

**CONFERIMENTO CARATTERISTICHE AUTOSTRADALI  
AL RACCORDO SA/AV COMPRESO L'ADEGUAMENTO DELLA S.S. 7  
E 7 BIS FINO ALLO SVINCOLO DI AVELLINO EST DELL'A16  
1° stralcio da Mercato S. Severino allo svincolo di Fratte**

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. NA95

**PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)  
PROGIN S.p.A. - INTEGRA CONSORZIO STABILE  
IDROESSE Engineering S.r.l. - Prometeoengineering.it S.r.l. - ART S.r.l.**

**RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**  
Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)

**CAPOGRUPPO MANDATARIA:**



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Marco SANDRUCCI (PROGER S.p.A.)

**MANDANTI:**



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE



Direttore Tecnico:  
Prof. Ing. Franco BRAGA

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Nicola SCIARRA (Proger S.p.A.)

**IL PROJECT MANAGER DELL'R.T.I.:**

Dott. Ing. Carlo LISTORTI (Proger S.p.A.)



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Alberto CECCHINI



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Alessandro FOCARACCI

**VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:**

Dott. Ing. Giuseppe MELI

PROTOCOLLO

DATA \_\_\_\_\_ 201\_



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Ivo FRESIA

**OPERE D'ARTE MAGGIORI  
VIADOTTI**

**Viadotto 3 - Spinacavallo - Carreggiata Sud  
Relazione di calcolo - Pile**

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.  

L	O	4	1	2	A	D	2	0	0	1
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

T00VI03STRRE13\_B

CODICE ELAB.      T00VI03STRRE13

B

-

B	REV A SEGUITO SCH DI MERITO STR DEL 07/05/2021	Luglio 2021	Lucci	Orsini	Braga
A	EMISSIONE	Gennaio 2021	Lucci	Orsini	Braga
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>2</b>
1.1	Descrizione dell'opera.....	2
1.1.1	Spalle.....	2
1.1.2	Pile.....	2
1.1.3	Sistema di vincolo.....	3
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>5</b>
3.1	Calcestruzzo .....	5
3.2	Acciaio per cemento armato .....	6
<b>4</b>	<b>AZIONE SISMICA E STRATEGIA DI PROTEZIONE SISMICA</b> .....	<b>7</b>
4.1	Descrizione dell'azione sismica .....	7
4.2	Strategia di protezione sismica .....	8
4.3	Analisi sismiche .....	11
<b>5</b>	<b>METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA</b> .....	<b>12</b>
5.1	Metodo di analisi sismica .....	12
5.1.1	Modellazione della struttura e procedura di calcolo .....	12
5.3	Verifiche.....	14
5.3.1	Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi .....	14
5.3.2	Verifiche agli stati limite di esercizio .....	14
<b>6</b>	<b>COMBINAZIONE DEI CARICHI</b> .....	<b>18</b>
<b>7</b>	<b>ANALISI E VERIFICHE DELLA PILA</b> .....	<b>20</b>
7.1	Geometria e carichi.....	21
7.1.1	Combinazione delle azioni per la verifica del fusto pila.....	27
7.1.2	Combinazioni delle azioni per la verifica della zattera .....	31
7.2	Verifiche fusto pila.....	33
7.2.1	Verifiche a pressoflessione .....	33
7.2.2	Verifiche a taglio .....	34
7.2.3	Verifiche a fessurazione.....	35
7.3	Verifiche pulvino.....	36
7.3.1	Verifica a pressoflessione .....	40
7.3.2	Verifica a taglio .....	41
7.3.3	Verifica a fessurazione.....	42

## 1 PREMESSA

Nell'ambito della progettazione definitiva di "Conferimento a caratteristiche autostradali al raccordo Salerno - Avellino da Salerno-Fratte allo svincolo direzionale A30" è prevista la realizzazione del Viadotto **VI03-Sud** che si sviluppa dalla progressiva Pk **3+935.00** alla Pk **4+055.00** misurate in asse appoggi.

La presente relazione ha per oggetto la verifica delle strutture in elevazione delle pile del **VI03-Sud**.

Per le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni e per le verifiche dell'impalcato si rimanda agli specifici elaborati.

### 1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto **VI03-Sud** si sviluppa su 3 campate con luce pari a 35m + 50m + 35m, per una lunghezza complessiva di 120m misurata in asse appoggi delle spalle. L'impalcato è realizzato a sezione composta acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave appoggiata.

La vita nominale di progetto VN, intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, è assunta pari a 50 anni.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si assume per l'opera in progetto una classe d'uso IV.

Si rimanda alla relazione descrittiva per una descrizione dettagliata dell'impalcato del viadotto in parola.

Segue una descrizione sommaria delle sottostrutture del viadotto e del sistema di vincolo.

#### 1.1.1 Spalle

Le spalle, realizzate in c.a. gettato in opera, sono del tipo a mensola, costituite da un muro frontale, trave paraghiaia e due muri laterali con bandiera in estremità. La fondazione di entrambe le spalle è di tipo indiretto con pali trivellati di grande diametro.

Il muro frontale è scalettato con un'altezza massima di 3.80m ed un'altezza minima di 2.70m e avente sezione in pianta di 24.50 x 1.80m.

La fondazione è costituita da una zattera di dimensioni in pianta 25.10 x 9.20m e spessore di 1.80m poggiante su 21 pali di diametro Ø1200 e lunghezza pari a 34m.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione descrittiva (Doc. T00VI03STRRE11) e agli elaborati grafici.

#### 1.1.2 Pile

Le pile, realizzate in c.a. gettato in opera, sono costituite da un fusto a sezione piena costante arrotondato alle estremità, iscritto in un rettangolo di dimensioni 15.80m x 2.00m e da un pulvino di forma pressoché trapezoidale con larghezza di 2.70m e sbalzo dal fusto pile pari a 3.75m. L'altezza del fusto è pari a 5.75m

per la pila P1 e a 7.75m per la pila P2. Il pulvino è scalettato con un'altezza massima di 3.85m ed un'altezza minima di 2.75m e avente sezione in pianta di 23.30 x 2.70m.

La fondazione di entrambe le pile è di tipo indiretto, costituita da una zattera di dimensioni in pianta 20.00m x 7.00m e spessore di 2.00m poggiante su 12 pali trivellati di diametro Ø1200 e lunghezza pari a 42m.

Nello specifico, nella presente relazione, è stato eseguito il calcolo per la pila più alta. Il calcolo effettuato può ritenersi valido, a favore di sicurezza, per tutte le casistiche di pile presenti sul viadotto.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione descrittiva (Doc. T00VI03STRRE11) e agli elaborati grafici.

### 1.1.3 Sistema di vincolo

Il sistema di vincolo tra impalcato e sottostrutture prevede l'adozione di isolatori sismici elastomerici ad alto smorzamento (smorzamento viscoso equivalente assunto nei calcoli pari a  $x=15\%$ ), disposti in corrispondenza di tutte le pile e spalle.

Si rimanda alla relazione sulle strutture di elevazione per ulteriori indicazioni circa il sistema di protezione sismica.

## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto del manufatto è stato redatto nel rispetto delle vigenti Normative; si citano in particolare le seguenti:

- [N1]** D.M. del 17 gennaio 2018: Norme tecniche per le costruzioni;
- [N2]** EC 1-1-5: Azioni sulle strutture; Azioni in generale – Azioni termiche;
- [N3]** EC 2-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo; Regole generali e regole per gli edifici;
- [N4]** EC 2-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo; Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi;
- [N5]** EC 8-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica; Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- [N6]** EC 8-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica; Ponti.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo

I calcestruzzi impiegati devono essere conformi alla UNI EN 206-1 ed alla UNI 11104 e rispondere alle seguenti prestazioni:

##### CALCESTRUZZO

Classe di resistenza calcestruzzo	C30/37		COEFFICIENTI	
Caratteristiche del calcestruzzo				
resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	37 [MPa]		
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	30.7 [MPa]		
resistenza cilindrica media	$f_{cm}$	38.7 [MPa]		
resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	2.9 [MPa]		
resistenza caratteristica a trazione (fratt. 5%)	$f_{ctk}$	2.1 [MPa]		
modulo elastico istantaneo	$E_{cm}$	33 019 [MPa]		
Resistenze di calcolo				
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	17.4 [MPa]	$\gamma_c$	= 1.5
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1.4 [MPa]	$\alpha_{cc}$	= 0.85
coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha$	1.00E-05 [°C <sup>-1</sup> ]		

Inoltre, si ha:

##### SPALLE

Campo d'impiego	Elevazione	Fondazione	Pali
Classe di esposizione ambientale	XC4, XA1	XC2, XA1	XC2, XA1
Classe di resistenza calcestruzzo	C30/37	C30/37	C30/37
Classe di consistenza	S4	S4	S4
Rapporto acqua/cemento max	0.50	0.55	0.55
Diametro massimo inerti (mm)	25	25	32
Copriferro minimo (mm)	45	45	60

##### PILE

Campo d'impiego	Elevazione	Fondazione	Pali
Classe di esposizione ambientale	XC4	XC2, XA1	XC2, XA1
Classe di resistenza calcestruzzo	C30/37	C30/37	C30/37
Classe di consistenza	S4	S4	S4
Rapporto acqua/cemento max	0.50	0.55	0.55
Diametro massimo inerti (mm)	25	25	32
Copriferro minimo (mm)	40	45	60

### 3.2 Acciaio per cemento armato

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili in barre ad aderenza migliorata e rispondente alle seguenti prescrizioni:

Tipo di acciaio			<b>B450C</b>
Tensione caratteristica di snervamento (min.)	$f_{yk}$	[MPa]	450
Tensione caratteristica a carico massimo (min.)	$f_{tk}$	[MPa]	540
Rapporto di sovrarresistenza	$k=(f_t/f_y)_k$	[-]	1.20
Massa volumica media	$\rho_s$	[kg/m <sup>3</sup> ]	7850
Modulo elastico	$E_s$	[MPa]	200000
Deformazione caratteristica a carico massimo	$\epsilon_{uk}=(A_{gt})_k$	[%]	7.50
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	[C <sup>-1</sup> ]	1.2E-05
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s$	[-]	1.15
Resistenza di progetto	$f_{yd}$	[MPa]	391.3
Deformazione di progetto allo snervamento	$\epsilon_{yd}$	[%]	0.2
Deformazione di progetto a carico massimo	$\epsilon_{ud}$	[%]	6.75

## 4 AZIONE SISMICA E STRATEGIA DI PROTEZIONE SISMICA

### 4.1 Descrizione dell'azione sismica

L'opera oggetto di studio viene calcolata assumendo:

- Vita nominale  $V_N = 50$  anni;
- Classe d'uso IV (coefficiente d'uso  $C_U = 2$ );
- Categoria topografica: T1
- Categoria sottosuolo: C

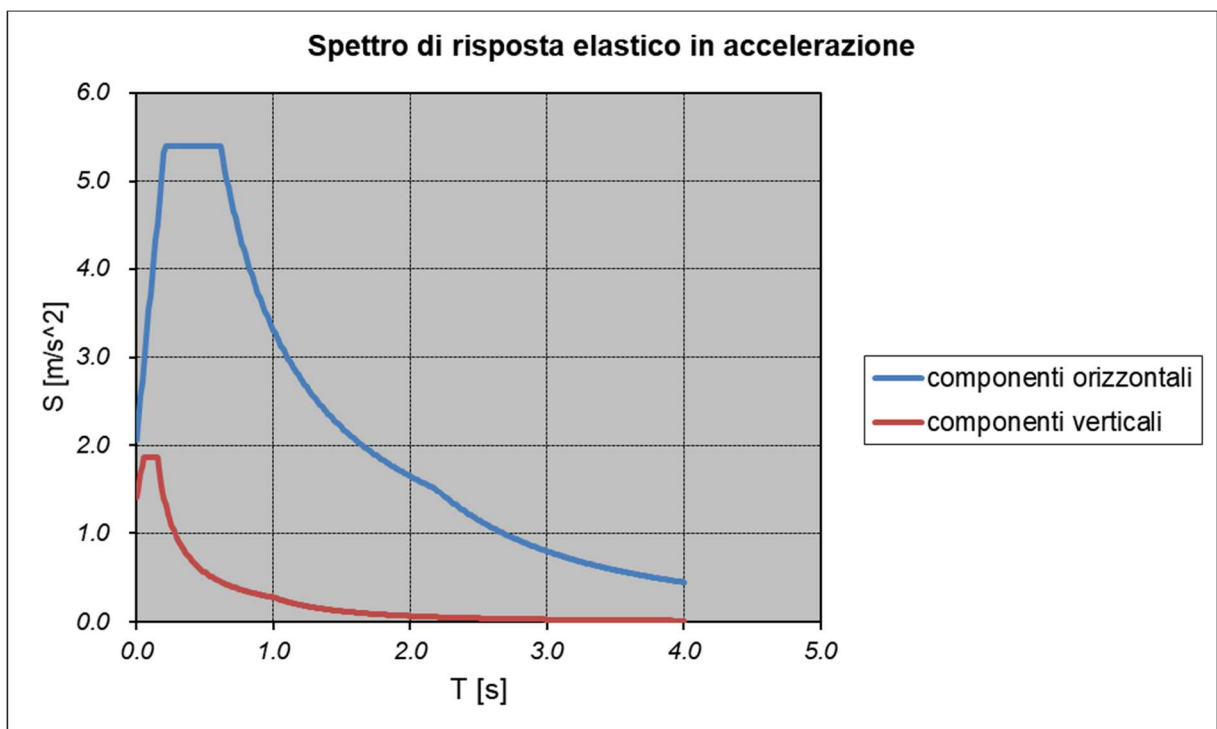
risultano dunque i seguenti parametri macrosismici.

Fattore di struttura per azioni longitudinali	$q_L$		1
Fattore di struttura per azioni trasversali	$q_T$		1
<b>Valutazione dell'azione sismica</b>			
PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA			
vita nominale	$V_N$	[anni]	50
Classe d'uso			IV
coefficiente d'uso	$C_U$		2
periodo di riferimento per l'azione sismica	$V_R$	[anni]	100
Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV			
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	$P_{V_R}$		10%
Periodo di ritorno dell'azione sismica	$T_R$	[anni]	949
PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA			
latitudine	LAT		40.7320
longitudine	LON		14.7754
accelerazione orizzontale massima al sito	$a_g$	[m/s <sup>2</sup> ]	1.4028
coefficiente di amplificazione spettrale massima	$F_0$		2.6030
periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	$T_C^*$	[s]	0.4480
CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI STRATIGRAFICHE			
Categoria di sottosuolo			<b>C</b>
coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S$		1.48
coefficiente di sottosuolo	$C_c$		1.37
Categoria topografica			<b>T1</b>
coefficiente di amplificazione topografica	$S_T$		1.00
$S_S \times S_T$	S		1.477
coefficiente di smorzamento viscoso strutturale	$\xi$		5%
$\sqrt{10/(5+\xi)}$	$\eta$		1.00



SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE			
<i>Componenti orizzontali</i>			
periodo di inizio tratto a v = cost	T <sub>C</sub>	[s]	0.61
periodo di inizio tratto ad a = cost	T <sub>B</sub>	[s]	0.20
periodo di inizio tratto a s = cost	T <sub>D</sub>	[s]	2.17
<i>Componenti verticali</i>			
coefficiente di amplificazione spettrale massima	F <sub>v</sub>		1.33
periodo di inizio tratto a v = cost	T <sub>C</sub>	[s]	0.15
periodo di inizio tratto ad a = cost	T <sub>B</sub>	[s]	0.05
periodo di inizio tratto a s = cost	T <sub>D</sub>	[s]	1.00

Lo spettro di progetto elastico per le componenti verticali e orizzontali è riportato nella figura seguente per lo stato limite SLV.



## 4.2 Strategia di protezione sismica

La strategia di protezione sismica adottata prevede l'isolamento totale dell'impalcato dalle sottostrutture mediante l'adozione di isolatori elastomerici ad alto smorzamento.

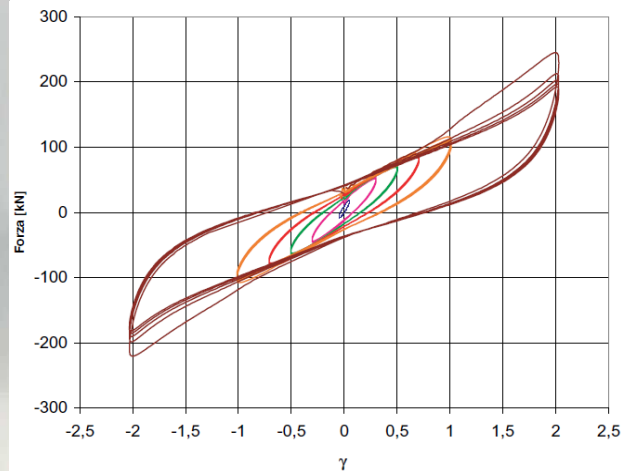


Figura 1 - Isolatore elastomerico e legame costitutivo ad alto smorzamento

La presenza dell'isolatore elastomerico richiede, per un corretto comportamento dell'intero sistema strutturale, che sia la porzione di struttura al di sopra del sistema d'isolamento (sovrastuttura) che quella al di sotto (sottostruttura) si mantenga sostanzialmente in campo elastico, anche per le azioni di verifica allo SLV, mentre i dispositivi sismici devono garantire le loro prestazioni anche per eventi sismici allo SLC. La struttura è pertanto progettata senza applicare le regole della gerarchia delle resistenze ed i dettagli costruttivi per la duttilità, applicando le regole valide per la progettazione "non sismica".

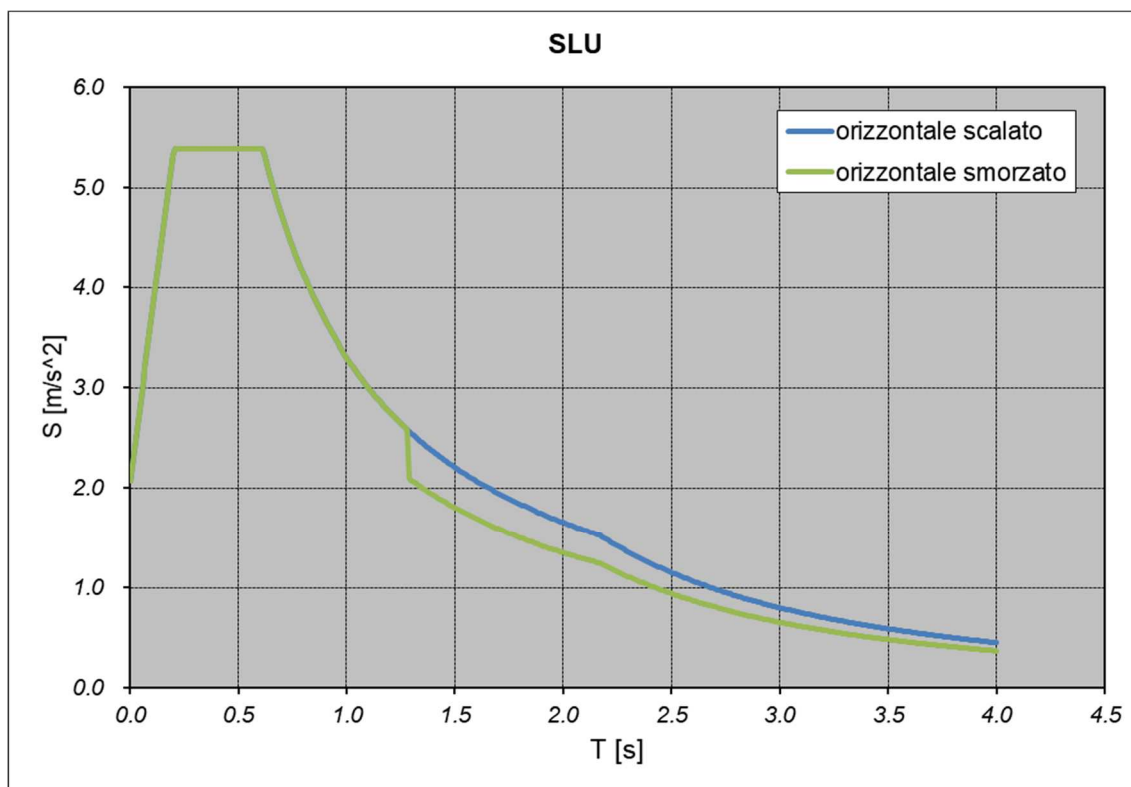
Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre di acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi permanenti ed accidentali verticali mediante azioni perpendicolari agli strati stessi. Sono caratterizzati da ridotta rigidità orizzontale (per garantire il disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura da quella del terreno), elevata rigidità verticale (per sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti) ed opportune capacità dissipative. La riduzione della risposta sismica orizzontale si ottiene sia incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta e limitando dunque la massima forza orizzontale trasmessa sia incrementando le capacità dissipative della struttura nel suo complesso.

Il dimensionamento dell'isolatore viene fatto in funzione dei carichi verticali in esercizio e allo stato limite ultimo, in funzione dei carichi di esercizio (ai fini della valutazione della rigidità minima) e in funzione degli spostamenti massimi richiesti al dispositivo per un sisma con probabilità di occorrenza pari a quella per eventi che generano SLC (prescrizione che garantisce la richiesta maggiore affidabilità a tali dispositivi). Allo SLV sono invece le forze con cui si procede al progetto e alla verifica delle sottostrutture. Date le caratteristiche del dispositivo (sostanzialmente a comportamento lineare) e della struttura, verrà condotta un'analisi di tipo lineare con spettro di risposta, in cui le caratteristiche dissipative vengono introdotte mediante opportune modifiche agli spettri di risposta. Infatti, le azioni sismiche determinate con ricorso ad analisi lineari con spettro di risposta elastico, possono portare in conto la capacità dissipativa degli isolatori mediante un'operazione sull'input sismico consistente nella riduzione delle ordinate dello spettro di risposta, per il

campo di periodi  $T > 0.8T_{is}$ , di un coefficiente riduttivo  $\eta < 1$  che tiene conto dello smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del sistema di isolamento.

Coeff. di smorzamento viscoso equivalente (isolatori)	$\xi_{is}$	15%
Coeff. riduttivo $\sqrt{10/(5+\xi)}$	$\eta_{is}$	0.71

Lo spettro di risposta smorzato è mostrato nella figura seguente (orizzontale allo SLV) per le opere.



### 4.3 Analisi sismiche

La risposta sismica della struttura è analizzata mediante analisi lineare statica, valutando separatamente l'azione sismica totale dovuta all'impalcato e ripartendola in funzione della rigidità degli isolatori alle sottostrutture, e quella sulle singole sottostrutture rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nel seguito si riporta la valutazione dell'azione sismica trasmessa dall'impalcato isolato alle sottostrutture. Si rimanda al capitolo 7 per l'analisi dei carichi verticali provenienti dall'impalcato.

Massa totale impalcato in condizioni sismiche:

Scarico totale	
W	W
[kN]	[kg]
42006	4281957.2

Sistema di isolamento scelto:

Spalla					
Tipologia isolatore	s max	F <sub>v,rd</sub>	V <sub>rd</sub>	K <sub>iso</sub>	n <sub>iso</sub>
	[mm]	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[-]
tipo SI-H 400/100	200	4680	1720	1.76	14

Pile					
Tipologia isolatore	s max	F <sub>v,rd</sub>	V <sub>rd</sub>	K <sub>iso</sub>	n <sub>iso</sub>
	[mm]	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[-]
tipo SI-H 500/102	200	9398	4640	2.7	14

Azione sismica orizzontale su sottostrutture:

Viadotto						
K <sub>tot</sub>	K <sub>tot</sub>	T <sub>is</sub>	Se(T <sub>is</sub> ,ξ <sub>esi</sub> )	F <sub>tot</sub>	F <sub>spalla</sub>	F <sub>pila</sub>
[kN/mm]	[N/m]	[s]	[%]	[kN]	[kN]	[kN]
62.44	62440000	1.65	0.171	7183	1417	2174

## 5 METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

### 5.1 Metodo di analisi sismica

Premesso che le strutture sono state progettate in riferimento alle seguenti ipotesi:

- il sistema di isolamento è costituito da dispositivi con caratteristiche standard (riferimento da catalogo tipo). Le sue caratteristiche di rigidità orizzontale e verticale nonché lo smorzamento, quindi, rispettano tutte le prescrizioni di Norma;
- le sottostrutture sono notevolmente più rigide rispetto al sistema di isolamento (spalle su pali di altezza in elevazione pari a circa 6.8 m e pile su pali di altezza pari a 12.5 m e di molto inferiore ai 20m) e quindi influiscono in maniera trascurabile sulla risposta. Infatti, il periodo della pila è pari a circa 0.1 sec rispetto al periodo del sistema di isolamento che si attesta intorno a 1.5 sec;
- L'impalcato è continuo con luci paragonabili.

In relazione a quanto detto, si proceduto con l'analisi statica lineare (o metodo del modo fondamentale con spettro di risposta).

L'analisi sismica può essere eseguita separatamente per ciascuna delle tre componenti e gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, spostamenti, deformazioni, ecc.) sono combinati successivamente, con la seguente espressione:

$$1.00E_x + 0.30E_y + 0.30E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

#### 5.1.1 Modellazione della struttura e procedura di calcolo

In accordo al punto 7.10.5.3.1 delle NTC 2018, il calcolo è essere svolto su due modelli separati, per ciascuno dei quali si assume il valore corrispondente dello smorzamento, uno per la sovrastruttura più sistema di isolamento ed uno per la sottostruttura.

In particolare:

1. Modello della sovrastruttura più il sistema d'isolamento. L'impalcato è considerato rigido nel proprio piano e si trascura la deformabilità delle sottostrutture. In ogni direzione orizzontale principale la risposta del viadotto isolato è determinata, pertanto, considerando la sovrastruttura come un sistema lineare ad un grado di libertà (Figura 2) tramite la definizione di:
  - rigidità effettiva del sistema di isolamento  $K_{eff}$ ,
  - fattore smorzamento effettivo del sistema di isolamento  $\xi_{eff}$ ,
  - massa della sovrastruttura  $M$ ,
  - accelerazione spettrale  $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$  corrispondente al periodo effettivo  $T_{eff}$  ed al fattore di smorzamento effettivo  $\xi_{eff}$ .

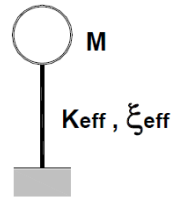


Figura 2 - Sistema lineare ad 1 GDL: impalcato e sistema di isolamento

Il periodo effettivo è dato da:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}}$$

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema d'isolamento, da ripartire tra gli elementi strutturali costituenti la sottostruttura in proporzione alle rigidzze dei corrispondenti dispositivi d'isolamento, è pari a:

$$F = M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{is})$$

Lo spostamento del centro di rigidzza dovuto all'azione sismica  $d_{cd}$  deve essere calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$d_{cd} = \frac{M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{is})}{K_{eff}}$$

2. Modello rappresentato dalla sottostruttura isolata. Su quest'ultimo agiscono le forze ricavate dal primo modello e le forze d'inerzia generate direttamente dal moto del terreno (Figura 1.20)

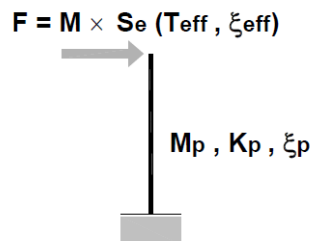


Figura 3: Modello della sottostruttura isolata

### 5.3 Verifiche

I calcoli strutturali sono redatti in osservanza delle normative vigenti, con particolare riferimento al **DECRETO MINISTERIALE del 17 gennaio 2018 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"**, nel seguito brevemente NTC2018.

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto in campo elastico lineare, utilizzando la teoria della Scienza delle Costruzioni.

Le verifiche sono eseguite con il **metodo semiprobabilistico agli Stati Limite**. Si effettuano le seguenti verifiche:

- Stato Limite Ultimo (SLU) - verifiche di resistenza;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche dello stato tensionale dei diversi elementi strutturali in combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche di fessurazione in combinazioni frequente e quasi permanente delle azioni;

Laddove non diversamente specificato, le unità di misura adottate sono:

per le lunghezze	⇒	m, cm, mm
per i carichi	⇒	kN, kN/m <sup>2</sup> , kN/m <sup>3</sup>
per le azioni di calcolo	⇒	kN, kNm
per le tensioni	⇒	Mpa (N/mm <sup>2</sup> )

Inoltre, si assumono positivi gli sforzi/tensioni normali di trazione e i momenti che tendono le fibre inferiori.

#### 5.3.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

##### **Stato limite di resistenza**

La sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi è verificata confrontando la capacità di progetto in termini di resistenza  $R_d$ , funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono, con il corrispondente valore di progetto della domanda  $E_d$ , funzione dei valori di progetto delle azioni.

Le verifiche di resistenza a pressoflessione sono svolte secondo quanto indicato al paragrafo 4.1.2.3.4.2 di [N1].

Le verifiche di resistenza a taglio seguono il paragrafo 4.1.2.3.5 di [N1].

#### 5.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

##### **Fessurazione**

##### **Definizione degli stati limite di fessurazione**

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

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;

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

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

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.

### 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 in condizioni ambientali **aggressive**.

### Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicate le prestazioni richieste per le diverse combinazioni delle azioni a seconda delle condizioni ambientali e della tipologia di armatura.



Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

#### 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:

$$w_d = 1,70 \cdot w_m$$

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.

Pertanto, per le armature delle sottostrutture delle opere oggetto di verifica, si assumono i seguenti limiti di apertura delle fessure:

**SLE-QP**  $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

**SLE-F**  $w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ .

### **Tensioni di 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.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_{c,max}$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_{c,max} < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima,  $\sigma_{s,max}$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica delle azioni deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} < 0,8 f_{yk}$$

## 6 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni elementari come prescritte nelle Norme Tecniche vigenti.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

dove:

- G1 valore caratteristico delle azioni da peso proprio;
- G2 valore caratt. delle azioni da carichi permanenti portati;
- $Q_{k1}$  valore caratt. dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{ki}$  valore caratt. delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- P valore caratt. delle deformazioni impresse;

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$  coefficienti parziali per le azioni;

$\psi_{0i}$  coefficienti di comb. per le verifiche allo stato limite ultimo.

E = azione sismica.

Inoltre, ai fini del calcolo, il valore del vento per le sottostrutture è stato assunto pari a 2.5 kN/mq, valore limite in considerazione del fatto che, per tali strutture, tale contributo non è dimensionante. Inoltre, nel calcolo, a favore di sicurezza, è stata considerata la presenza di barriere antirumore al fine di coprire eventuali modifiche che possono verificarsi nel progetto esecutivo.

Si considerano 3 direzioni principali secondo cui si effettuano le combinazioni sismiche:

$$A_{Ex} "+0,30A_{Ey} "+0,30A_{Ez}$$

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.

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) 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.

**PROGETTO DEFINITIVO**

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni 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, 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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

## 7 ANALISI E VERIFICHE DELLA PILA

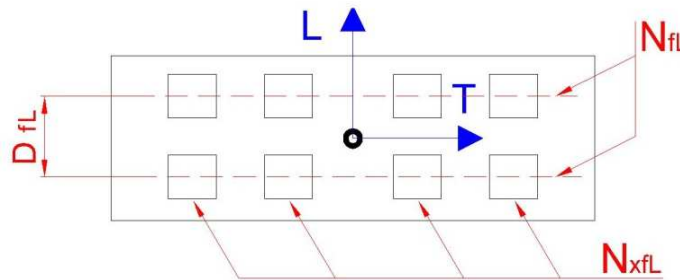
T00VI03STRRE13\_B

Nel seguito si riportano le verifiche strutturali dell'elevazione delle spalle del viadotto.  
 A favore di sicurezza, si riporta il calcolo considerando un'altezza del fusto pari a **8.00m**.

### 7.1 Geometria e carichi

Seguono i dati geometrici e le analisi dei carichi per la pila oggetto di verifica.

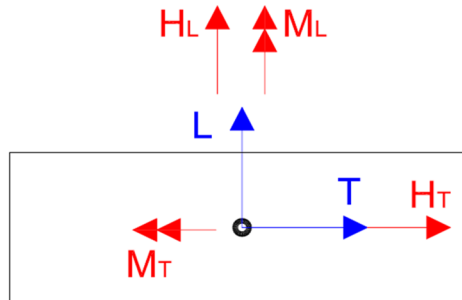
<b>Dati generali</b>			
Luce prima campata	$L_{c1}$	[m]	35.00
Luce seconda campata	$L_{c2}$	[m]	50.00
Luce totale ponte	$L_{TOT}$	[m]	120.00
Tipo di vincolo con impalcato per azioni longitudinali			Isolatore
Tipo di vincolo con impalcato per azioni trasversali			Isolatore
Numero di file longitudinali di appoggi	$n_{rL}$		1
Numero di appoggi per fila	$n_{xfL}$		7
Distanza longitudinale tra le file	$d_{fL}$	[m]	0.0
Numero totale di appoggi su pila	$n$		7
Eccentricità longitudinale asse impalcato-asse pila	$e_L$	[m]	0.0
Eccentricità trasversale asse impalcato-asse pila	$e_t$	[m]	0.0



<b>Azioni statiche dovute alla pila</b>			
<b>Pulvino</b>			
Area media sezione orizzontale	$A_{mp}$	[m <sup>2</sup> ]	52.85
larghezza media longitudinale	$B_L$	[m]	2.70
larghezza media trasversale	$B_T$	[m]	19.58
altezza	$h_p$	[m]	2.75
peso	$W_p$	[kN]	4869
altezza baricentro pulvino da estradosso zattera	$h_{Gp}$	[m]	9.38
altezza quota appoggi da estradosso zattera	$h_{app}$	[m]	11.25
altezza piano viario da estradosso zattera	$h_{pav}$	[m]	14.25
altezza impalcato	$h_{imp}$	[m]	3.00
<b>Fusto pila</b>			
Area media sezione orizzontale	$A_{mf}$	[m <sup>2</sup> ]	30.83
larghezza media longitudinale	$B_L$	[m]	2.00
larghezza media trasversale	$B_T$	[m]	15.85
altezza	$h_f$	[m]	8.00
peso	$W_f$	[kN]	6166
altezza baricentro fusto da estradosso zattera	$h_{Gfp}$	[m]	4.00
<b>Zattera di fondazione</b>			
altezza	$h_z$	[m]	2.00
larghezza longitudinale	$b_{Lz}$	[m]	7.00
larghezza trasversale	$b_{Tz}$	[m]	20.00
peso	$W_z$	[kN]	7000
<b>Terreno di rinterro</b>			
peso specifico	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	17.5
area	$A_r$	[m <sup>2</sup> ]	109.17
altezza	$h_r$	[m]	2.00
peso	$W_r$	[kN]	3821
<b>Vento</b>			
pressione di riferimento	$q_v$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.5
Azione trasversale su fusto e pulvino pila	$H_{T,v}$	[kN]	58.6
Azione longitudinale su fusto e pulvino pila	$H_{L,v}$	[kN]	451.6

Si adottano le convenzioni mostrate in figura, con i simboli aventi il seguente significato:

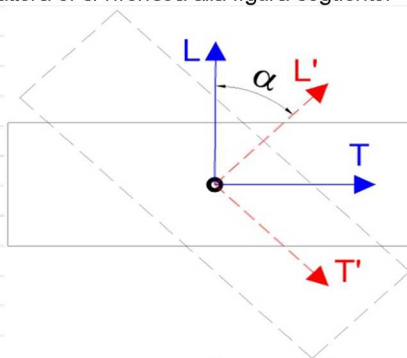
- > L= asse longitudinale del ponte;
- > T= asse trasversale del ponte;
- >  $H_L$ = forza orizzontale longitudinale;
- >  $H_T$ = forza orizzontale trasversale;
- >  $M_L$ = momento attorno ad asse long.
- >  $M_T$ = momento attorno ad asse trasv.



Nel caso in cui le azioni di calcolo siano riferite ad assi diversi rispetto quelli cui sono definite le caratteristiche geometriche della pila e della zattera ci si riferisca alla figura seguente:

- > L e T= assi cui sono riferite le caratteristiche geometriche della pila e della zattera;
- > L' e T'= assi cui sono riferite le azioni.

Noto l'angolo tra gli assi si proiettano i vettori delle sollecitazioni sugli assi L e T.



angolo di inclinazione tra le coppie di assi       $\alpha$       [deg]      0.00°

Nei calcoli che seguono si considera per l'acciaio da carpenteria metallica costituente l'impalcato un'incidenza media pari a **350 kg/m<sup>2</sup>**. Il carico dovuto alla soletta ed ai cordoli è calcolato considerando la reale geometria ed il peso specifico del c.a. pari a 25kN/m.

Nei carichi permanenti portati si sono considerati la pavimentazione e due barriere antirumore H4BP integrate con altezza pari a 5m dal cordolo. Per la pavimentazione si è assunto un peso areale pari a 3kN/m<sup>2</sup>, mentre per le barriere un peso di 3kN/m ciascuna.

Si rimanda alla relazione delle strutture di elevazione della spalla per maggiori dettagli.



<b>AZIONI STATICHE TRASMESSE DALL'IMPALCATO</b>					
Le azioni di seguito elencate rappresentano le risultanti caratteristiche al baricentro del pulvino a quota appoggi.					
Origine dei dati	Calcolo automatico				
	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
Carichi permanenti strutturali	12844.6	0.0	0.0	0.0	0.0
Carichi permanenti portati	3520.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Carichi mobili (max N)	4797.0	0.0	0.0	23726.4	0.0
Carichi mobili (max M <sub>L</sub> )	2250.3	0.0	0.0	19809.6	0.0
Carichi mobili (max M <sub>T</sub> )	3310.0	0.0	0.0	17934.4	0.0
Frenatura	0.0	209.9	0.0	0.0	0.0
Centrifuga	0.0	0.0	44.0	0.0	0.0
Azioni parassite	0.0	340.3	0.0	0.0	0.0
Vento impalcato carico	0.0	0.0	850.0	0.0	0.0
Vento impalcato scarico	0.0	0.0	318.8	0.0	0.0
Azioni senza forze esterne	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>AZIONI DINAMICHE ALLO SPICCATO PILA</b>					
Le azioni di seguito elencate rappresentano le risultanti delle azioni sismiche di progetto al baricentro della pila a quota spiccato pila.					
Origine dei dati	Calcolo automatico				
	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
Sisma longitudinale (±)	0.0	4397.7	0.0	0.0	43446.2
Sisma trasversale (±)	0.0	0.0	4397.7	43446.2	0.0
Sisma verticale	2954.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fattore di struttura per azioni longitudinali	q <sub>L</sub>	1			
Fattore di struttura azioni per azioni trasversali	q <sub>T</sub>	1			
<b>RIEPILOGO AZIONI ALLO SPICCATO PILA</b>					
	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
Carichi permanenti strutturali	23879.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Carichi permanenti portati	3520.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Carichi mobili (max N)	4797.0	0.0	0.0	23726.4	0.0
Carichi mobili (max M <sub>L</sub> )	2250.3	0.0	0.0	19809.6	0.0
Carichi mobili (max M <sub>T</sub> )	3310.0	0.0	0.0	17934.4	0.0
Frenatura	0.0	209.9	0.0	0.0	2991.0
Centrifuga	0.0	0.0	44.0	627.5	0.0
Azioni parassite	0.0	340.3	0.0	0.0	3828.8
Vento impalcato carico	0.0	451.6	908.6	12446.5	2529.7
Vento impalcato scarico	0.0	451.6	377.3	4876.2	2529.7
Azioni senza forze esterne	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sisma longitudinale (±)	0.0	4397.7	0.0	0.0	43446.2
Sisma trasversale (±)	0.0	0.0	4397.7	43446.2	0.0
Sisma verticale	2954.0	0.0	0.0	0.0	0.0

**PROGETTO DEFINITIVO**

CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA			
Momento di inerzia medio della pila attorno asse longitud	$J_L$	[m <sup>4</sup> ]	663.65
Momento di inerzia medio della pila attorno asse trasvers	$J_T$	[m <sup>4</sup> ]	10.57
Momento di inerzia impalcato per azioni verticali	$J_{flex, V}$	[m <sup>4</sup> ]	1.50
Momento di inerzia impalcato per azioni orizzontali	$J_{flex, H}$	[m <sup>4</sup> ]	13.96
Modulo elasticità normale impalcato	E	[MPa]	206000
Rigidezza calcestruzzo fessurato (% rispetto a non fessurato)		[%]	100%
Rigidezza della pila per azioni longitudinali		[kN/mm]	842.6
Rigidezza della pila per azioni trasversali		[kN/mm]	52917.8
Rigidezza assiale della pila		[kN/mm]	94696.7
Massa del pulvino		[kN/g]	496.31
Massa del fusto pila		[kN/g]	628.54
Massa efficace della pila		[kN/g]	705.82

Azione sismica orizzontale			
Periodo proprio pila direzione longitudinale	$T_{0, L}$	[s]	0.18
Accelerazione spettrale longitudinale (plateau)	$Se (T)$	[m/s <sup>2</sup> ]	5.39
Forza sismica longitudinale totale (allo spiccato)	$F_{HL}$	[kN]	3805.9
Momento sismico trasversale totale (allo spiccato)	$M_T$	[kNm]	35680.1
Periodo proprio pila direzione trasversale	$T_{0, T}$	[s]	0.02
Accelerazione spettrale trasversale (plateau)	$Se (T)$	[m/s <sup>2</sup> ]	5.39
Forza sismica trasversale totale (allo spiccato)	$F_{HT}$	[kN]	3805.9
Momento sismico longitudinale totale (allo spiccato)	$M_L$	[kNm]	35680.1
Azione sismica verticale			
Periodo proprio pila direzione assiale	$T_{0, AX}$	[s]	0.022
Accelerazione spettrale verticale	$Se (T)$	[m/s <sup>2</sup> ]	1.60
Forza sismica verticale totale (allo spiccato)	$F_V$	[kN]	4476.2

<b>Caso di isolatori in entrambe le direzioni</b>			
<i>Azione sismica orizzontale</i>			
Massa longitudinale della sovrastruttura		[kN/g]	4282
Massa trasversale della sovrastruttura		[kN/g]	4282
Rigidezza totale sistema di isolamento	$K_{TOT}$	[kN/mm]	65.2
Rigidezza degli isolatori sulla pila	$K_{PIA}$	[kN/mm]	20.0
Periodo proprio direzione longitudinale	$T_{0,L}$	[s]	1.61
Accelerazione spettrale longitudinale	$Se(T)$	[m/s <sup>2</sup> ]	1.68
Forza sismica longitudinale totale (quota appoggi)	$F_{HL,TOT}$	[kN]	7180.6
Forza sismica longitudinale su pila (quota appoggi)	$F_{HL}$	[kN]	2203.5
Momento sismico trasversale totale (allo spiccato)	$M_T$	[kNm]	24789.1
Forza sismica longitudinale totale (allo spiccato- SRSS)	$F_{HL}$	[kN]	4397.7
Momento sismico trasversale totale (allo spiccato- SRSS)	$M_T$	[kNm]	43446.2
Periodo proprio direzione trasversale	$T_{0,T}$	[s]	1.61
Accelerazione spettrale trasversale	$Se(T)$	[m/s <sup>2</sup> ]	1.68
Forza sismica trasversale totale (quota appoggi)	$F_{HT,TOT}$	[kN]	7180.6
Forza sismica trasversale su pila (quota appoggi)	$F_{HT}$	[kN]	2203.5
Momento sismico longitudinale totale (allo spiccato)	$M_L$	[kNm]	24789.1
Forza sismica trasversale totale (allo spiccato- SRSS)	$F_{HT}$	[kN]	4397.7
Momento sismico longitudinale totale (allo spiccato- SRSS)	$M_L$	[kNm]	43446.2

7.1.1 Combinazione delle azioni per la verifica del fusto pila

<b>COMBINAZIONE DELLE AZIONI E RESISTENZE PER LA VERIFICA DELLA PILA</b>				
<b>COMBINAZIONE DELLE AZIONI</b>				
COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)				
$F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{K1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{K2} + \dots$				
COMBINAZIONE SISMICA				
$F_d = E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{K1} + \dots$				
COMBINAZIONE CARATTERISTICA RARA (SLE-R)				
$F_d = G_1 + G_2 + Q_{K1} + \psi_{02} \times Q_{K2} + \dots$				
COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE-F)				
$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \times Q_{K1} + \psi_{22} \times Q_{K2} + \dots$				
COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE-QP)				
$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{K1} + \psi_{22} \times Q_{K2} + \dots$				
<b>COEFFICIENTI PARZIALI</b>				
COEFFICIENTI PARZIALI PER GLI STATI LIMITE ULTIMI				
CARICHI	EQU	A1	A2	SISM
Permanenti ( $\gamma_{G1}$ )	0.90	1.00	1.00	1.00
	1.10	1.35	1.00	1.00
Permanenti non strutturali ( $\gamma_{G2}$ )	0.00	0.00	0.00	1.00
	1.50	1.50	1.30	1.00
Variabili ( $\gamma_{Q1}$ )	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	1.50	1.30	0.00
Variabili da traffico	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	1.35	1.15	0.00
COEFFICIENTI PARZIALI PER AZIONE $\psi$				
CARICHI	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
Carichi mobili: tandem	0.75	0.75	0.20	
Carichi mobili: UDL	0.40	0.40	0.20	
Vento	0.60	0.20	0.00	
COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI				
PARAMETRO		M1	M2	
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	1.00	1.25	
Coesione efficace	$c'_k$	1.00	1.25	
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00	

**PROGETTO DEFINITIVO**

INDIVIDUAZIONE DEI GRUPPI DI AZIONI						
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 kN/m <sup>2</sup>
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti di 3 <sup>a</sup> categoria (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana) (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						
COEFFICIENTI PARZIALI PER GRUPPO DI AZIONI $\psi$						
GRUPPO		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$		
1: tandem		0.75	0.75	0.20		
1: UDL		0.40	0.40	0.20		
2		0.00	0.00	0.00		

<b>DEFINIZIONE DEI GRUPPI</b>					
	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
GRUPPO 1 MAX N (TS+UDL)	4797.0	0.0	0.0	23726.4	0.0
GRUPPO 1 MAX M <sub>L</sub> (TS+UDL)	2250.3	0.0	0.0	19809.6	0.0
GRUPPO 1 MAX M <sub>T</sub> (TS+UDL)	3310.0	0.0	0.0	17934.4	0.0
GRUPPO 2a MAX N (ψ <sub>1</sub> TS + ψ <sub>1</sub> UDL + FREN)	2758.3	209.9	0.0	13642.7	2991.0
GRUPPO 2a MAX M <sub>L</sub> (ψ <sub>1</sub> TS + ψ <sub>1</sub> UDL + FREN)	1293.9	209.9	0.0	11390.5	2991.0
GRUPPO 2a MAX M <sub>T</sub> (ψ <sub>1</sub> TS + ψ <sub>1</sub> UDL + FREN)	1903.2	209.9	0.0	10312.3	2991.0
GRUPPO 2b MAX N (ψ <sub>1</sub> TS + ψ <sub>1</sub> UDL + CENT)	2758.3	0.0	44.0	14270.2	0.0
GRUPPO 2b MAX M <sub>L</sub> (ψ <sub>1</sub> TS + ψ <sub>1</sub> UDL + CENT)	1293.9	0.0	44.0	12018.0	0.0
GRUPPO 2b MAX M <sub>T</sub> (ψ <sub>1</sub> TS + ψ <sub>1</sub> UDL + CENT)	1903.2	0.0	44.0	10939.8	0.0
<b>COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO ALLO SPICCATO PILA (A1+M1)</b>					
	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
COMBINAZIONE 1	43993.5	865.9	817.7	43232.6	7445.6
COMBINAZIONE 2	40555.4	865.9	817.7	37944.8	7445.6
COMBINAZIONE 3	41986.0	865.9	817.7	35413.3	7445.6
COMBINAZIONE 4	30355.3	746.8	817.7	43232.6	6105.5
COMBINAZIONE 5	26917.2	746.8	817.7	37944.8	6105.5
COMBINAZIONE 6	28347.8	746.8	817.7	35413.3	6105.5
COMBINAZIONE 7	41241.2	1136.8	1362.8	37087.4	8963.4
COMBINAZIONE 8	39264.3	1136.8	1362.8	34047.0	8963.4
COMBINAZIONE 9	40086.9	1136.8	1362.8	32591.3	8963.4
COMBINAZIONE 10	27603.0	1017.7	1362.8	37087.4	7623.3
COMBINAZIONE 11	25626.1	1017.7	1362.8	34047.0	7623.3
COMBINAZIONE 12	26448.7	1017.7	1362.8	32591.3	7623.3
COMBINAZIONE 13	41241.2	1149.2	817.7	29619.5	11483.5
COMBINAZIONE 14	39264.3	1149.2	817.7	26579.0	11483.5
COMBINAZIONE 15	40086.9	1149.2	817.7	25123.4	11483.5
COMBINAZIONE 16	27603.0	1030.1	817.7	29619.5	10143.4
COMBINAZIONE 17	25626.1	1030.1	817.7	26579.0	10143.4
COMBINAZIONE 18	26448.7	1030.1	817.7	25123.4	10143.4
COMBINAZIONE 19	41241.2	865.9	877.2	30466.7	7445.6
COMBINAZIONE 20	39264.3	865.9	877.2	27426.2	7445.6
COMBINAZIONE 21	40086.9	865.9	877.2	25970.6	7445.6
COMBINAZIONE 22	27603.0	746.8	877.2	30466.7	6105.5
COMBINAZIONE 23	25626.1	746.8	877.2	27426.2	6105.5
COMBINAZIONE 24	26448.7	746.8	877.2	25970.6	6105.5
COMBINAZIONE 25	37517.5	1136.8	566.0	7314.3	8963.4
COMBINAZIONE 26	23879.3	1017.7	566.0	7314.3	7623.3
27- Sisma longitudinale (V+)	28285.8	4738.1	1319.3	13033.9	47275.0
28- Sisma longitudinale (V-)	26513.4	4738.1	1319.3	13033.9	47275.0
29- Sisma trasversale (V+)	28285.8	1659.7	4397.7	43446.2	16862.7
30- Sisma trasversale (V-)	26513.4	1659.7	4397.7	43446.2	16862.7
31- Sisma verticale (V+)	30353.6	1659.7	1319.3	13033.9	16862.7
32- Sisma verticale (V-)	24445.6	1659.7	1319.3	13033.9	16862.7

<b>COMBINAZIONI ALLO SLE (RARA) ALLO SPICCATO PILA</b>					
	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
COMBINAZIONE 1	32196.7	611.3	545.1	31194.4	5346.6
COMBINAZIONE 2	29649.9	611.3	545.1	27277.5	5346.6
COMBINAZIONE 3	30709.6	611.3	545.1	25402.3	5346.6
COMBINAZIONE 4	27399.6	791.9	377.3	4876.2	6358.5
<b>COMBINAZIONI ALLO SLE (QUASI PERMANENTE) ALLO SPICCATO PILA</b>					
	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
COMBINAZIONE 1	27399.6	340.3	0.0	0.0	3828.8
<b>COMBINAZIONI ALLO SLE (FREQUENTE) ALLO SPICCATO PILA</b>					
	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
COMBINAZIONE 1	30157.9	340.3	0.0	13642.7	3828.8
COMBINAZIONE 2	28693.5	340.3	0.0	11390.5	3828.8
COMBINAZIONE 3	29302.8	340.3	0.0	10312.3	3828.8
COMBINAZIONE 4	27399.6	430.7	75.5	975.2	4334.8

T00VI03STRRE13\_B

7.1.2 Combinazioni delle azioni per la verifica della zattera

<b>RIEPILOGO AZIONI A QUOTA INTRADOSSO ZATTERA</b>					
	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
Carichi permanenti strutturali	34700.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Carichi permanenti portati	3520.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Carichi mobili (max N)	4797.0	0.0	0.0	23726.4	0.0
Carichi mobili (max ML)	2250.3	0.0	0.0	19809.6	0.0
Carichi mobili (max MT)	3310.0	0.0	0.0	17934.4	0.0
Frenatura	0.0	209.9	0.0	0.0	3410.8
Centrifuga	0.0	0.0	44.0	715.6	0.0
Azioni parassite	0.0	340.3	0.0	0.0	4509.5
Vento impalcato carico	0.0	451.6	908.6	14263.6	3432.8
Vento impalcato scarico	0.0	451.6	377.3	5630.8	3432.8
Azioni senza forze esterne	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sisma longitudinale (±)	0.0	4397.7	0.0	0.0	52241.7
Sisma trasversale (±)	0.0	0.0	4397.7	52241.7	0.0
Sisma verticale	2954.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>COMBINAZIONE DELLE AZIONI E RESISTENZE PER LA VERIFICA DELLA FONDAZIONE</b>					
<b>COMBINAZIONE DELLE AZIONI</b>					
COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)					
$F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \dots$					
COMBINAZIONE SISMICA					
$F_d = E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} + \dots$					
COMBINAZIONE CARATTERISTICA RARA (SLE-R)					
$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \dots$					
COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE-F)					
$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$					
COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE-QP)					
$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$					
<b>DEFINIZIONE DEI GRUPPI</b>					
	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
GRUPPO 1 MAX N (TS+UDL)	4797.0	0.0	0.0	23726.4	0.0
GRUPPO 1 MAX M <sub>T</sub> (TS+UDL)	2250.3	0.0	0.0	19809.6	0.0
GRUPPO 1 MAX M <sub>L</sub> (TS+UDL)	3310.0	0.0	0.0	17934.4	0.0
GRUPPO 2a MAX N ( $\psi_1$ TS + $\psi_1$ UDL + FREN)	2758.3	209.9	0.0	13642.7	3410.8
GRUPPO 2a MAX M <sub>L</sub> ( $\psi_1$ TS + $\psi_1$ UDL + FREN)	1293.9	209.9	0.0	11390.5	3410.8
GRUPPO 2a MAX M <sub>T</sub> ( $\psi_1$ TS + $\psi_1$ UDL + FREN)	1903.2	209.9	0.0	10312.3	3410.8
GRUPPO 2b MAX N ( $\psi_1$ TS + $\psi_1$ UDL + CENT)	2758.3	0.0	44.0	14358.3	0.0
GRUPPO 2b MAX M <sub>L</sub> ( $\psi_1$ TS + $\psi_1$ UDL + CENT)	1293.9	0.0	44.0	12106.1	0.0
GRUPPO 2b MAX M <sub>T</sub> ( $\psi_1$ TS + $\psi_1$ UDL + CENT)	1903.2	0.0	44.0	11027.9	0.0



**COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO A QUOTA INTRADOSSO ZATTERA (A1+M1)**

	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
COMBINAZIONE 1	58601.8	865.9	817.7	44868.0	9177.4
COMBINAZIONE 2	55163.6	865.9	817.7	39580.2	9177.4
COMBINAZIONE 3	56594.3	865.9	817.7	37048.7	9177.4
COMBINAZIONE 4	41176.3	746.8	817.7	44868.0	7599.0
COMBINAZIONE 5	37738.1	746.8	817.7	39580.2	7599.0
COMBINAZIONE 6	39168.8	746.8	817.7	37048.7	7599.0
COMBINAZIONE 7	55849.5	1136.8	1362.8	39813.1	11237.1
COMBINAZIONE 8	53872.6	1136.8	1362.8	36772.6	11237.1
COMBINAZIONE 9	54695.2	1136.8	1362.8	35317.0	11237.1
COMBINAZIONE 10	38424.0	1017.7	1362.8	39813.1	9658.7
COMBINAZIONE 11	36447.0	1017.7	1362.8	36772.6	9658.7
COMBINAZIONE 12	37269.7	1017.7	1362.8	35317.0	9658.7
COMBINAZIONE 13	55849.5	1149.2	817.7	31254.9	13782.0
COMBINAZIONE 14	53872.6	1149.2	817.7	28214.5	13782.0
COMBINAZIONE 15	54695.2	1149.2	817.7	26758.8	13782.0
COMBINAZIONE 16	38424.0	1030.1	817.7	31254.9	12203.7
COMBINAZIONE 17	36447.0	1030.1	817.7	28214.5	12203.7
COMBINAZIONE 18	37269.7	1030.1	817.7	26758.8	12203.7
COMBINAZIONE 19	55849.5	865.9	877.2	32221.0	9177.4
COMBINAZIONE 20	53872.6	865.9	877.2	29180.5	9177.4
COMBINAZIONE 21	54695.2	865.9	877.2	27724.9	9177.4
COMBINAZIONE 22	38424.0	746.8	877.2	32221.0	7599.0
COMBINAZIONE 23	36447.0	746.8	877.2	29180.5	7599.0
COMBINAZIONE 24	37269.7	746.8	877.2	27724.9	7599.0
COMBINAZIONE 25	52125.8	1136.8	566.0	8446.3	11237.1
COMBINAZIONE 26	34700.3	1017.7	566.0	8446.3	9658.7
27- Sisma longitudinale (V+)	39106.8	4738.1	1319.3	15672.5	56751.2
28- Sisma longitudinale (V-)	37334.4	4738.1	1319.3	15672.5	56751.2
29- Sisma trasversale (V+)	39106.8	1659.7	4397.7	52241.7	20182.0
30- Sisma trasversale (V-)	37334.4	1659.7	4397.7	52241.7	20182.0
31- Sisma verticale (V+)	41174.6	1659.7	1319.3	15672.5	20182.0
32- Sisma verticale (V-)	35266.5	1659.7	1319.3	15672.5	20182.0

**COMBINAZIONI ALLO SLE (RARA) A QUOTA INTRADOSSO ZATTERA**

	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
COMBINAZIONE 1	43017.6	611.3	545.1	32284.6	6569.2
COMBINAZIONE 2	40470.8	611.3	545.1	28367.8	6569.2
COMBINAZIONE 3	41530.5	611.3	545.1	26492.6	6569.2
COMBINAZIONE 4	38220.6	791.9	377.3	5630.8	7942.3

**COMBINAZIONI ALLO SLE (QUASI PERMANENTE) A QUOTA INTRADOSSO ZATTERA**

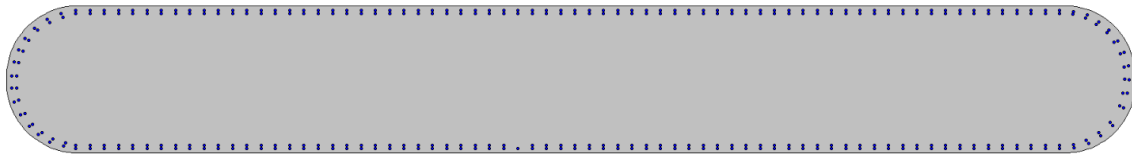
	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
COMBINAZIONE 1	38220.6	340.3	0.0	0.0	4509.5

**COMBINAZIONI ALLO SLE (FREQUENTE) A QUOTA INTRADOSSO ZATTERA**

	N [kN]	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
COMBINAZIONE 1	40978.9	340.3	0.0	13642.7	4509.5
COMBINAZIONE 2	39514.5	340.3	0.0	11390.5	4509.5
COMBINAZIONE 3	40123.8	340.3	0.0	10312.3	4509.5
COMBINAZIONE 4	38220.6	430.7	75.5	1126.2	5196.1

## 7.2 Verifiche fusto pila

La sezione è armata con doppio strato di Ø30/20 lungo tutto il contorno. L'armatura minima per il taglio è costituita da staffe Ø14/20x40..

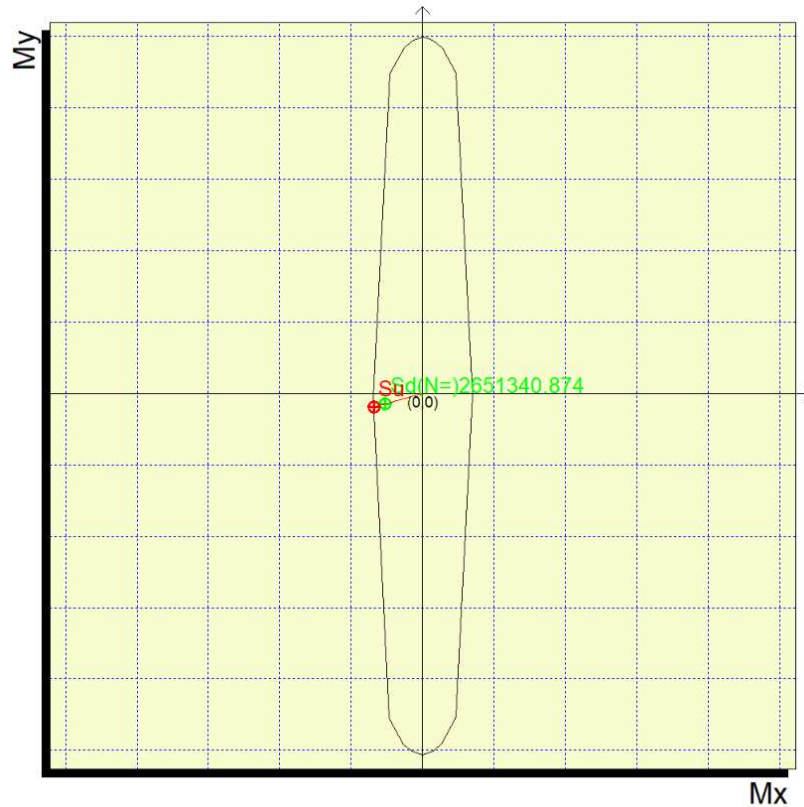


### 7.2.1 Verifiche a pressoflessione

	N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]	COMBO
COMBINAZIONE N <sub>MIN</sub>	23879	7314	7623	COMBINAZIONE 26
COMBINAZIONE N <sub>MAX</sub>	43994	43233	7446	COMBINAZIONE 1
COMBINAZIONE M <sub>L, MAX</sub>	26513	43446	16863	30- Sisma trasversale (V-)
COMBINAZIONE M <sub>T, MAX</sub>	26513	13034	47275	28- Sisma longitudinale (V-)

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	-76233299	-73143164	2387934	8.118>1	2.873>1
2	-74456167	-432325617	4399352	4.977>1	1.741>1
3	-168626904	-434462181	2651341	3.282>1	2.009>1
4	-472750431	-130338654	2651341	1.303>1	1.2>1

Si riporta il dominio per la combinazione peggiore:



### 7.2.2 Verifiche a taglio

	N [kN]	HL [kN]	HT [kN]	Composizione H [kN]	COMBO
COMBINAZIONE HL <sub>MAX</sub>	28286	4738	1319	4918	27- Sisma longitudinale (V+)
COMBINAZIONE HT <sub>MAX</sub>	28286	1660	4398	4700	29- Sisma trasversale (V+)
COMBINAZIONE N <sub>MIN</sub>	23879	1018	566	1164	COMBINAZIONE 26
COMBINAZIONE MAX COMPOSIZIONE H	28286	--	--	4918	27- Sisma longitudinale (V+)

	Mx (daN*cm)	My (daN*cm)	N (daN)	Tx (daN)	Ty (daN)	bwx (cm)	hux (cm)	bwy (cm)	huy (cm)	Asl.x [cmq]	Asl.y [cmq]
1	-76233298.8	-73143164.1	2387933.8	56596.9	101770.7	79.78	1215.58	1452.59	191.39	452.4	1067.4
2	-74456166.8	-432325617.2	4399351.9	56596.9	101770.7	79.78	1215.58	1452.59	191.39	452.4	1067.4
3	-168526904.4	-434462181.4	2651340.9	439773.3	165966.0	79.78	1215.58	1452.59	191.39	452.4	1067.4
4	-472750431.4	-130338654.4	2651340.9	131932.0	473807.3	79.78	1215.58	1452.59	191.39	452.4	1067.4

	Aswx [cmq/m]	Aswy [cmq/m]	Sig.cp	fck	GammaC	fywk	GammaS	Vrd.x (daN)	Vrd.y (daN)	
1	15.4	30.8	7.5	307.1	1.5	3913.0	1.2	318874.8	1004714.6	non serve armatura a taglio
2	15.4	30.8	13.9	307.1	1.5	3913.0	1.2	318874.8	1004714.6	non serve armatura a taglio
3	15.4	30.8	8.4	307.1	1.5	3913.0	1.2	1432597.0	451117.5	Armatura a taglio sufficiente
4	15.4	30.8	8.4	307.1	1.5	3913.0	1.2	318874.8	1004714.6	non serve armatura a taglio

T00VI03STRRE13\_B

7.2.3 Verifiche a fessurazione

COMBINAZIONE FREQUENTE				
		N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]
COMBINAZIONE 1		30157.9	13642.7	3828.8
COMBINAZIONE 2		28693.5	11390.5	3828.8
COMBINAZIONE 3		29302.8	10312.3	3828.8
COMBINAZIONE 4		27399.6	975.2	4334.8

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
-38288250	-136427016	3015791	15	0	0	0	0.0000E00	14.5	0.8	0	1	0.8
-38288250	-113904984	2869351	15	0	0	0	0.0000E00	14.5	0.8	0	1	0.8
-38288250	-103122656	2930285	15	0	0	0	0.0000E00	14.5	0.8	0	1	0.8
-43347590	-9752422	2739961	15	0	0	0	0.0000E00	14.5	0.8	0	1	0.8

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				
		N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]
COMBINAZIONE 1		27399.6	0.0	3828.8

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
-38288250	0	2739961	15	0	0	0	0.0000E00	14.5	0.8	0	1	0.8

### 7.3 Verifiche pulvino

Il pulvino è stato dimensionato come una mensola di sbalzo pari alla distanza dal fusto pila all'estremità del pulvino e carico concentrato in prossimità della trave più esterna.

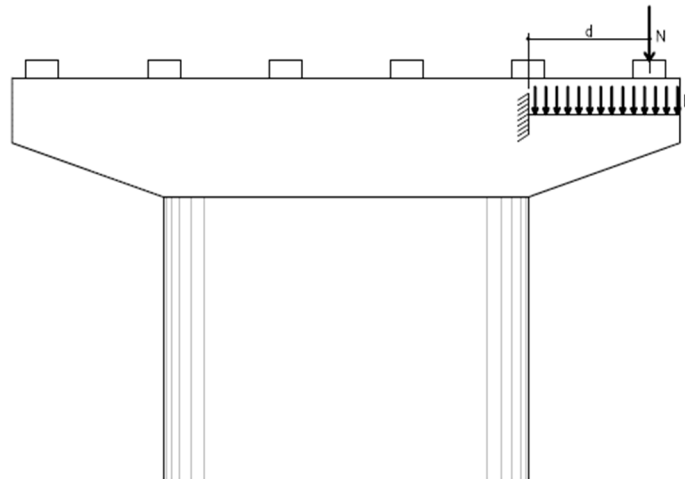


Figura 4: Modello di calcolo del pulvino

Trattandosi di un impalcato a graticcio, per la ripartizione degli scarichi agenti sulla singola trave, è stato utilizzato il metodo di Courbon (rigidezza torsionale trascurabile e presenza di infiniti traversi infinitamente rigidi) che prevede l'utilizzo dei coefficienti di ripartizione.

La disposizione dei carichi sulla superficie carrabile è quella che determina la sollecitazione massima sulla trave più esterna (corsia 1 in adiacenza al cordolo e le altre corsie a seguire).

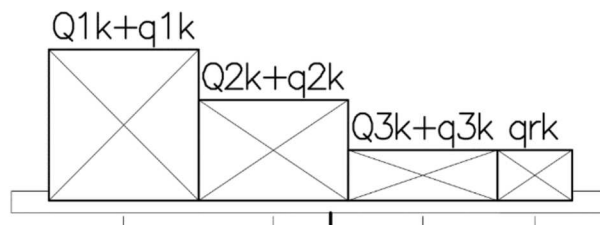


Figura 5: Disposizione carichi trasversale carichi mobili

**PROGETTO DEFINITIVO**

RIPARTIZIONE TRASVERSALE ALLA COURBON - GENERALE		
n	numero travi	7
i	interasse travi	3.5
	yi	
y1	distanza baricentro travi-trave 1	-10.5
y2	distanza baricentro travi-trave 2	-7
y3	distanza baricentro travi-trave 3	-3.5
y4	distanza baricentro travi-trave 4	0
y5	distanza baricentro travi-trave 5	3.5
y6	distanza baricentro travi-trave 6	7
y7	distanza baricentro travi-trave 7	10.5
y8	distanza baricentro travi-trave 8	
y9	distanza baricentro travi-trave 9	
y10	distanza baricentro travi-trave 10	
yc1	distanza baricentro travi-corsia 1	-10.05
yc2	distanza baricentro travi-corsia 2	-7.05
yc3	distanza baricentro travi-corsia 3	-4.05
yc4	distanza baricentro travi-corsia 4	4.46
yc5	distanza baricentro travi-corsia 5	0
yc6	distanza baricentro travi-corsia 6	0

A		B		C	
Reazione unitaria		Moltiplicatore reazioni unitarie (TS) [kN]	A x B [kN]	Moltiplicatore reazioni unitarie (UDL) [kN/m]	A x C [kN/m]
r11	0.451	300	135	27	12.2
r12	0.359	200	72	7.5	2.7
r13	0.267	100	27	7.5	2.0
r14	0.006			7.5	0.0
r15	0.143			0	0.0
r16	0.143			0	0.0
		Azione sulla trave [kN]	233.6	Azione sulla trave [kN/m]	16.9

Nel seguito si riportano gli scarichi agenti sulla trave esterna, le sollecitazioni agenti sulla sezione di calcolo per ogni combinazione considerata e l'armatura della sezione.

**PROGETTO DEFINITIVO**

Carichi mobili (UDL)	718.4	
<b>Scarico Mobile (UDL+TS)</b>	<b>1186 kN</b>	
Carichi permanenti strutturali (G1)		
<b>Peso Acciaio</b>	<b>521 kN</b>	
<b>Soletta</b>	<b>990 kN</b>	
<b>Cordolo</b>	<b>335 kN</b>	
Carichi permanenti portati (G2)		
<b>Pavimentazione</b>	<b>420.75 kN</b>	
<b>Barriere</b>	<b>127.5 kN</b>	
Scarico_SLU		
	<b>6130.0 kN</b>	
Scarico_SLE_Rara	3579 kN	
Scarico_SLE_Frq	3031 kN	
Scarico_SLE_Qp	2394 kN	

**Stato limite ultimo**

Spinta massima indotta dall'appoggio	$N_{tot}$	6130 [kN]
Braccio	$d$	3.00 [m]
Lunghezza totale mensola	$L$	3.75 [m]
Peso Pulvino	$P_p$	538 [kN]
Azione orizzontale termica		
eccentricità termica	$F_T$	14 [kN]
	$e$	3 [m]
Azione orizzontale VENTO		
eccentricità vento	$F_V$	182 [kN]
	$e$	5 [m]
Azione orizzontale CENTRIFUGA		
eccentricità centrifuga	$F_c$	9 [kN]
	$e$	5 [m]
Trazione	$T$	205 [kN]
Momento massimo sezione di verifica	$M$	18442 [kNm]

**Stato limite esercizio Combinazione RARA**

Spinta massima indotta dall'appoggio	$N_{tot}$	3579 [kN]
Braccio	$d$	3.00 [m]
Lunghezza mensola	$L$	3.75 [m]
Peso Pulvino	$P_p$	538 [kN]
Azione orizzontale termica su sbalzo		
eccentricità termica	$F_T$	9 [kN]
	$e$	2.9 [m]
Azione orizzontale VENTO su sbalzo		
eccentricità vento	$F_V$	121 [kN]
	$e$	5.4 [m]
Azione orizzontale centrifuga su sbalzo		
eccentricità centrifuga	$F_c$	6 [kN]
	$e$	4.5 [m]
Trazione	$T$	137 [kN]
Momento massimo sezione di verifica	$M_{max}$	10435 [kNm]

T00VI03STRRE13\_B

***Stato limite esercizio Combinazione FREQUENTE***

Spinta massima indotta dall'appoggio	$N_{tot}$	3031 [kN]
Braccio	$d$	3.00 [m]
Lunghezza mensola	$L$	3.75 [m]
Peso Pulvino	$P_p$	538 [kN]
Azione orizzontale termica su sbalzo	$F_T$	9 [kN]
eccentricità termica	$e$	3 [m]
Azione orizzontale VENTO su sbalzo	$F_V$	121 [kN]
eccentricità vento	$e$	5 [m]
Azione orizzontale centrifuga su sbalzo	$F_c$	6 [kN]
eccentricità centrifuga	$e$	5 [m]
Trazione	$T$	137 [kN]
Momento massimo sezione di verifica	$M_{max}$	8792 [kNm]

***Stato limite esercizio Combinazione QUASI PERMANENTE***

Spinta massima indotta dall'appoggio	$N_{tot}$	2394 [kN]
Braccio	$d$	3.00 [m]
Lunghezza mensola	$L$	3.75 [m]
Peso Pulvino	$P_p$	538 [kN]
Azione orizzontale termica su sbalzo	$F_T$	9 [kN]
eccentricità termica	$e$	3 [m]
Azione orizzontale VENTO su sbalzo	$F_V$	121 [kN]
eccentricità vento	$e$	5 [m]
Azione orizzontale centrifuga su sbalzo	$F_c$	6 [kN]
eccentricità centrifuga	$e$	5 [m]
Trazione	$T$	137 [kN]
Momento massimo sezione di verifica	$M_{max}$	6879 [kNm]



**Sezione verifica**

Larghezza sezione	$b_w$	2.7	[m]
Altezza sezione	$h_{sez}$	2.95	[m]

**Armatura tesa**

**strato 1**

diametro armatura	$\phi$	26	[mm]
interasse barre	$i_\phi$	10	[cm]
numero barre	$n_\phi$	27	[]
copriferro di calcolo strato 1	c	45	[mm]
Armatura corrente	$\phi$	16	[mm]
area armatura tesa strato 1	$A_{s1}$	14335	[mm <sup>2</sup> ]

**strato 2**

Secondo strato		SI	
diametro armatura	$\phi$	26	[mm]
interasse barre	$i_\phi$	20	[cm]
numero barre	$n_\phi$	13.5	
spessore tra strati	s	26	[mm]
area armatura tesa strato 2	$A_{s2}$	7168	[mm <sup>2</sup> ]
area armatura tesa	$A'_{tesa}$	21503	[mm <sup>2</sup> ]
altezza utile	d	2859	[mm]

**Armatura compressa**

**strato 1**

diametro armatura	$\phi$	26	[mm]
interasse barre	$i_\phi$	10	[cm]
numero barre	$n_\phi$	27	[]
copriferro di calcolo strato 1	c	45	[mm]
area armatura tesa strato 1	$A'_{comp}$	14335	[mm <sup>2</sup> ]

**7.3.1 Verifica a pressoflessione**

Sforzo normale di progetto (+ di trazione)	$N_{ed}$	205.1	[kN]
Momento flettente di progetto	$M_{ed}$	18441.6	[kN/m]
Momento Resistente	$M_{rd}$	23200.1	[kN/m]
Fattore di sicurezza	$M_{ed}/M_{rd}$	0.79	[-]

Verifica Soddisfatta

### 7.3.2 Verifica a taglio

#### Senza elementi trasversali resistenti a taglio

Rapporto geometrico di armatura longitudinale	$\rho_l$	0.003
$1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1.3
$0.035k^{3/2} f_{ck}$	$V_{min}$	0.287 [MPa]
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	0.0 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33.2 [MPa]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.8 [MPa]
Coefficiente che tiene conto della prossimità dell'appoggio	$a_v/2d$	1.0 []
Sforzo di taglio	$V_{ed}$	6130 [kN]
Resistenza a taglio	$V_{rd}$	2488 [kN]
	$V_{ed}/V_{rd}$	2.46 [-]

**Inserire Armatura a Taglio**

#### Con elementi trasversali resistenti a taglio

Numero armature trasversali	$n^\circ \phi$	6 [-]
Diametro armature trasversali	$\phi_d$	16 [mm]
Interasse armature trasversali	s	400 [mm]
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	1206.37 [mm <sup>2</sup> ]
Angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	$\alpha$	90 [°]
Coefficiente maggiorativo in elementi compressi	$\alpha_c$	1.0 [-]
Coefficiente di riduzione resistenza a compressione cls	$v_1$	0.50 [mm]
Resistenza a compressione del cls ridotta	$f'_{cd}$	9.41 [MPa]
Resistenza di progetto acciaio	$f_{yd}$	391.30 [MPa]
Angolo di inclinazione puntone compresso rispetto asse trave	$\theta$	12.44 [mm]
	$\cot \theta$	2.50 []
Resistenza a taglio trazione	$V_{Rsd}$	7591 [kN]
Resistenza a taglio compressione	$V_{Rcd}$	22563 [kN]
Sforzo di taglio	$V_{ed}$	6130 [kN]
Resistenza a taglio	$V_{rd}$	7591 [kN]
	$V_{ed}/V_{rd}$	0.81 [kN]

**Verifica Soddisfatta**

### 7.3.3 Verifica a fessurazione

#### Criteri di verifica

Condizioni Ambientali	Aggressive
Armatura	Poco Sensibile

#### Stato limite di verifica

Combinazione frequente :	Stato limite di apertura delle fessure	w2	0.3	[mm]
Combinazione quasi permanente :	Stato limite di apertura delle fessure	w1	0.2	[mm]

#### SLE - Verifica a fessurazione (Stato limite di apertura delle fessure) - Combinazione Frequente

Ricoprimento armatura	c	45 [mm]	
Interasse barre tese	s	100 [mm]	
Diametro equivalente barre tese	$\phi_{eq}$	26 [mm]	
Coefficiente di aderenza del cls alla barra	$k_1$	0.8 []	
Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	$k_2$	0.5 []	
	$k_3$	3.4 []	
	$k_4$	0.425 []	
Area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	$A_s$	21502.68 [mm <sup>2</sup> ]	
Altezza efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$h_{c,eff}$	228.3 [mm]	
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	616500 [mm <sup>2</sup> ]	
$A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{eff}$	0.03 []	
Distanza media tra le fessure	$\Delta_{s,max}$	280 [mm]	
	$0.6 \sigma_s / E_s$	0.00047 []	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	156.5 [MPa]	
rapporto $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5.94 []	
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0.4 []	
Deformazione unitaria media delle barre d'armatura	$\epsilon_{eq}$	0.000568 []	
Sforzo normale (- per trazione)	$N_{ed}$	-137 [kN]	usa trazion
Momento flettente	$M_{ed}$	8792 [MPa]	SI
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	$w_d$	0.16 [mm]	
Valore limite di apertura delle fessure	$w_{max}$	0.3 [mm]	
	$w_d/w_{max}$	0.53 [-]	

Verifica Soddisfatta

***SLE - Verifica a fessurazione (Stato limite di apertura delle fessure) - Combinazione Quasi Permanente***

Ricoprimento armatura	c	45 [mm]	
Interasse barre tese	s	100 [mm]	
Diametro equivalente barre tese	$\phi_{eq}$	26 [mm]	
Coefficiente di aderenza del cls alla barra	$k_1$	0.8 []	
Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	$k_2$	0.5 []	
	$k_3$	3.4 []	
	$k_4$	0.425 []	
	$A_s$	21503 [mm <sup>2</sup> ]	
Area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	$A_s$	21503 [mm <sup>2</sup> ]	
Altezza efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$h_{c,eff}$	228.3 [mm]	
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	616500 [mm <sup>2</sup> ]	
$A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{eff}$	0.03 []	
Distanza media tra le fessure	$\Delta_{s,max}$	280 [mm]	
	$0.6 \sigma_s / E_s$	0.00037 []	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	123.1 [MPa]	
rapporto $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5.94 []	
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0.4 []	
Deformazione unitaria media delle barre d'armatura	$\epsilon_{eq}$	0.000401 []	
Sforzo normale (- per trazione)	$N_{ed}$	-137 [kN]	usa trazione
Momento flettente	$M_{ed}$	6879 [MPa]	SI
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	$w_d$	0.112 [mm]	
Valore limite di apertura delle fessure	$w_{max}$	0.200 [mm]	
	$w_d/w_{max}$	0.56 [-]	
		<b>Verifica Soddisfatta</b>	