
Larghezza cordolo sinistro	250.000cm
Larghezza carreggiata	1350.000cm
Larghezza cordolo destro	100.000cm
Larghezza fuori tutto	1700.000cm
Tipo travi	I160
Larghezza sezione	138cm
Numero travi	12
Interasse travi	140.000cm
Eccentricita' travi-soletta	0.000
Spessore medio soletta	35.000cm
Spessore minimo soletta	21.000cm
Luce di calcolo soletta	0.000cm
Spessore medio cordoli	15.000cm
Spessore pavimentazione	10.000cm

#### 10.4 Metodo e ipotesi di calcolo

Per valutare lo stato di sollecitazione della trave distingueremo le seguenti fasi :

##### FASE 1

- la sezione resistente è costituita dalla trave isolata (profilo di 1° fase);
- i carichi esterni sono costituiti dal peso proprio della trave;
- lo sforzo di precompressione ha il suo valore massimo.

##### 1° QUOTA DI CADUTA DI TENSIONE

lo sforzo di precompressione si riduce per l'intervento della 1^ quota di caduta di tensione costituita da:

- o caduta di tensione da ritiro acciaio aderente 30%
- o caduta di tensione da fluage acciaio aderente 50%
- o caduta di tensione da rilassamento acciaio aderente 100%

##### FASE 2

- la sezione resistente è costituita dalla trave isolata (profilo di 1° fase);
- i carichi esterni sono costituiti dal peso proprio della trave incrementati del peso della soletta;

##### 2° QUOTA DI CADUTA DI TENSIONE

lo sforzo di precompressione si riduce per l'intervento della 2^ quota di caduta di tensione costituita da:

- o caduta di tensione da ritiro acciaio aderente 60%
- o caduta di tensione da fluage acciaio aderente 50%
- o caduta di tensione da rilassamento acciaio aderente 0%

##### FASE 3

- la sezione resistente è costituita dalla trave + soletta (profilo di 2° fase);
- i carichi esterni si incrementano del peso dei carichi permanenti portati;

##### 3° QUOTA DI CADUTA DI TENSIONE

lo sforzo di precompressione si riduce per l'intervento della 3^ quota di caduta di tensione costituita da:

- o caduta di tensione da ritiro acciaio aderente 10%
- o caduta di tensione da fluage acciaio aderente 0%
- o caduta di tensione da rilassamento acciaio aderente 0%

##### FASE 4

- la sezione resistente è costituita dalla trave + soletta;
- i carichi esterni si incrementano per la presenza dei carichi accidentali.

##### FASE 5

- la sezione resistente è costituita dalla trave + soletta;
- i carichi esterni si incrementano dei coefficienti parziali relativi allo Stato Limite Ultimo .



### 10.5 Risoluzione del sistema elastico e sollecitazioni

Si distinguono due macrofasi:

- macrofase 1 in cui la sezione reagente è costituita dalla sola trave (comprende le fasi 1 e 2); in questo caso i carichi vengono applicati alla trave isolata di competenza nello schema statico di trave semplicemente appoggiata.
- macrofase 2 in cui la sezione reagente è costituita dalla trave+soletta; in questo caso il calcolo della ripartizione dei carichi permanenti portati e dei carichi mobili viene esaminato con un reticolo del tipo *Grid Frame*.

L'impalcato è schematizzato come un grigliato piano costituito da aste rappresentanti:

1. travi principali (colore rosso)
2. trasversi (colore marrone)

Gli elementi tipo beam rappresentanti le travi principali, comprensive di soletta, e i trasversi sono stati imputati con le reali caratteristiche geometriche.

I carichi vengono applicati in corrispondenza dei trasversi.

Il programma di calcolo è: "ProSAP ver. 8.5.0"

Si riportano nel seguito gli schemi dei modelli adottati ed i valori delle sollecitazioni risultanti.

MACROFASE 1

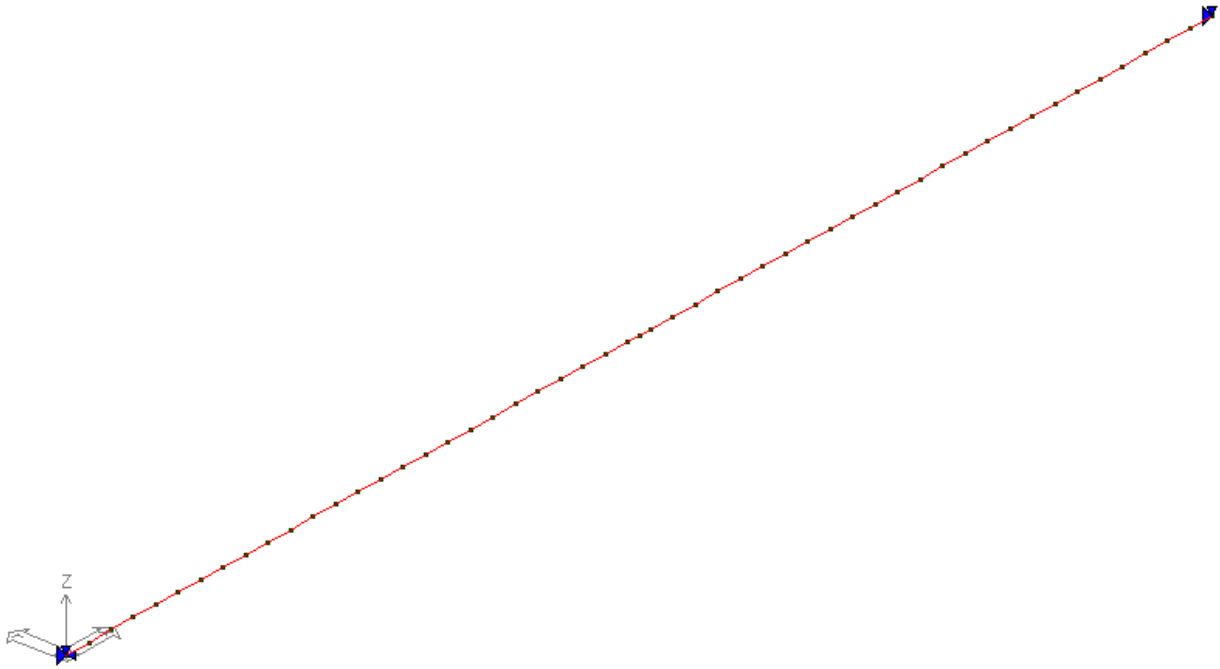


fig. 9.6.1 Schema unifilare

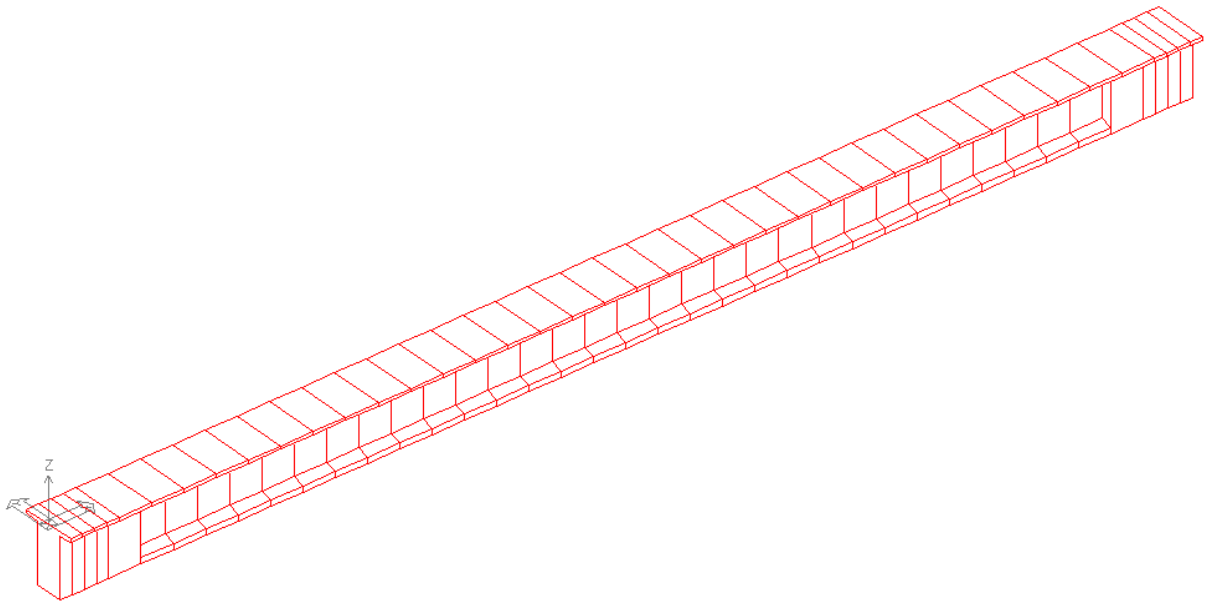
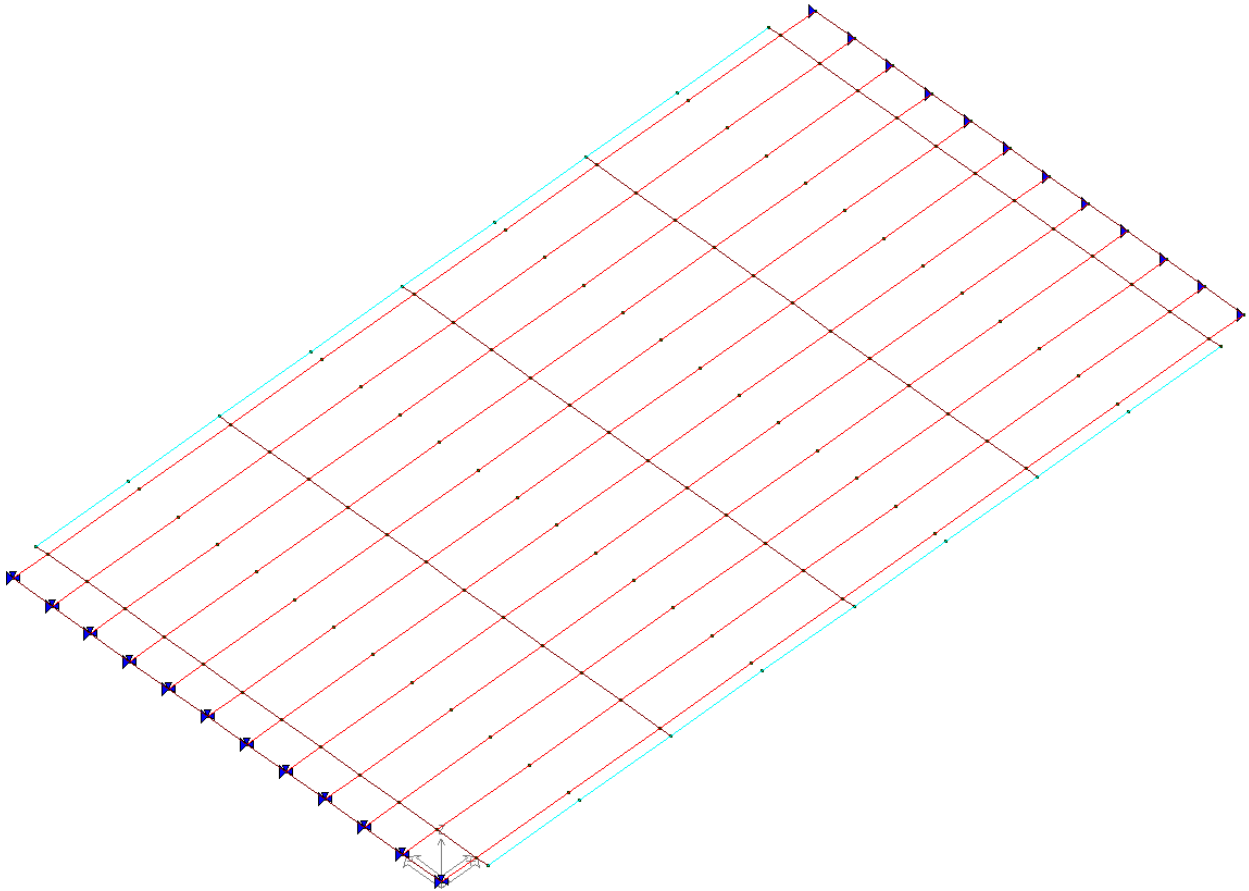


fig. 9.6.2 Vista tridimensionale della trave

MACROFASE 2fig. 9.6.3 Modello tipo *Grid Frame* dell'impalcato

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

## 10.6 Sezioni

### MACROFASE 1

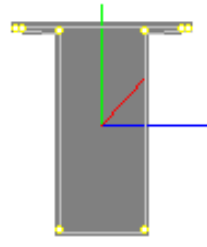
- Sezione di appoggio

Sezioni generiche		Profili semplici		Profili accoppiati	
Dati sezione		Amatura trasversale		Amatura longitudinale	
A	11774.5	J 2-2	6165575.08	J 3-3	27016525.1
A V2	0.0	W 2-2	89356.161	W 3-3	322829.91
A V3	0.0	Wp 2-2	107227.393	Wp 3-3	387395.892
Jt	14481249.4	Altezza	159.9	Base	138.0
%R A	100	%R Jt	100		

Analisi resistenza al fuoco Unita' in cm

Poligonale i 160 APPOGGIO

Usa per acciaio-legno  
 Copia    Incolla  
 Annulla    Esci  
 Applica    2



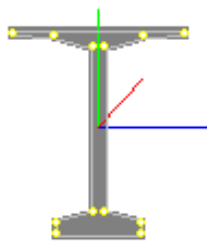
- Sezione in mezzeria

Sezioni generiche		Profili semplici		Profili accoppiati	
Dati sezione		Amatura trasversale		Amatura longitudinale	
A	4892.2	J 2-2	2519656.63	J 3-3	17659272.1
A V2	0.0	W 2-2	36516.763	W 3-3	207617.292
A V3	0.0	Wp 2-2	43820.115	Wp 3-3	249140.75
Jt	709673.705	Altezza	159.9	Base	138.0
%R A	100	%R Jt	100		

Analisi resistenza al fuoco Unita' in cm

Poligonale I 160 MEZZERIA

Usa per acciaio-legno  
 Copia    Incolla  
 Annulla    Esci  
 Applica    1



**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

**MACROFASE 2**

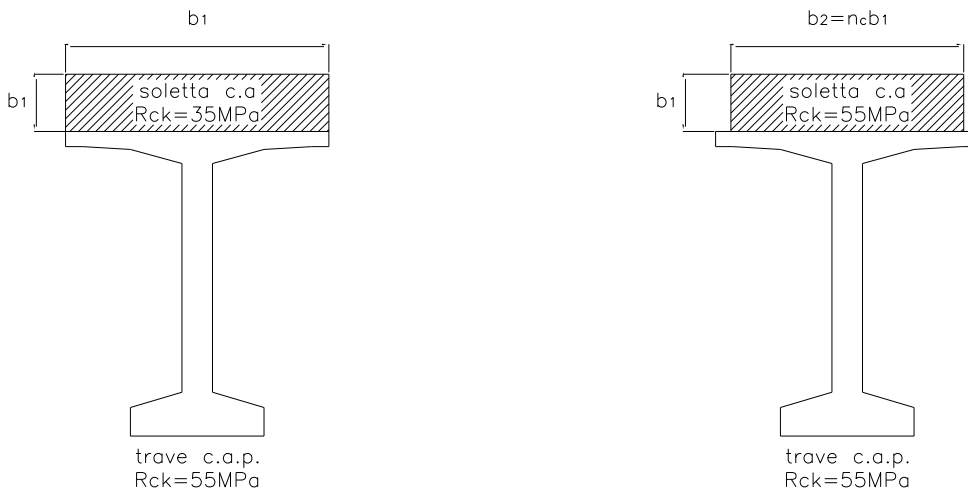
- Sezione trave + soletta

Nel calcolo delle caratteristiche inerziali delle aste si tiene conto del differente modulo di elasticità dei calcestruzzi della trave e del getto in opera. A tal fine si procede riducendo le aree del getto in opera di un fattore  $n_c$  pari al rapporto tra i moduli elastici.

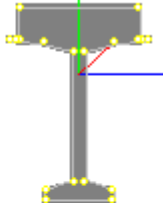
$$E_{cm} = 22000 \cdot \sqrt[3]{\frac{f_{cm}}{10}} \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad f_{ck} = 0.83R_{ck}$$

$$b_2 = b_1 \frac{E_1}{E_2} = b_1 \sqrt[3]{\frac{(0.83R_{ck1} + 8)}{(0.83R_{ck2} + 8)}}$$

Il coefficiente  $n_c$  vale pertanto 0.8839.



Sezioni generiche		Profili semplici		Profili accoppiati	
Dati sezione		Armatura trasversale		Armatura longitudinale	
A	8550.9	J 2-2	7033366.45	J 3-3	34876743.0
A V2	0.0	W 2-2	101932.847	W 3-3	282272.744
A V3	0.0	Wp 2-2	122319.417	Wp 3-3	338727.292
Jt	3189102.83	Altezza	190.0	Base	138.0
%R A	100	%R Jt	100		
Analisi resistenza al fuoco			Unita' in cm		
Poligonale I160					



Usa per acciaio-legno

Copia    Incolla

Annulla    Esci

Applica    1 |

## 10.7 Analisi dei carichi

### 10.7.1 Carichi permanenti

#### 10.7.1.1 Carichi permanenti in 1a fase

Peso delle travi:

Sezione corrente	$0.4879 \cdot 25$	=	12.20 kN/m
Incidenza testate	$1.1775 \cdot 2.00 \cdot 25$	=	88.75 kN/cad
Peso soletta in 1a fase e traversi:			
Peso soletta	$1.40 \cdot 0.35 \cdot 25$	=	12.25 kN/m/trave
Peso trasverso di testata	$1.40 \cdot 0.40 \cdot 25$	=	14.00 kN/ trave/cad

#### 10.7.1.2 Carichi permanenti portati in 2a fase

Parapetto e sicurvia a sn	$0.60 + 1.30$	=	1.90 kN/m
Marcia piede a sn	$0.4064 \cdot 2.5$	=	10.16 kN/m
Marcia piede a dx	$0.8958 \cdot 2.5$	=	22.40 kN/m
Parapetto e sicurvia a dx	$0.60 + 1.30$	=	1.90 kN/m
		Totale =	<u>36.36</u> kN/m
Pavimentazione carreggiata	$0.15 \cdot 20$	=	3.00 kN/m <sup>2</sup>

### 10.7.2 Carichi variabili in esercizio

Vedi § 5.3

### 10.7.3 Tensioni iniziali nel calcestruzzo

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

$$\sigma_c < 0,70 f_{ckj}$$

essendo  $f_{ckj}$  la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali  $c$  e  $s$  prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\sigma_c < 0,90 f_{ckj}$$

### 10.7.4 Caduta di tensione per ritiro del calcestruzzo

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento :

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti tabelle in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ :

Valori di  $\varepsilon_{c0}$ :

$f_{ck}$	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Valori di  $h_0$ :

$h_0$ (mm)	$k_h$
100	1,0
200	0,85

Lo sviluppo nel tempo della deformazione  $\varepsilon_{cd}$  può essere valutato come:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\infty}$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = (t - t_s) / \left[ (t - t_s) + 0.04 h_0^{3/2} \right]$$

in cui:

$t$  è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni)

$t_s$  è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni).

$h_0$  è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto  $2A_c / u$  essendo

$A_c$  è l'area della sezione in calcestruzzo

$u$  è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Nel nostro caso si assume che la maturazione delle travi avvenga in stabilimento in ambiente saturo di vapore, per cui  $U_R=100\%$  e quindi  $\varepsilon_{c0}=0$ .

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

con  $f_{ck}$  espresso in  $N/mm^2$ .

La caduta di tensione nell'acciaio, dovuta agli effetti del ritiro vale quindi:

$$\Delta\sigma_{rit} = \varepsilon_{cs} \cdot E_p$$

### 10.7.5 Viscosità

In sede di progettazione, se lo stato tensionale del calcestruzzo, al tempo  $t_0 = j$  di messa in carico, non è superiore a  $0,45 \cdot f_{ckj}$ , il coefficiente di viscosità  $\varphi(\infty, t_0)$ , a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise può essere dedotto dalle seguenti tabelle:

$t_0$	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
$\geq 60$ giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Quindi la tensione dovuta alla viscosità è data da:

$$\Delta\sigma_{af} = \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,Qp} \cdot \frac{E_p}{E_{cm}}$$

dove:

$\varphi(t, t_0)$  = coefficiente di viscosità al tempo  $t$  riferito a carichi applicati al tempo  $t_0$ ;

$\sigma_{c,Qp}$  = tensione nel calcestruzzo dovuta al peso proprio, alla precompressione iniziale e ad altre azioni permanenti;

$E_p$  = modulo di elasticità delle armature di precompressione;

$E_{cm}$  = modulo di elasticità del calcestruzzo



### 10.7.6 Tensioni limite per gli acciai da precompressione

Le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$$\sigma_{spi} < 0,90 f_{p(0,1)k}$$

$$\sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} \text{ per armatura pre-tesa}$$

### 10.7.7 Cadute di tensione per rilassamento

La caduta di tensione  $\Delta\sigma_{pr}$  per rilassamento al tempo  $t$  ad una temperatura di 20 °C può assumersi pari ai valori calcolato con la seguente formula

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad \text{per Classe 1}$$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad \text{per Classe 2}$$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1,98 \rho_{1000} e^{8,0\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad \text{per Classe 3}$$

dove:

$\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;

$\rho_{1000}$  è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 °C e a partire da una tensione iniziale pari a 0,7 della resistenza  $f_p$  del campione provato;

$$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk};$$

$f_{pk}$  è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;

$t$  è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

Le prime due espressioni si applicano, rispettivamente, ai fili, trecce e trefoli a normale rilassamento ed a basso rilassamento. La terza espressione si applica alle barre laminata a caldo.

In mancanza di specifica sperimentazione, i valori di  $\rho_{1000}$  possono essere tratti dalla seguente tabella:

Classe di armatura	$\rho_{1000}$
Classe 1 – Trecce, filo o trefolo ordinario	8,0
Classe 2 – Trecce, filo o trefolo stabilizzato	2,5
Classe 3 – Barra laminata	4,0

Nel caso in esame si assumono trefoli a basso rilassamento, per cui si utilizza la relazione:

$$\Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{0,8\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

con  $\rho_{1000}=2.5\%$ .

La caduta finale per rilassamento viene valutata con le formule sopra scritte per un tempo  $t = 500000$  ore.

### 10.7.8 Ritiro differenziale fra trave e soletta

Per effetto del ritiro della soletta si genera uno stato di coazione che si manifesta attraverso una forza  $N_r$ . Tale forza viene applicata in asse soletta e comporta una tensione di trazione uniforme nella soletta e una tensione di compressione eccentrica nella sezione completa trave+soletta.

Il valore della forza  $N_r$  si ricava dalla :

$$N_r = \frac{\varepsilon_r \cdot A_s \cdot E_s}{1 + \alpha \cdot \varphi}$$

dove:

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

$\varepsilon_r = 0.1\%$	= ritiro differenziale
$A_s = B_s \cdot H_s$	= sezione trasversale della soletta
$E_s = 18000 \cdot \sqrt{R_{cks}}$	= modulo elastico soletta
$\alpha = 0.80$	= coefficiente di invecchiamento
$\varphi = 3$	= coefficiente di viscosità soletta (fluage soletta)

### 10.8 Verifica freccia ammissibile

Con riferimento alle indicazioni contenute nell'istruzione RFI 44a , ed in particolare al § 2.3.3, il limite di deformazione sotto l'azione dei carichi accidentali nella combinazione rara agli SLE deve soddisfare la seguente limitazione:

$$f \leq L/700$$

Nel caso in esame la luce di calcolo L vale 28.80m, pertanto la massima freccia ammissibile vale f 41.15mm.

Dalla lettura degli spostamenti notali si trova che la freccia massima verticale in mezzeria vale 25mm, pertanto compatibile con le limitazioni imposte dalla normativa.

Si riportano di seguito i valori degli spostamenti nodali in corrispondenza della mezzeria della trave centrale.

☐ Spostamenti e rotazioni

D =24.77 R =2.244e-04 dx=-1.74 dy=-3.813e-02 dz=-24.71 rx=2.243e-04 ry=7.796e-06 rz=-1.402e-06

### 10.9 Sollecitazioni sulle travi prefabbricate

Le sollecitazioni di calcolo per la verifica delle travi dell'impalcato sono state ottenute per ciascuna delle fasi indicate al paragrafo §9.5, applicando i coefficienti parziali riportati nella tabella seguente:

Combinazione di carico	Carichi permanenti		Carichi permanenti non strutturali	Carichi variabili
	peso trave	peso soletta		
Fase 1	1.00	0.00	0.00	0.00
Fase 2	1.00	1.00	0.00	0.00
Fase 3	1.00	1.00	1.00	0.00
Fase 4	1.00	1.00	1.00	1.00
Fase 5	1.35	1.35	1.50	1.35

Si sono così ottenute le sollecitazioni riportate nella tabella seguente:

VIADOTTO FFSS I160	M (kNm)		N (kN)		V (kN)		T (kNm)	
	appoggio	mezzeria	appoggio	mezzeria	appoggio	mezzeria	appoggio	mezzeria
Fase 1	0	1304.99	0	0	211.77	0	0	0
Fase 2	0	787.97	0	0	109.44	0	0	0
Fase 3	13.42	1080.7	-18.72	-8.08	149.83	17.01	0	0
Fase 4	-78.35	1617.87	109.89	22.68	152.97	-121.44	-0.93	1.17
Fase 5	-85.64	6630.67	120.27	18.50	864.89	-138.43	-1.2555	1.5795

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Verifica della trave di prefabbricata - mezzeria

Si riportano di seguito i risultati della analisi eseguite con il programma di calcolo *STS Verifiche agli stati limite*.

### 10.9.1 Caratteristiche geometriche della sezione trasversale

#### 10.9.1.1 Sezione descritta per punti

Coordinate dei vertici della sezione

Vertice 1:	X =	0.000 (cm)	Y =	164.072 (cm)	
Vertice 2:	X =	0.000 (cm)	Y =	156.072 (cm)	
Vertice 3:	X =	9.000 (cm)	Y =	156.072 (cm)	
Vertice 4:	X =	34.000 (cm)	Y =	154.572 (cm)	
Vertice 5:	X =	61.000 (cm)	Y =	147.172 (cm)	
Vertice 6:	X =	61.000 (cm)	Y =	27.172 (cm)	
Vertice 7:	X =	34.000 (cm)	Y =	19.172 (cm)	
Vertice 8:	X =	34.000 (cm)	Y =	4.172 (cm)	
Vertice 9:	X =	104.000 (cm)	Y =	4.172 (cm)	
Vertice 10:	X =	104.000 (cm)	Y =	19.172 (cm)	
Vertice 11:	X =	77.000 (cm)	Y =	27.172 (cm)	
Vertice 12:	X =	77.000 (cm)	Y =	147.172 (cm)	
Vertice 13:	X =	104.000 (cm)	Y =	154.572 (cm)	
Vertice 14:	X =	129.000 (cm)	Y =	156.072 (cm)	
Vertice 15:	X =	138.000 (cm)	Y =	156.072 (cm)	
Vertice 16:	X =	138.000 (cm)	Y =	164.072 (cm)	
Vertice 17:	X =	129.990 (cm)	Y =	164.072 (cm)	(*)
Vertice 18:	X =	129.990 (cm)	Y =	189.072 (cm)	(*)
Vertice 19:	X =	8.010 (cm)	Y =	189.072 (cm)	(*)
Vertice 20:	X =	8.010 (cm)	Y =	164.072 (cm)	(*)

(\*) = vertici del profilo di 2° fase

### 10.9.2 Descrizione dell'armatura

#### 10.9.2.1 Armatura normale

φ 16.0 mm;	X =	36.00 cm	Y =	6.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	36.00 cm	Y =	17.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	64.00 cm	Y =	30.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	64.00 cm	Y =	50.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	64.00 cm	Y =	70.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	64.00 cm	Y =	90.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	64.00 cm	Y =	110.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	64.00 cm	Y =	130.00 cm

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

$\phi$ 16.0 mm; X = 102.00 cm	Y = 6.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 102.00 cm	Y = 17.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 30.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 50.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 70.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 90.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 110.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 130.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 4.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 24.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 44.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 64.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 134.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 114.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 94.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 14.0 mm; X = 69.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 69.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 89.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 89.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 109.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 109.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 129.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 129.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 49.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 49.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 29.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 29.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 9.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 9.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)

(\*) = tondi nel getto di 2° fase

Area armatura normale del profilo di 1° fase = 48.3 (cm<sup>2</sup>)  
 Ascissa X del baricentro armatura normale = 69.0 (cm)  
 Ordinata Y del baricentro armatura normale = 95.9 (cm)

Area armatura normale del profilo di 2° fase = 69.8 (cm<sup>2</sup>)  
 Ascissa X del baricentro armatura normale = 69.0 (cm)  
 Ordinata Y del baricentro armatura normale = 121.0 (cm)

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

**10.9.2.2 Armatura pretesa aderente**

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 49.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 54.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 59.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 64.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 69.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 74.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 79.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 84.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 89.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 94.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 99.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 44.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 39.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 39.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 44.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 49.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 54.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 59.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 64.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 69.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 74.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 79.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 84.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 89.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 94.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 99.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 69.00 cm - Y = 94.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 64.00 cm - Y = 19.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 69.00 cm - Y = 19.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 74.00 cm - Y = 19.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 79.00 cm - Y = 154.57 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 59.00 cm - Y = 154.57 cm; trefolo da 0.6 pollici

Area armatura pretesa aderente = 44.5 (cm<sup>2</sup>)  
 Ascissa X del baricentro armatura pretesa = 69.0 (cm)  
 Ordinata Y del baricentro armatura pretesa = 23.9 (cm)

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

**10.9.2.3 Profilo di 1° fase - sezione di solo calcestruzzo**

Area della sezione	=	4878.70 (cm <sup>2</sup> )
Ascissa X del baricentro sezione	=	69.0 (cm)
Ordinata Y del baricentro sezione	=	89.0 (cm)
Momento d'Inerzia principale massimo	=	17599710.00 (cm <sup>4</sup> )
Momento d'Inerzia principale minimo	=	2478622.00 (cm <sup>4</sup> )
Semidiametro maggiore dell'ellisse d'Inerzia	=	60.1 (cm)
Semidiametro minore dell'ellisse d'Inerzia	=	22.5 (cm)
Inclinazione diametro maggiore sull'asse X	=	90.0 deg.
Momento d'inerzia baricentrico secondo X	=	17599710.00 (cm <sup>4</sup> )
Momento d'inerzia baricentrico secondo Y	=	2478622.00 (cm <sup>4</sup> )

**10.9.2.4 Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata**

Area della sezione	=	5342.38 (cm <sup>2</sup> )
Ascissa X del baricentro sezione	=	69.0 (cm)
Ordinata Y del baricentro sezione	=	86.6 (cm)
Momento d'Inerzia principale massimo	=	19635140.00 (cm <sup>4</sup> )
Momento d'Inerzia principale minimo	=	2729144.00 (cm <sup>4</sup> )
Semidiametro maggiore dell'ellisse d'Inerzia	=	60.6 (cm)
Semidiametro minore dell'ellisse d'Inerzia	=	22.6 (cm)
Inclinazione diametro maggiore sull'asse X	=	90.0 deg.
Momento d'inerzia baricentrico secondo X	=	19635140.00 (cm <sup>4</sup> )
Momento d'inerzia baricentrico secondo Y	=	2729144.00 (cm <sup>4</sup> )
Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura	=	6

**10.9.2.5 Profilo di 2° fase - sezione di solo calcestruzzo**

Area della sezione	=	7928.20 (cm <sup>2</sup> )
Ascissa X del baricentro sezione	=	69.0 (cm)
Ordinata Y del baricentro sezione	=	122.7 (cm)
Momento d'Inerzia principale massimo	=	32134570.00 (cm <sup>4</sup> )
Momento d'Inerzia principale minimo	=	6259781.00 (cm <sup>4</sup> )
Semidiametro maggiore dell'ellisse d'Inerzia	=	63.7 (cm)
Semidiametro minore dell'ellisse d'Inerzia	=	28.1 (cm)
Inclinazione diametro maggiore sull'asse X	=	90.0 deg.
Momento d'inerzia baricentrico secondo X	=	32134570.00 (cm <sup>4</sup> )
Momento d'inerzia baricentrico secondo Y	=	6259781.00 (cm <sup>4</sup> )

**10.9.2.6 Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata**

Area della sezione	=	8499.63 (cm <sup>2</sup> )
Ascissa X del baricentro sezione	=	69.0 (cm)
Ordinata Y del baricentro sezione	=	120.1 (cm)
Momento d'Inerzia principale massimo	=	35859690.00 (cm <sup>4</sup> )

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Momento d'Inerzia principale minimo = 6682710.00 (cm<sup>4</sup>)  
Semidiametro maggiore dell'ellisse d'Inerzia = 65.0 (cm)  
Semidiametro minore dell'ellisse d'Inerzia = 28.0 (cm)  
Inclinazione diametro maggiore sull'asse X = 90.0 deg.  
Momento d'inerzia baricentrico secondo X = 35859690.00 (cm<sup>4</sup>)  
Momento d'inerzia baricentrico secondo Y = 6682710.00 (cm<sup>4</sup>)  
Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 6

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

### 10.9.3 Verifica della sezione precompressa

#### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	=	206000.0 (N/mm <sup>2</sup> )
Modulo Elastico acciaio preteso aderente	=	195000.0 (N/mm <sup>2</sup> )
Modulo Elastico calcestruzzo	=	42213.7 (N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza cubica del calcestruzzo: R <sub>ck</sub>	=	55.00 (N/mm <sup>2</sup> )
Coefficiente di caduta per ritiro	=	0.0300 %
Coefficiente di caduta per fluage	=	2.4000
Rilassamento a tempo infinito acciaio aderente	=	2.5 %

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti orari

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 6

#### Tensioni coattive iniziali nel calcestruzzo

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensione iniziale nell'armatura pretesa aderente	=	1488.00 (N/mm <sup>2</sup> )
Sforzo coattivo di precompressione	=	6618.62 (KN)
Momento X coattivo di precompressione	=	-4153.75 (KN.m)
Momento Y coattivo di precompressione	=	0.00 (KN.m)
Nel baricentro sezione	=	-12.39 (N/mm <sup>2</sup> )
Nel vertice n° 1	=	3.99 (N/mm <sup>2</sup> )

#### Effetti da Peso proprio

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Momento secondo X	=	1305.00 (KN.m)
Variazione di tensione nel vertice n° 1	=	-5.15 (N/mm <sup>2</sup> )
Tensioni Risultanti		
Nel vertice n° 1	=	-1.16 (N/mm <sup>2</sup> )
Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente	=	-21.49 (N/mm <sup>2</sup> )
Cadute da accorciamento elastico nell'acciaio aderente	=	99.29 (N/mm <sup>2</sup> )

#### Cadute di tensione nel tempo (1° step)

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente	=	-21.49 (N/mm <sup>2</sup> )
Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente ( 20%)	=	11.70 (N/mm <sup>2</sup> )
Cadute di tensione da fluage acciaio aderente ( %)	=	0.00 (N/mm <sup>2</sup> )
Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente (100%)	=	36.47 (N/mm <sup>2</sup> )
Sforzo coattivo di precompressione	=	-214.25 (KN)
Momento X coattivo di precompressione	=	134.46 (KN.m)
Momento Y coattivo di precompressione	=	3.701E-05 (KN.m)



**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -0.13 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = -1.28 (N/mm<sup>2</sup>)

Effetti da Getto soletta

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Momento secondo X = 788.00 (KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -3.11 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = -4.39 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione nel tempo (2° step)

(Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -18.14 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente ( 40%) = 23.40 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da fluage acciaio aderente ( 50%) = 100.58 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente ( %) = 0.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Sforzo coattivo di precompressione = -551.46 (KN)

Momento X coattivo di precompressione = 563.00 (KN.m)

Momento Y coattivo di precompressione = 9.387E-05 (KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -0.04 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = -4.43 (N/mm<sup>2</sup>)

Effetti da Permanenti

(Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Sforzo Normale = -8.00 (KN)

Momento secondo X = 1081.00 (KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -1.33 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = -5.77 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione nel tempo (3° step)

(Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -13.10 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente ( 40%) = 23.40 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da fluage acciaio aderente ( 50%) = 72.63 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente ( %) = 0.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute totali nell'acciaio aderente = 367.47 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione finale nell'armatura pretesa aderente = 1120.53 (N/mm<sup>2</sup>)

Sforzo coattivo di precompressione = -427.15 (KN)

Momento X coattivo di precompressione = 428.21 (KN.m)

Momento Y coattivo di precompressione = 7.594E-05 (KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -0.02 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Nel vertice n° 1 = -5.79 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni coattive finali nel calcestruzzo

Nel baricentro sezione = -10.84 (N/mm<sup>2</sup>)

Nel vertice n° 1 = 3.80 (N/mm<sup>2</sup>)

Effetti da Accidentali

(Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Sforzo Normale = 23.00 (KN)

Momento secondo X = 1618.00 (KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -1.97 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = -7.76 (N/mm<sup>2</sup>)

Massimo momento d'esercizio:  $M_x = 4792.00$  (KN.m)

Momento di fessurazione:  $M_{fx} = 8360.29$  (KN.m)

Calcestruzzo: resistenza alla trazione = 4.67 (N/mm<sup>2</sup>)

Sicurezza alla fessurazione secondo X = 1.745

#### 10.9.4 Verifica a taglio

VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 103.3 cm DA INTRADOSSO

(fibra baricentrica)

Larghezza della fibra = 16.0 cm

Tensioni Principali in esercizio

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 146.2 cm

Taglio da carichi esterni = -103.50 (KN)

Tensione tangenziale  $\tau = -0.44$  (N/mm<sup>2</sup>)

Sommatoria tensioni  $\Sigma\tau = -0.44$  (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Normale  $\sigma_x = -7.46$  (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_I = [\sigma_x + \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}] / 2 = 2.615E-02$  (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_{II} = [\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}] / 2 = -7.48$  (N/mm<sup>2</sup>)

VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 103.3 cm DA INTRADOSSO

(fibra in cui insorge la massima tensione principale  $\sigma_I$ )

Larghezza della fibra = 16.0 cm

Tensioni Principali in esercizio

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 146.2 cm

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

$$\text{Taglio da carichi esterni} = -103.50 \text{ (KN)}$$

$$\text{Tensione tangenziale } \tau = -0.44 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{Sommatore tensioni } \Sigma\tau = -0.44 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{Tensione Normale } \sigma_x = -7.46 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{Tensione Principale } \sigma_I = [\sigma_x + \sqrt{(\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau^2)}] / 2 = 2.615E-02 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{Tensione Principale } \sigma_{II} = [\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau^2)}] / 2 = -7.48 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 156.1 cm DA INTRADOSSO

(fibra in cui insorge la massima tensione principale  $\sigma_{II}$ )

Larghezza della fibra = 120.0 cm

Tensioni Principali in esercizio

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 158.6 cm

$$\text{Taglio da carichi esterni} = -103.50 \text{ (KN)}$$

$$\text{Tensione tangenziale } \tau = -0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{Sommatore tensioni } \Sigma\tau = -0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{Tensione Normale } \sigma_x = -7.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{Tensione Principale } \sigma_I = [\sigma_x + \sqrt{(\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau^2)}] / 2 = 3.83E-04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{Tensione Principale } \sigma_{II} = [\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau^2)}] / 2 = -7.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Massima armatura richiesta nella fibra posta a 103.3 cm da intrad.

$$\text{Armatura } (\sigma_I \cdot b / \sigma_s): A_s = 1.9 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\sigma_s = 22)$$

### 10.9.5 Verifica a scorrimento trave/soletta superiore

VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 164.1 cm DA INTRADOSSO

Larghezza della fibra = 138.0 cm

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 200.9 cm

$$\text{Taglio da carichi esterni} = -103.50 \text{ (KN)}$$

$$\text{Tensione tangenziale } \tau = -0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{Armatura } (\tau \cdot b / \sigma_s): A_s = -34.3 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\sigma_s = 15)$$

### 10.9.6 Metodo semiprobabilistico - verifiche a rottura

#### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 206000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Modulo Elastico acciaio preteso aderente = 195000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Modulo Elastico calcestruzzo = 42213.7 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Resistenza cubica del calcestruzzo:  $R_{ck}$  = 55.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Soglia di snervamento acciaio normale:  $F_{yk}$  = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Soglia di snervamento acciaio preteso aderente :  $F_{pk}$  = 1850.00 (N/mm<sup>2</sup>)

#### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
 Accorciamento ultimo a flessione = 0.3500 %  
 Accorciamento ultimo a compress. = 0.2000 %  
 Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare  
 Allungamento ultimo acciaio normale = 1.000 %  
 Legge costitutiva dell'acciaio preteso : Bilineare  
 Allungamento ultimo acciaio preteso = 1.000 %  
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo :  $\gamma_c$  = 1.600  
 Coefficiente di sicurezza acciaio :  $\gamma_s$  = 1.150  
 Termine di lunga durata :  $F_1$  = 0.850  
 Rapporto  $R_{cyl}/R_{cubo}$ :  $F_2$  = 0.830  
 Resistenza di progetto calcestruzzo :  $F_1 \cdot F_2 \cdot R_{cubo} / \gamma_c = 0.44 R_{cubo}$   
 Resistenza di progetto dell'acciaio :  $F_{sd} = F_{yk} / \gamma_s = 0.87 F_{yk}$

#### Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 24.25 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Acciaio preteso aderente = 1608.70 (N/mm<sup>2</sup>)

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti orari

#### Acciaio Preteso; Allungamento alla Decompressione

Acciaio del tipo aderente = 0.6244 %

#### Condizione di carico n° 1

Momento di progetto  $M_{xd}$  = 6631.00 (KN.m)  
 Momento di progetto  $M_{yd}$  = 0.00 (KN.m)  
 Sforzo di progetto  $N_d$  = 18.50 (KN)  
 (sollecitazioni operanti sul profilo di 2° fase)  
 Momento di rottura  $M_{xr}$  = 12229.72 (KN.m)  
 Momento di rottura  $M_{yr}$  = 1.778E-03 (KN.m)  
 Sforzo di rottura  $N_r$  = 16.25 (KN)

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Rottura nel Dominio 2

Distanza asse neutro dal tondo n° 1 = 148.2 (cm)

Distanza asse neutro dal vertice 19 = 34.9 (cm)

Inclinazione dell'asse neutro sull'asse X = 0.00 (deg.)

Sicurezza a rottura  $M_{xr}/M_{xd} = 1.844$

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

### 10.10 Verifica della trave di prefabbricata - appoggio

Si riportano di seguito i risultati della analisi eseguite con il programma di calcolo *STS Verifiche agli stati limite*.

#### 10.10.1 Caratteristiche geometriche della sezione trasversale

Sezione descritta per punti

Coordinate dei vertici della sezione

Vertice 1:	X =	0.000 (cm)	Y =	164.072 (cm)	
Vertice 2:	X =	0.000 (cm)	Y =	156.072 (cm)	
Vertice 3:	X =	9.000 (cm)	Y =	156.072 (cm)	
Vertice 4:	X =	34.000 (cm)	Y =	154.572 (cm)	
Vertice 5:	X =	34.000 (cm)	Y =	19.172 (cm)	
Vertice 6:	X =	34.000 (cm)	Y =	4.172 (cm)	
Vertice 7:	X =	104.000 (cm)	Y =	4.172 (cm)	
Vertice 8:	X =	104.000 (cm)	Y =	19.172 (cm)	
Vertice 9:	X =	104.000 (cm)	Y =	154.572 (cm)	
Vertice 10:	X =	129.000 (cm)	Y =	156.072 (cm)	
Vertice 11:	X =	138.000 (cm)	Y =	156.072 (cm)	
Vertice 12:	X =	138.000 (cm)	Y =	164.072 (cm)	
Vertice 13:	X =	129.990 (cm)	Y =	164.072 (cm)	(*)
Vertice 14:	X =	129.990 (cm)	Y =	189.072 (cm)	(*)
Vertice 15:	X =	8.010 (cm)	Y =	189.072 (cm)	(*)
Vertice 16:	X =	8.010 (cm)	Y =	164.072 (cm)	(*)

(\*) = vertici del profilo di 2° fase

#### 10.10.2 Descrizione dell'armatura

Armatura normale

φ 16.0 mm;	X =	36.00 cm	Y =	6.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	36.00 cm	Y =	17.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	64.00 cm	Y =	30.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	64.00 cm	Y =	50.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	64.00 cm	Y =	70.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	64.00 cm	Y =	90.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	64.00 cm	Y =	110.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	64.00 cm	Y =	130.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	102.00 cm	Y =	6.00 cm
φ 16.0 mm;	X =	102.00 cm	Y =	17.00 cm

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 30.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 50.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 70.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 90.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 110.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 130.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 4.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 24.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 44.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 64.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 134.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 114.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 94.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 16.0 mm; X = 74.00 cm	Y = 162.00 cm	
$\phi$ 14.0 mm; X = 69.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 69.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 89.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 89.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 109.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 109.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 129.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 129.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 49.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 49.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 29.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 29.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 9.00 cm	Y = 167.07 cm	(*)
$\phi$ 14.0 mm; X = 9.00 cm	Y = 187.07 cm	(*)

(\*) = tondi nel getto di 2° fase

Area armatura normale del profilo di 1° fase = 48.3 (cm<sup>2</sup>)  
 Ascissa X del baricentro armatura normale = 69.0 (cm)  
 Ordinata Y del baricentro armatura normale = 95.9 (cm)

Area armatura normale del profilo di 2° fase = 69.8 (cm<sup>2</sup>)  
 Ascissa X del baricentro armatura normale = 69.0 (cm)  
 Ordinata Y del baricentro armatura normale = 121.0 (cm)

Armatura pretesa aderente

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 54.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 59.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 64.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 69.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 74.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 79.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 84.00 cm - Y = 9.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 54.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 59.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 64.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 69.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 74.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 79.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 84.00 cm - Y = 14.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 64.00 cm - Y = 19.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 69.00 cm - Y = 19.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 74.00 cm - Y = 19.17 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 79.00 cm - Y = 154.57 cm; trefolo da 0.6 pollici  
 A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 59.00 cm - Y = 154.57 cm; trefolo da 0.6 pollici

Area armatura pretesa aderente = 26.4 (cm<sup>2</sup>)  
 Ascissa X del baricentro armatura pretesa = 69.0 (cm)  
 Ordinata Y del baricentro armatura pretesa = 27.9 (cm)

Profilo di 1° fase - sezione di solo calcestruzzo

Area della sezione = 11774.50 (cm<sup>2</sup>)  
 Ascissa X del baricentro sezione = 69.0 (cm)  
 Ordinata Y del baricentro sezione = 87.9 (cm)  
 Momento d'Inerzia principale massimo = 27016510.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Momento d'Inerzia principale minimo = 6165570.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Semidiametro maggiore dell'ellisse d'Inerzia = 47.9 (cm)  
 Semidiametro minore dell'ellisse d'Inerzia = 22.9 (cm)  
 Inclinazione diametro maggiore sull'asse X = 90.0 deg.  
 Momento d'inerzia baricentrico secondo X = 27016510.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Momento d'inerzia baricentrico secondo Y = 6165569.00 (cm<sup>4</sup>)

Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata

Area della sezione = 12147.82 (cm<sup>2</sup>)  
 Ascissa X del baricentro sezione = 69.0 (cm)  
 Ordinata Y del baricentro sezione = 87.4 (cm)  
 Momento d'Inerzia principale massimo = 28565140.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Momento d'Inerzia principale minimo = 6362576.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Semidiametro maggiore dell'ellisse d'Inerzia = 48.5 (cm)  
 Semidiametro minore dell'ellisse d'Inerzia = 22.9 (cm)



**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Inclinazione diametro maggiore sull'asse X = 90.0 deg.  
 Momento d'inerzia baricentrico secondo X = 28565140.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Momento d'inerzia baricentrico secondo Y = 6362576.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 6

Profilo di 2° fase - sezione di solo calcestruzzo

Area della sezione = 14824.00 (cm<sup>2</sup>)  
 Ascissa X del baricentro sezione = 69.0 (cm)  
 Ordinata Y del baricentro sezione = 106.1 (cm)  
 Momento d'Inerzia principale massimo = 46238040.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Momento d'Inerzia principale minimo = 9946730.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Semidiametro maggiore dell'ellisse d'Inerzia = 55.8 (cm)  
 Semidiametro minore dell'ellisse d'Inerzia = 25.9 (cm)  
 Inclinazione diametro maggiore sull'asse X = 90.0 deg.  
 Momento d'inerzia baricentrico secondo X = 46238030.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Momento d'inerzia baricentrico secondo Y = 9946731.00 (cm<sup>4</sup>)

Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata

Area della sezione = 15305.08 (cm<sup>2</sup>)  
 Ascissa X del baricentro sezione = 69.0 (cm)  
 Ordinata Y del baricentro sezione = 105.8 (cm)  
 Momento d'Inerzia principale massimo = 48683660.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Momento d'Inerzia principale minimo = 10316150.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Semidiametro maggiore dell'ellisse d'Inerzia = 56.4 (cm)  
 Semidiametro minore dell'ellisse d'Inerzia = 26.0 (cm)  
 Inclinazione diametro maggiore sull'asse X = 90.0 deg.  
 Momento d'inerzia baricentrico secondo X = 48683660.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Momento d'inerzia baricentrico secondo Y = 10316150.00 (cm<sup>4</sup>)  
 Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 6

### 10.10.3 Verifica della sezione precompressa

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 206000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Modulo Elastico acciaio preteso aderente = 195000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Modulo Elastico calcestruzzo = 42213.7 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Resistenza cubica del calcestruzzo:  $R_{ck}$  = 55.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Coefficiente di caduta per ritiro = 0.0300 %  
 Coefficiente di caduta per fluage = 2.4000  
 Rilassamento a tempo infinito acciaio aderente = 2.5 %

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti orari

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 6

Tensioni coattive iniziali nel calcestruzzo

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensione iniziale nell'armatura pretesa aderente = 1488.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Sforzo coattivo di precompressione = 3929.81 (KN)

Momento X coattivo di precompressione = -2337.00 (KN.m)

Momento Y coattivo di precompressione = 0.00 (KN.m)

Nel baricentro sezione = -3.23 (N/mm<sup>2</sup>)

Nel vertice n° 1 = 3.04 (N/mm<sup>2</sup>)

Effetti da Peso proprio

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = 3.04 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -8.10 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute da accorciamento elastico nell'acciaio aderente = 37.42 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione nel tempo (1° step)

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -8.10 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente ( 20%) = 11.70 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da fluage acciaio aderente ( %) = 0.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente (100%) = 36.47 (N/mm<sup>2</sup>)

Sforzo coattivo di precompressione = -127.21 (KN)

Momento X coattivo di precompressione = 75.65 (KN.m)

Momento Y coattivo di precompressione = 0.00 (KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -0.10 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = 2.94 (N/mm<sup>2</sup>)

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Effetti da Getto soletta

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

## Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = 2.94 (N/mm<sup>2</sup>)Cadute di tensione nel tempo (2° step)

(Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -7.84 (N/mm<sup>2</sup>)Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente ( 40%) = 23.40 (N/mm<sup>2</sup>)Cadute di tensione da fluage acciaio aderente ( 50%) = 43.45 (N/mm<sup>2</sup>)Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente ( %) = 0.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Sforzo coattivo di precompressione = -176.55 (KN)

Momento X coattivo di precompressione = 159.50 (KN.m)

Momento Y coattivo di precompressione = 0.00 (KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -0.08 (N/mm<sup>2</sup>)

## Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = 2.87 (N/mm<sup>2</sup>)Effetti da Permanenti

(Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Sforzo Normale = -19.00 (KN)

Momento secondo X = 13.50 (KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -0.02 (N/mm<sup>2</sup>)

## Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = 2.84 (N/mm<sup>2</sup>)Cadute di tensione nel tempo (3° step)

(Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -7.46 (N/mm<sup>2</sup>)Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente ( 40%) = 23.40 (N/mm<sup>2</sup>)Cadute di tensione da fluage acciaio aderente ( 50%) = 41.37 (N/mm<sup>2</sup>)

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente ( %) = 0.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Cadute totali nell'acciaio aderente = 217.21 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione finale nell'armatura pretesa aderente = 1270.79 (N/mm<sup>2</sup>)

Sforzo coattivo di precompressione = -171.07 (KN)

Momento X coattivo di precompressione = 154.26 (KN.m)

Momento Y coattivo di precompressione = 0.00 (KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -0.07 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = 2.77 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni coattive finali nel calcestruzzo

Nel baricentro sezione = -2.90 (N/mm<sup>2</sup>)

Nel vertice n° 1 = 2.79 (N/mm<sup>2</sup>)

Effetti da Accidentali

(Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Sforzo Normale = 110.00 (KN)

Momento secondo X = -78.50 (KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = 0.14 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = 2.91 (N/mm<sup>2</sup>)

Massimo momento d'esercizio:  $M_x = -65.00$  (KN.m)

Momento di fessurazione:  $M_{fx} = -1036.57$  (KN.m)

Calcestruzzo: resistenza alla trazione = 4.67 (N/mm<sup>2</sup>)

Sicurezza alla fessurazione secondo X = 15.947

#### 10.10.4 Verifica a taglio

VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 96.6 cm DA INTRADOSSO

(fibra baricentrica)

Larghezza della fibra = 70.0 cm

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Tensioni Principali in esercizio

Tagli operanti sul profilo di 1° fase

Rapporto J/S = 112.8 cm

Taglio da carichi esterni = 322.00 (KN)

Tensione tangenziale  $\tau$  = 0.41 (N/mm<sup>2</sup>)

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 129.2 cm

Taglio da carichi esterni = 303.00 (KN)

Tensione tangenziale  $\tau$  = 0.33 (N/mm<sup>2</sup>)

Sommatoria tensioni  $\Sigma\tau$  = 0.74 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Normale  $\sigma_x$  = -2.07 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_I$  =  $[\sigma_x + \sqrt{(\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau^2)}] / 2 = 0.24$  (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_{II}$  =  $[\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau^2)}] / 2 = -2.30$  (N/mm<sup>2</sup>)

VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 156.1 cm DA INTRADOSSO

(fibra in cui insorge la massima tensione principale  $\sigma_I$ )

Larghezza della fibra = 120.0 cm

Tensioni Principali in esercizio

Tagli operanti sul profilo di 1° fase

Rapporto J/S = 331.1 cm

Taglio da carichi esterni = 322.00 (KN)

Tensione tangenziale  $\tau$  = 0.08 (N/mm<sup>2</sup>)

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 169.0 cm

Taglio da carichi esterni = 303.00 (KN)

Tensione tangenziale  $\tau$  = 0.15 (N/mm<sup>2</sup>)

Sommatoria tensioni  $\Sigma\tau$  = 0.23 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Normale  $\sigma_x$  = 2.32 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_I$  =  $[\sigma_x + \sqrt{(\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau^2)}] / 2 = 2.34$  (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_{II}$  =  $[\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau^2)}] / 2 = -0.02$  (N/mm<sup>2</sup>)

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 19.2 cm DA INTRADOSSO

(fibra in cui insorge la massima tensione principale  $\sigma_{II}$ )

Larghezza della fibra = 70.0 cm

Tensioni Principali in esercizio

Tagli operanti sul profilo di 1° fase

Rapporto J/S = 317.8 cm

Taglio da carichi esterni = 322.00 (KN)

Tensione tangenziale  $\tau$  = 0.14 (N/mm<sup>2</sup>)

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 435.6 cm

Taglio da carichi esterni = 303.00 (KN)

Tensione tangenziale  $\tau$  = 0.10 (N/mm<sup>2</sup>)

Sommatoria tensioni  $\Sigma\tau$  = 0.24 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Normale  $\sigma_x$  = -7.77 (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_I$  =  $[\sigma_x + \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}] / 2 = 7.662E-03$  (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_{II}$  =  $[\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}] / 2 = -7.78$  (N/mm<sup>2</sup>)

Massima armatura richiesta nella fibra posta a 156.1 cm da intrad.

Armatura ( $\sigma_I \cdot b / \sigma_s$ ):  $A_s = 1278.6$  cm<sup>2</sup>/m ( $\sigma_s = 22$ )

**10.10.5 Verifica a scorrimento trave/soletta superiore**

VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 164.1 cm DA INTRADOSSO

Larghezza della fibra = 138.0 cm

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 217.7 cm

Taglio da carichi esterni = 303.00 (KN)

Tensione tangenziale  $\tau$  = 0.10 (N/mm<sup>2</sup>)

Armatura ( $\tau \cdot b / \sigma_s$ ):  $A_s = 92.8$  cm<sup>2</sup>/m ( $\sigma_s = 15$ )

### 10.10.6 Metodo semiprobabilistico - verifiche a rottura

#### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 206000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Modulo Elastico acciaio preteso aderente = 195000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Modulo Elastico calcestruzzo = 42213.7 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Resistenza cubica del calcestruzzo:  $R_{ck}$  = 55.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Soglia di snervamento acciaio normale:  $F_{yk}$  = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Soglia di snervamento acciaio preteso aderente :  $F_{pk}$  = 1850.00 (N/mm<sup>2</sup>)

#### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
 Accorciamento ultimo a flessione = 0.3500 %  
 Accorciamento ultimo a compress. = 0.2000 %  
 Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare  
 Allungamento ultimo acciaio normale = 1.000 %  
 Legge costitutiva dell'acciaio preteso : Bilineare  
 Allungamento ultimo acciaio preteso = 1.000 %  
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo :  $\gamma_c$  = 1.600  
 Coefficiente di sicurezza acciaio :  $\gamma_s$  = 1.150  
 Termine di lunga durata :  $F_1$  = 0.850  
 Rapporto  $R_{cyl}/R_{cubo}$ :  $F_2$  = 0.830  
 Resistenza di progetto calcestruzzo :  $F_1 \cdot F_2 \cdot R_{cubo} / \gamma_c = 0.44 R_{cubo}$   
 Resistenza di progetto dell'acciaio :  $F_{sd} = F_{yk} / \gamma_s = 0.87 F_{yk}$

#### Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 24.25 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Acciaio preteso aderente = 1608.70 (N/mm<sup>2</sup>)

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti orari

#### Acciaio Preteso; Allungamento alla Decompressione

Acciaio del tipo aderente = 0.6685 %

#### Condizione di carico n° 1

Momento di progetto  $M_{xd}$  = 6631.00 (KN.m)

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Momento di progetto  $M_{yd} = 0.00$  (KN.m)  
 Sforzo di progetto  $N_d = 18.50$  (KN)  
 (sollecitazioni operanti sul profilo di 2° fase)

Momento di rottura  $M_{xr} = 7875.51$  (KN.m)  
 Momento di rottura  $M_{yr} = 1.095E-03$  (KN.m)  
 Sforzo di rottura  $N_r = 16.62$  (KN)  
 Rottura nel Dominio 2  
 Distanza asse neutro dal tondo n° 1 = 155.7 (cm)  
 Distanza asse neutro dal vertice 15 = 27.4 (cm)  
 Inclinazione dell'asse neutro sull'asse X = 0.00 (deg.)

Sicurezza a rottura  $M_{xr}/M_{xd} = 1.188$

### 10.11 Verifica traverso

Si verifica il traverso di testata nella sezione più sollecitata. In tabella si riportano i valori di sollecitazione per le varie combinazioni

COMBINAZIONE	N	M	V
SLU STR	265	548.44	423.15
SLE RARA	195	406.25	313.45
SLE FREQUENTE	0	384.10	296.72
SLE QUASI PERMANENTE	0	366.35	246.54

#### 10.11.1.1 Verifica a pressoflessione

Si esegue la verifica con

$H = 1.50$  m ,  $B = 0.4$  m ,  $c = 40$  mm

Armatura minima  $A_{smin} = 938.22$  mmq

Armatura superiore  $A_s = 2199.1$  mmq, (1Ø20 passo 5cm, ossia 7Ø20/m)

Armatura inferiore  $A'_s = 2199.1$  mmq, (1Ø20 passo 5cm, ossia 7Ø20/m)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 548.44$  kNm;  $V_u = 423.15$  kN;  $N_u = -265.00$  kN

Momento agente ultimo (+contr. del taglio):  $M'_u = 1047.33$  kNm

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite:  $V_{lim} = 210.43$  kN (Armatura a taglio necessaria)

Azione Taglio compressione:  $V_{Rcd} = 2118.19$  kN

Azione Taglio trazione:  $V_{Rsd} = 2571.65$  kN

Momento ultimo resistente  $M_{rd} = 1247.66$  kNm



**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

Sollecitazioni SLE:

$M_e = 406.25 \text{ kNm}$ ;  $N_e = -195.00 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -3.79 \text{ MPa} < -14.94 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 113.65 \text{ MPa} < 315 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica  $W_k = 0.094 \text{ mm} (< 0.4 \text{ mm})$

### 10.11.1.2 Verifica a taglio:

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  viene valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove si è posto:

$d$	$=1500\text{mm}$	altezza utile della sezione;
$\sigma_{cp}$	$= N_{Ed}/A_c$	tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );
$b_w$	$=400\text{mm}$	larghezza minima della sezione;
$A_{sw}$	$=905\text{mm}^2$	area dell'armatura trasversale (staffa $\phi 12$ a due bracci);
$s$	$=100\text{mm}$	interasse tra due armature trasversali consecutive;
$\alpha$	$=90^\circ$	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
$f'_{cd}$	$=0,5 \times f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
$\alpha_c$	$=1$	coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

Alla luce di quanto sopra esposto, considerando un'armatura trasversale costituita da staffe verticali a due bracci di diametro  $\phi 12$  disposte a passo 10cm, si determina una resistenza a taglio della trave pari a :  
 $V_{Rd} = 1684 \text{ kN}$