



# COMUNE DI ASTI

## Provincia di Asti



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU

*"PNRR - Interventi per la resilienza, la valorizzazione del territorio e  
l'efficienza energetica dei Comuni - M2C4 - Investimento 2.2"*

### *INTERVENTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA SU CAVALCAVIA/CAVALCAFERROVIA "GIOLITTI"*

"TRATTO RICOMPRESO TRA STRADA GAZOGENO E SPALLA TERMINALE"

CUP: G37H20001160001

## PROGETTO ESECUTIVO

## RELAZIONE DI CALCOLO

IL PROGETTISTA:

DOTT. ING. BOERO ELIO

appartenente allo studio tecnico B.Z. di  
Dott. Ing. BOERO ELIO e Dott. Ing. ZAPPALÀ FELICE  
Via Don G. G. 15 - Villanova d'Asti - AI  
Tel/Fax 0141 943360 e-mail: elio.boero@uni.it



IL RUP :

Ing. Paolo CARANTONI

ELABORATO N. 12

DATA: Novembre 2022

---

## 1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Le opere trattate nella presente relazione sono relative all' intervento di manutenzione straordinaria al cavalcavia/cavalcaferrovia Giolitti, corrente nel centro abitato della città di Asti nel tratto ricompreso tra la spalla SF lato P.zza Saragat fino alla pilastrata P37 di sostegno della campata n.19.

Si procederà all' analisi di:

- nuovo sbalzo laterale in c.a.o. lato pista ciclabile;
- sbalzo di testata esistente in c.a.o.;
- nuovi cordoli in c.a.o. a supporto di parapetto e barriera di sicurezza stradale;
- nuovi apparecchi di appoggio in neoprene armato;
- comportamento di una campata "tipo" sotto il profilo dinamico – modale;
- elementi principali costituenti l' intelaiatura di supporto da realizzare intorno ai piloni del cavalcavia grazie alla quale potrà realizzarsi il sollevamento dell' impalcato tramite cilindri di sollevamento.

## 2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

*"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".*

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

*"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".*

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

*"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".*

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

**Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)  
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

**UNI EN 1991-2, Eurocodice 1 Azioni sulle strutture Parte 2: Carico da traffico sui ponti** (Versione italiana Gennaio 2009)

La norma definisce i sovraccarichi associati al traffico stradale, ferroviario e pedonale.

**Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti** (Allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019, espresso in modalità "agile" a distanza dall' Assemblea Generale in data 17.04.2020 )

Si precisa, che le Linee guida sopracitate, nella loro Appendice prevedono per i ponti esistenti l' utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza allo Stato limite ultimo per carichi permanenti, variabili da traffico, materiali da costruzione di valore inferiore rispetto a quelli contenuti nella normativa vigente NTC 2018; in quanto le

strutture esistenti hanno già superato eventuali problematiche relative ad esempio ai grandi errori progettuali, costruttivi, a circostanze non prevedibili in fase di progettazione, ecc..

Ciononostante nell' analisi condotta per le nuove opere (vedasi sbalzo in c.a.o.) si è optato all' utilizzo dei parametri come da NTC in previsione di future variazioni viabilistiche coinvolgenti l' infrastruttura presentata dalla presente o dalle successive Amministrazioni.

### 3- MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

#### CALCESTRUZZO

Caratteristiche calcestruzzo armato														
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	R <sub>ck</sub>	R <sub>cm</sub>	%R <sub>ck</sub>	γ <sub>c</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	f <sub>cfm</sub>	n Ac
[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>Clas C32/40_B450C - (C32/40) SBALZO E CORDOLI</b>														
001	25,000	0,000010	33.643	14.018	60	P	40,00	-	0,85	1,50	18,81	1,45	3,72	002

#### LEGENDA:

N <sub>id</sub>	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ <sub>k</sub>	Peso specifico.
α <sub>T, i</sub>	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C <sub>Erid</sub>	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E <sub>sisma</sub> = E·C <sub>Erid</sub> ].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R <sub>ck</sub>	Resistenza caratteristica cubica.
R <sub>cm</sub>	Resistenza media cubica.
%R <sub>ck</sub>	Percentuale di riduzione della R <sub>ck</sub>
γ <sub>c</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f <sub>cd</sub>	Resistenza di calcolo a compressione.
f <sub>ctd</sub>	Resistenza di calcolo a trazione.
f <sub>cfm</sub>	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

#### ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	Stz	f <sub>yk,1</sub> / f <sub>yk,2</sub>	f <sub>tk,1</sub> / f <sub>tk,2</sub>	f <sub>yd,1</sub> / f <sub>yd,2</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	NCn t	γ <sub>M7</sub> Cnt
[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]							
<b>Acciaio B450C - (B450C) PER OPERE IN C.A.O.</b>																
002	78.500	0,000010	210.00 0	80.769	P	450,00 -	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-	-
<b>Acciaio S275 PER CASTELLI METALLICI</b>																
004	78.500	0,000012	210.00 0	80.769	P	275,00 255,00	430 410	250,00 227,27	-	-	1,10	1,25	-	-	-	-
<b>Acciaio S450 PER PIATTE METALLICHE SBALZO</b>																
004	78.500	0,000012	210.00 0	80.769	P	440,00 420,00	550 410	400,00 381,82	-	-	1,10	1,25	-	-	-	-

#### LEGENDA:

N <sub>id</sub>	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ <sub>k</sub>	Peso specifico.
α <sub>T, i</sub>	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f <sub>tk,1</sub>	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
f <sub>tk,2</sub>	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f <sub>td</sub>	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ <sub>s</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.

## Caratteristiche acciaio

N <sub>id</sub>	$\gamma_k$	$\alpha_{T, i}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}/f_{yk,2}$	$f_{tk,1}/f_{tk,2}$	$f_{yd,1}/f_{yd,2}$	$f_{td}$	$\gamma_s$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	$\gamma_{M7}$	
															NCn t	Cnt
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]							

**$\gamma_{M1}$**  Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.

**$\gamma_{M2}$**  Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.

**$\gamma_{M3,SLV}$**  Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).

**$\gamma_{M3,SLE}$**  Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).

**$\gamma_{M7}$**  Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.

**$f_{yk,1}$**  Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con  $t \leq 40$  mm).

**$f_{yk,2}$**  Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con  $40 \text{ mm} < t \leq 80$  mm).

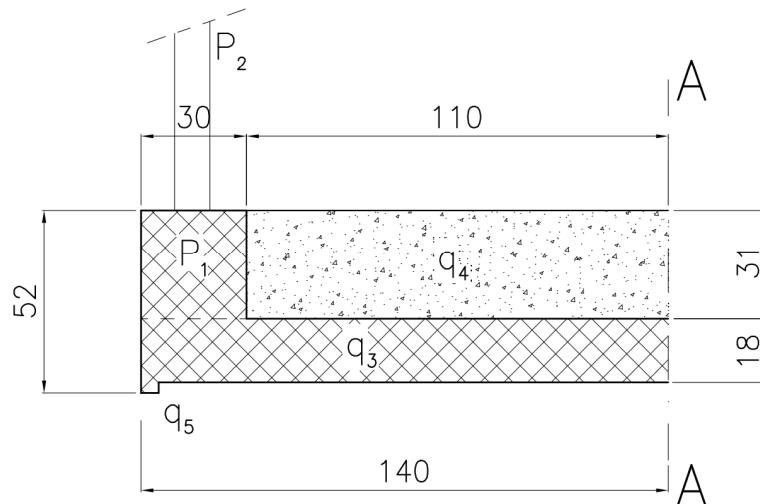
**$f_{yd,1}$**  Resistenza di calcolo (per profili con  $t \leq 40$  mm).

**$f_{yd,2}$**  Resistenza di calcolo (per profili con  $40 \text{ mm} < t \leq 80$  mm).

**NOTE** [-] = Parametro non significativo per il materiale.

Con il presente intervento si ritiene:

- Schema nuovo sbalzo



$P_1$	$= 0,31 \cdot 0,30 \cdot 2,50 =$	2,325 t/m	peso proprio cordolo
$P_2$	$= 5 \cdot 0,00988 \cdot 3,00 \cdot 7,85 / 10,90 =$	0,0375 t/m	peso proprio ringhiera
$q_3$	$= 0,18 \cdot 2,50 =$	0,45 t/m <sup>2</sup>	peso proprio soletta
$q_4$	$= 0,31 \cdot 1,50 =$	0,465 t/m <sup>2</sup>	peso proprio riempimento
$q_5$	$= 0,05 \cdot 0,03 \cdot 2,50 =$	0,004 t/m	peso proprio dentino

- Sollecitazione flessionale indotta dai carichi permanenti nella sezione A-A:

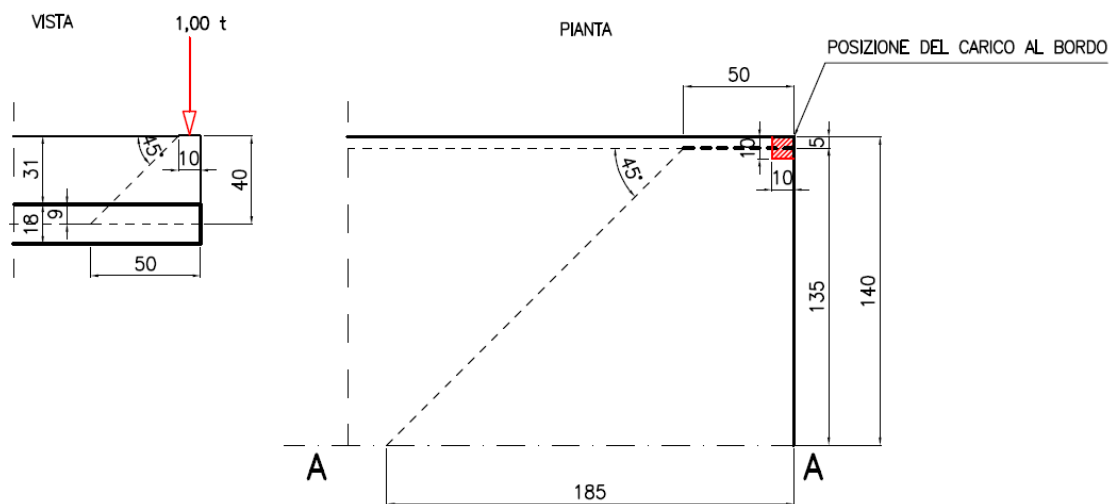
$M_{p1} = 0,2325 \cdot 1,25 =$	0,29063 tm	momento cordolo
$M_{p2} = 0,0375 \cdot 1,25 =$	0,04688 tm	momento ringhiera
$M_{q3} = 0,45 \cdot 1,40^2 / 2 =$	0,441 tm	momento soletta
$M_{q4} = 0,465 \cdot 1,10^2 / 2 =$	0,28133 tm	momento riempimento
$M_{q5} = 0,004 \cdot 1,38 =$	<u>0,00552 tm</u>	<u>momento dentino</u>
TOTALE		<b>1,06536 tm</b>

- *Sollecitazione flessionale indotta da carico variabile da traffico secondo punto 5.1.3.3.5 NTC 2018 (schema di carico 4), carico isolato  $P=1,00$  t su impronta di cm.  $10 \times 10$ .*

Il carico si diffonde dal piano viabile secondo un angolo di  $45^\circ$  fino ad intercettare il piano medio della soletta in c.a.o. oltre ad una diffusione sempre secondo un angolo di  $45^\circ$  nel piano orizzontale fino ad intercettare la sezione di verifica. La valutazione si farà per n.2 posizioni del carico; al bordo (in prossimità del giunto di dilatazione) e in posizione centrale.

Posizione al bordo soletta

La posizione del carico a fini conservativi è stata portata al limite esterno dello sbalzo togliendo la ringhiera.



$$M_{A-A} = 1,00 \times 1,35 = 1,35 \text{ tm} \quad \text{momento flettente indotto dal carico}$$

$$M_{A-Am} = 1,35 / 1,85 = 0,73 \text{ tm} \quad \text{momento flettente al ml}$$

Associando la folla compatta (punto 5.1.3.3.5 NTC 2018 schema di carico n.5)  $q_k = 0,25 \text{ t/m}^2$

$$M_f = 0,25 \times 1,40^2 / 2 = 0,245 \text{ tm}$$

Il momento totale agente allo SLU sarà:

$$M_{\text{tot}} = (0,73 + 0,245 + 1,01848) \times 1,35 = 2,69 \text{ tm}$$

$M_p = 1,01848$  tm momento flettente da carichi permanenti al netto della sollecitazione indotta dalla ringhiera.

Si procede al calcolo dell' armatura:

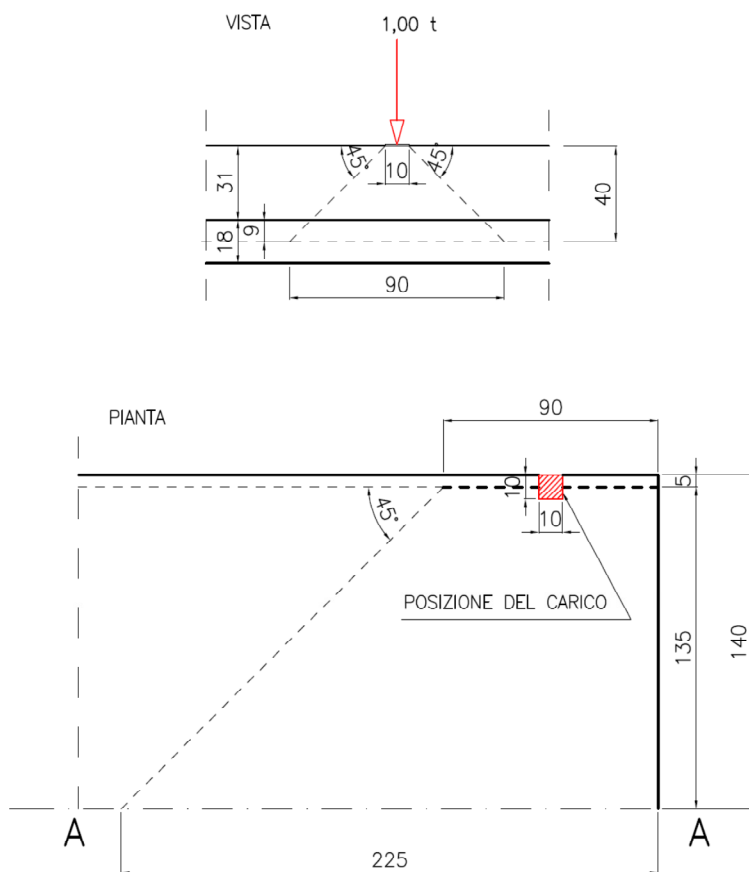
$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{269.000}{100 \times 15^2 \times 188,1} = 0,06 < \mu_{\text{lim}} \text{ momento ridotto adimensionale}$$

$\omega = 0,07$  rapporto meccanico d' armatura

$$A_f = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,07 \times 100 \times 15 \times 188,1}{3.913} = 5,04 \text{ cm}^2 \text{ area armatura}$$

Armatura esistente presente  $9\phi 18/\text{ml}$  pari ad  $A_f = 22,86 \text{ cm}^2$  **VERIFICATO**

Posizione intermedia



---

$$M_{A-A} = 1,00 \times 1,35 = 1,35 \text{ tm} \quad \text{momento flettente indotto dal carico}$$

$$M_{A-Am} = 1,35 / 2,25 = 0,60 \text{ tm} \quad \text{momento flettente al ml}$$

Si procede come al paragrafo precedente associando la folla compatta (punto 5.1.3.3.5 NTC 2018 schema di carico n.5)  $q_k = 0,25 \text{ t/m}^2$

$$M_f = 0,25 \times 1,40^2 / 2 = 0,245 \text{ tm}$$

Il momento totale agente allo SLU sarà:

$$M_{\text{tot}} = (0,60 + 0,245 + 1,01848) \times 1,35 = 1,86 \text{ tm}$$

Calcolo dell' armatura:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{186.000}{100 \times 15^2 \times 188,1} = 0,04 < \mu_{\text{lim}} \quad \text{momento ridotto adimensionale}$$

$\omega = 0,05$  rapporto meccanico d' armatura

$$A_f = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,05 \times 100 \times 15 \times 188,1}{3.913} = 3,60 \text{ cm}^2 \quad \text{area armatura}$$

Armatura esistente presente 9 $\phi$ 18/ml pari ad  $A_f = 22,86 \text{ cm}^2$  **VERIFICATO**

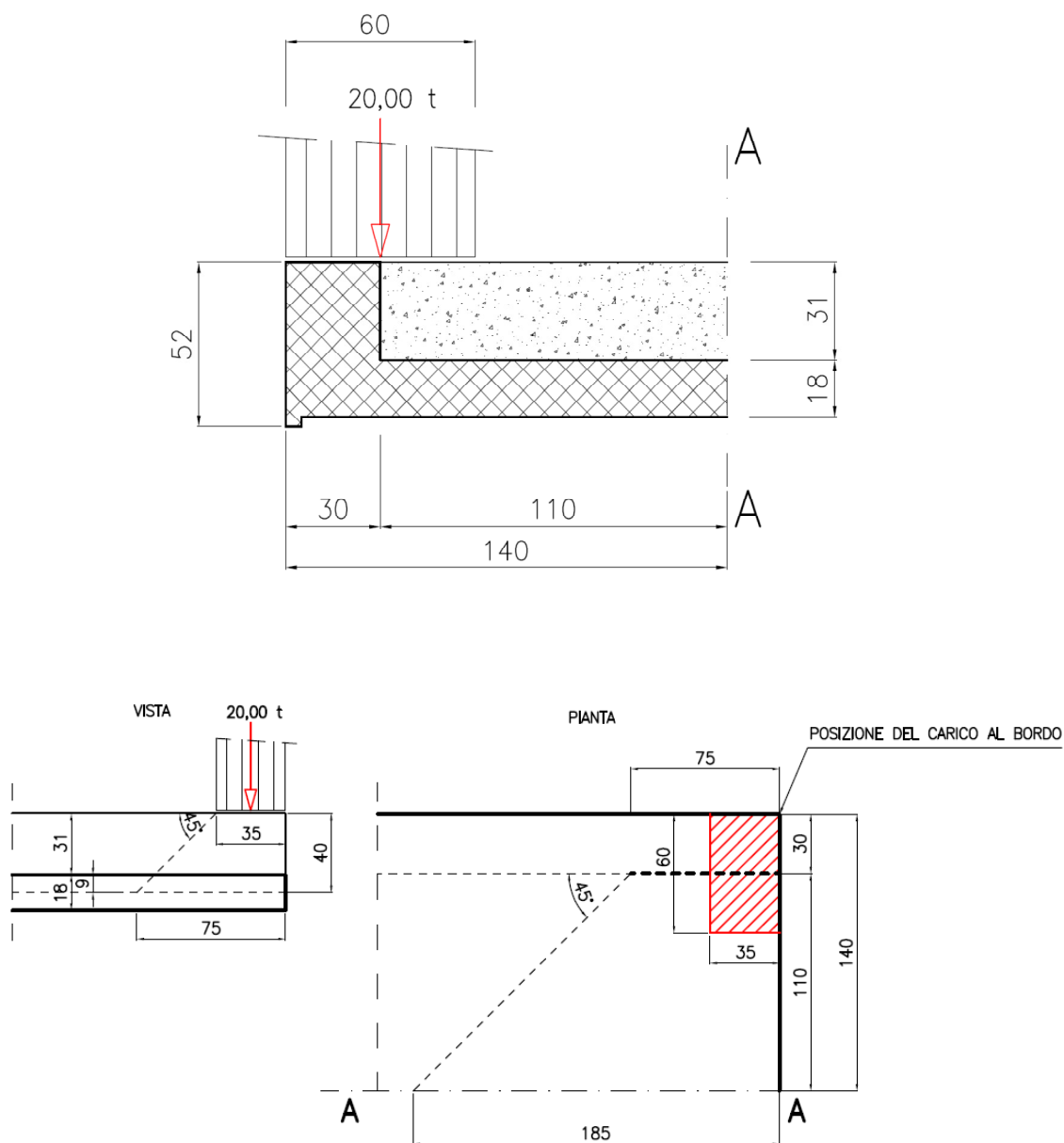
- *Sollecitazione flessionale indotta da carico variabile da traffico secondo punto 5.1.3.3.5 NTC 2018 (schema di carico 2), carico  $P=20,00 \text{ t}$  su impronta di cm. 60x35.*

Situazione di carico estremamente cautelativa con carico da traffico veicolare oltre la barriera di sicurezza stradale.

Il carico si diffonde dal piano viabile secondo un angolo di 45° fino ad intercettare il piano medio della soletta in c.a.o. oltre ad una diffusione sempre secondo un angolo di 45° nel piano orizzontale fino ad intercettare la sezione di verifica. La valutazione si farà per n.2 posizioni del carico; al bordo (in prossimità del giunto di dilatazione) e in posizione intermedia.



La posizione del carico a fini conservativi è stata portata al limite esterno dello sbalzo togliendo la ringhiera.



$$M_{A-A} = 20,00 \times 1,10 = 22,00 \text{ tm} \quad \text{momento flettente indotto dal carico}$$

$$M_{A-Am} = 22,00 / 1,85 = 11,89 \text{ tm} \quad \text{momento flettente al ml}$$

Il momento totale agente allo SLU sarà:

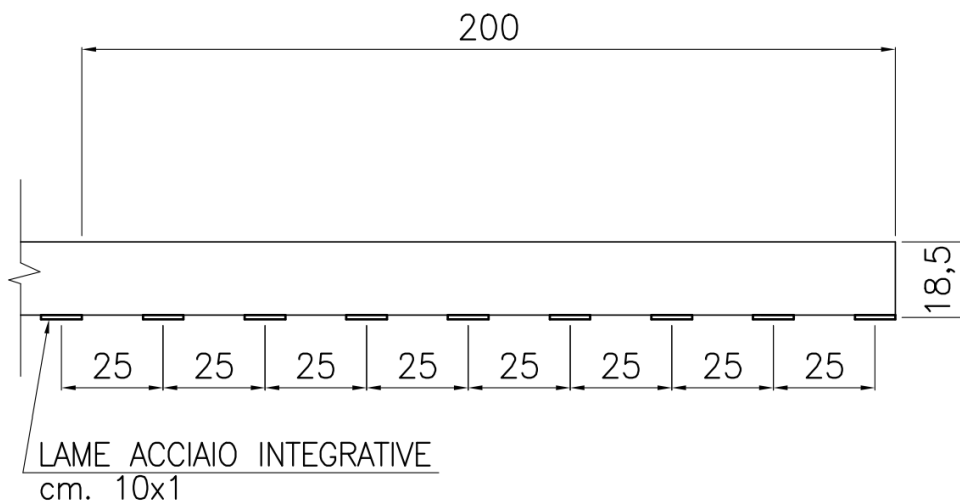
$$M_{\text{tot}} = 1,01848 \times 1,35 + 11,89 \times 1,00 = 13,26 \text{ tm}$$

$M_p = 1,01848 \text{ tm}$  momento flettente da carichi permanenti al netto della sollecitazione indotta dalla ringhiera.

...  
Il coefficiente parziale di sicurezza applicato al carico veicolare è pari a 1,00 in quanto equiparato, data la sua eccezionalità, all'urto di un veicolo in svio.

Calcolo armatura:

Si prevedono lame di acciaio di sezione cm. 10x1 al passo di 25,00 cm nei primi 2,00m a partire dal giunto di dilatazione secondo il seguente schema:



Si calcola il momento resistente allo SLU per una sezione larga  $b=100$  cm

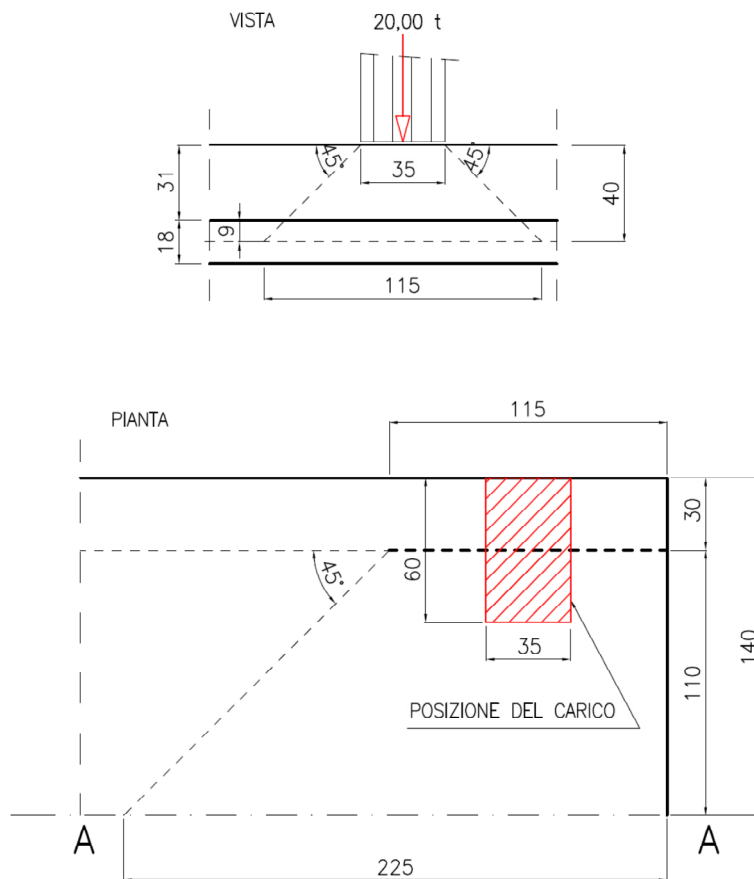
$A_f = 10 \times 1 \times 4 = 40,00 \text{ cm}^2$  area di armatura

$$\rho = \frac{A_f}{b \times d} = \frac{40,00}{100 \times 18,5} = 0,022 \text{ percentuale geometrica di armatura}$$

per via tabellare si ricava  $\mu = 0,35$  momento adimensionale ridotto

$$M_r = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd} = (0,35 \times 100 \times 18,5^2 \times 188,1) \times 10^{-5} = 22,53 \text{ tm momento resistente}$$

$$M_{sd} = 13,26 \text{ tm} < M_r \quad \underline{\text{VERIFICATO}}$$



$M_{A-A} = 20,00 \times 1,10 = 22,00 \text{ tm}$  momento flettente indotto dal carico

$M_{A-Am} = 22,00 / 2,25 = 9,78 \text{ tm}$  momento flettente al ml

Il momento totale agente allo SLU sarà:

$M_{tot} = 1,01848 \times 1,35 + 9,78 \times 1,00 = 11,15 \text{ tm}$

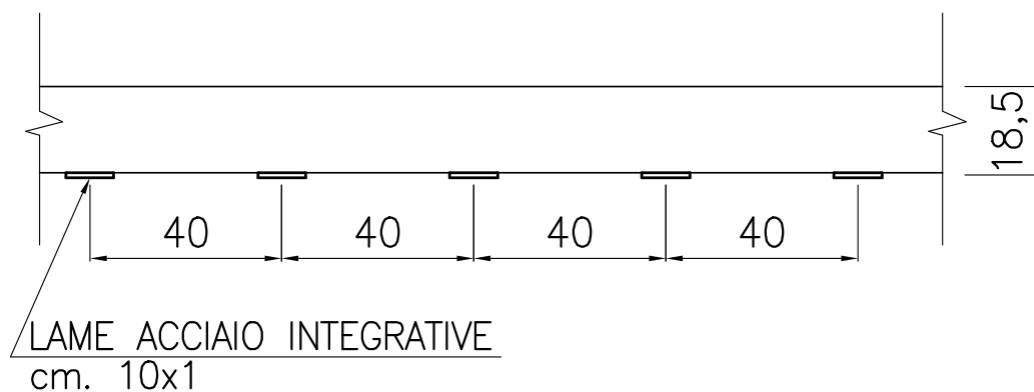
$M_p = 1,01848 \text{ tm}$  momento flettente da carichi permanenti al netto della sollecitazione indotta dalla ringhiera.

Il coefficiente parziale di sicurezza applicato al carico veicolare è pari a 1,00 in quanto equiparato, data la sua eccezionalità, all'urto di un veicolo in svio.

---

Calcolo armatura:

Si prevedono lame di acciaio di sezione cm. 10x1 posizionate all' estradosso della soletta in c.a.o. al passo di 40,00 cm secondo il seguente schema:



Si calcola il momento resistente allo SLU per una sezione larga  $b=100$  cm

$A_f = 10 \times 1 \times 2 = 20,00 \text{ cm}^2$  area di armatura

$$\rho = \frac{A_f}{b \times d} = \frac{20,00}{100 \times 18,5} = 0,011 \text{ percentuale geometrica di armatura}$$

per via tabellare si ricava  $\mu = 0,21$  momento adimensionale ridotto

$$M_r = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd} = (0,21 \times 100 \times 18,5^2 \times 188,1) \times 10^{-5} = 13,51 \text{ tm momento resistente}$$

$$M_{sd} = 11,15 \text{ tm} < M_r \quad \underline{\text{VERIFICATO}}$$

---

## ANALISI SBALZO DI TESTATA ESISTENTE IN C.A.O.

La verifica viene condotta sullo sbalzo di testata dell'impalcato. Le caratteristiche dei materiali considerati nel calcolo sono:

Calcestruzzo classe C28/35

Acciaio da c.a. AQ52/60

Ricavati dalla documentazione progettuale originaria e verifiche in loco tramite battute sclerometriche.

I coefficienti di sicurezza da applicare ai materiali sono ripresi dall'Appendice allegata alle "Linee guida sui ponti esistenti" in riferimento alla Classe di Conseguenza 3 (CC3), in stralcio tabella di riferimento:

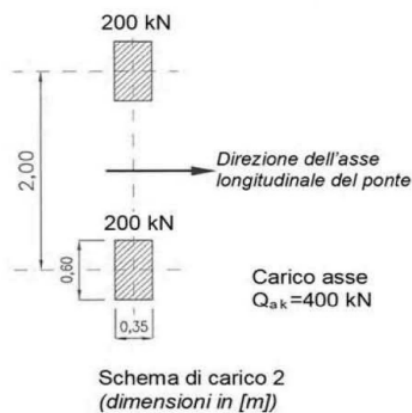
### Fattori parziali di sicurezza dei materiali

I fattori parziali relativi alle caratteristiche dei materiali per le tre classi di conseguenza assumono i valori riportati in Tabella A.6.

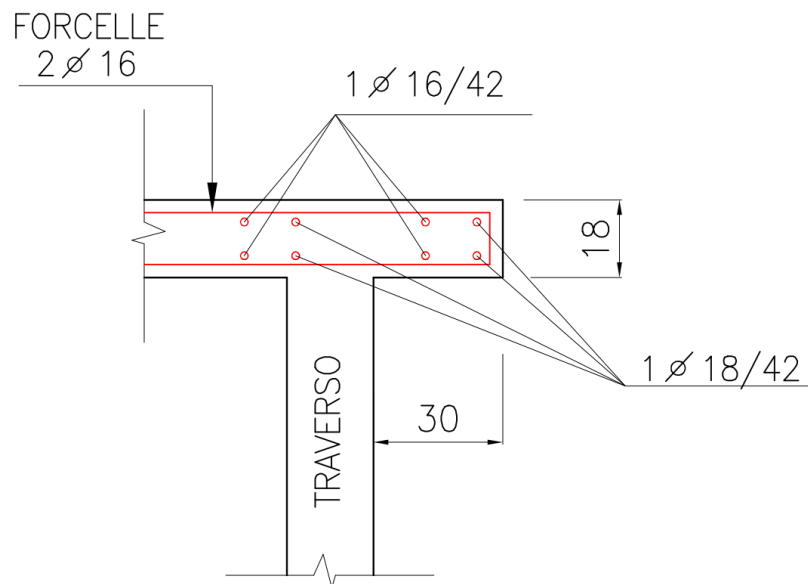
Tabella A.6 – Fattori parziali di sicurezza per le caratteristiche di resistenza dei materiali da cemento armato

Classe di conseguenza	Materiale	$\gamma_M$
<b>CC1</b>	Calcestruzzo	$\gamma_c = 1.06$
	Acciaio di rinforzo da c.a.	$\gamma_s = 1.02$
<b>CC2</b>	Calcestruzzo	$\gamma_c = 1.15$
	Acciaio di rinforzo da c.a.	$\gamma_s = 1.06$
<b>CC3</b>	Calcestruzzo	$\gamma_c = 1.26$
	Acciaio di rinforzo da c.a.	$\gamma_s = 1.10$

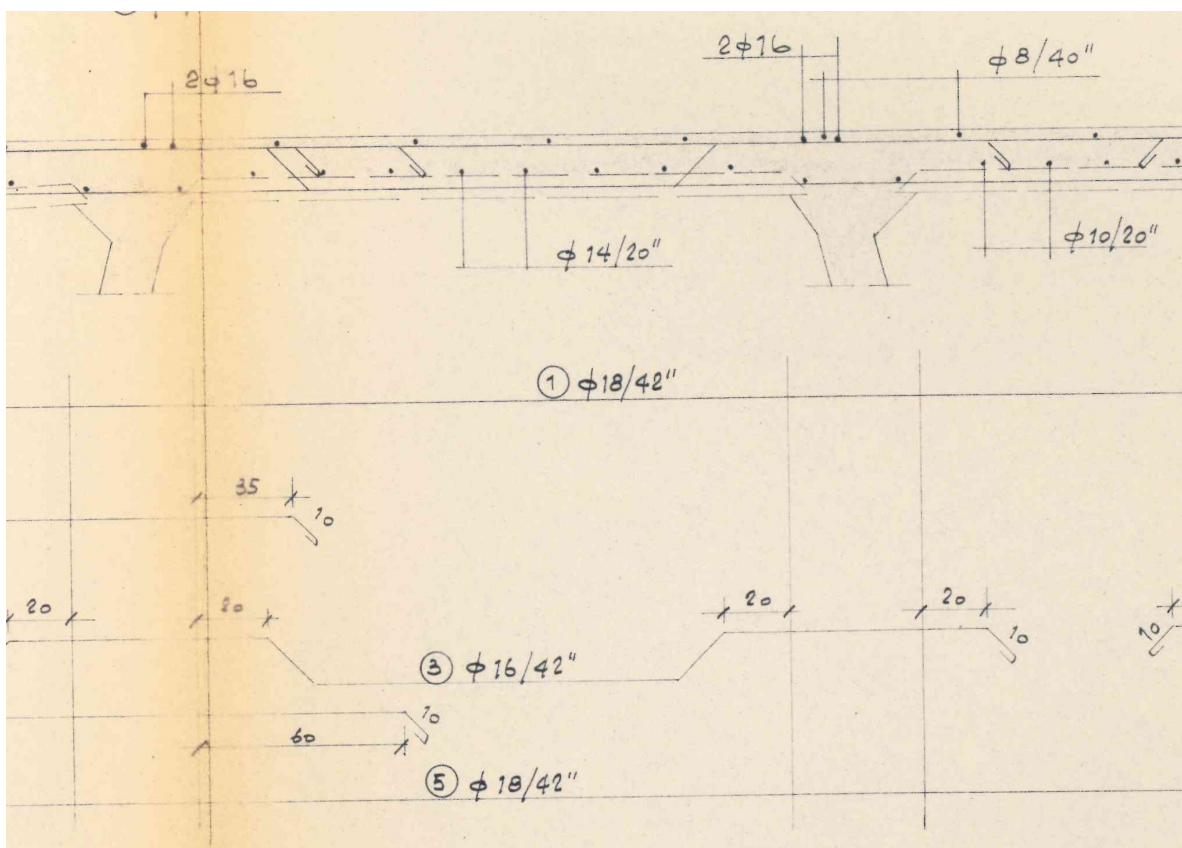
Il carico di normativa vigente NTC 2018 da applicare per la verifica è rappresentato dallo *schema di carico 2*  
Carico asse  $Q_{ak} = 40,00 \text{ t}$



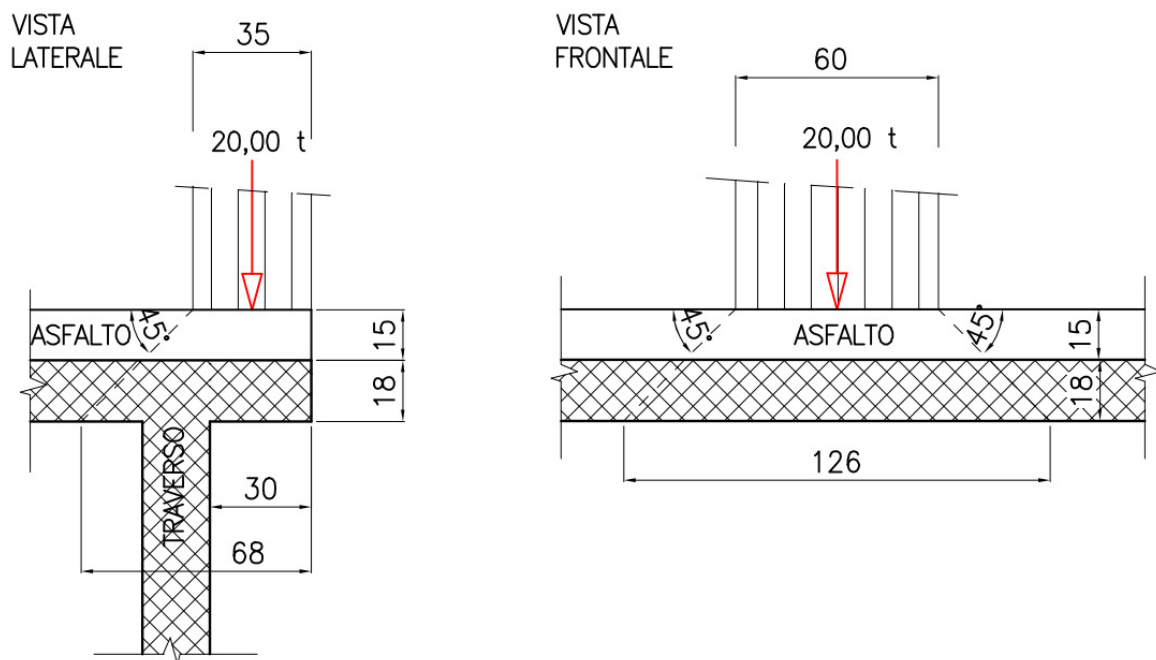
In corrispondenza di ogni anima delle travi in c.a.p. sono presenti n.2 forcelle  $\varnothing 16$  disposte longitudinalmente all'asse dell'impalcato a fungere da supporto all'armatura portante della soletta nella porzione a sbalzo secondo questa disposizione:



L'armatura inferiore e superiore presente nella soletta è desumibile dall'elaborato progettuale originario (rif. Tav. 6539/23 II Lotto) di cui si allega stralcio:



*Schema*

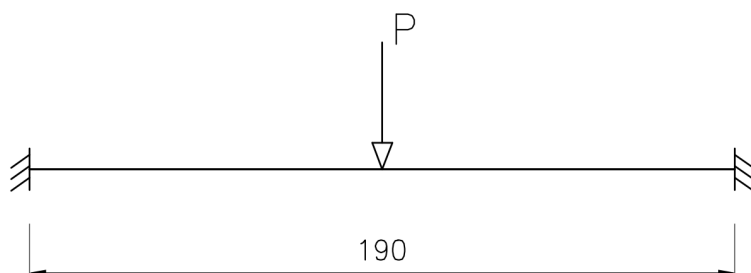


Il carico isolato si diffonde secondo un angolo di 45° fino all'intradosso della soletta (nel caso specifico si opta data l'anzianità della costruzione a sfruttare l'intera sezione anziché fermarsi al piano medio) su un'area di cm 68x126.

Conseguentemente il carico distribuito sarà pari a:  $20,00 / (0,68 \times 1,26) = 23,34 \text{ t/m}^2$

Sullo sbalzo di cm. 30,00 graverà un carico effettivo pari a:  $P = 23,34 \times 0,30 \times 1,26 = 8,80 \text{ t}$

La parte a sbalzo può essere schematizzata come trave incastrata gravata da un carico concentrato:



$$M_{\max} = (8,80 \times 1,90)/8 = 2,01 \text{ tm} \quad \text{momento flettente massimo}$$

Si verifica la sezione a doppia armatura tramite il software VCA SLU del prof. Gelfi, valutando il momento resistente allo SLU in campo 3 (valore nel riquadro di colore rosso)

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**N° figure elementari**  **Zoom** **N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	18

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,55	2
2	4,55	17

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

**N<sub>Ed</sub>**  **0** kN  
**M<sub>xEd</sub>**  **0** kNm  
**M<sub>yEd</sub>**  **0**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.**

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
**L<sub>0</sub>**  cm **Col. modello**

☐ Precompresso

**Materiali**  
**FeB32k** **C28/35**

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

**M<sub>xRd</sub>**  kN m

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

$M_{rd} = 20,64 \text{ kNm} = 2,064 \text{ tm}$

$M_{sd} = 2,01 \text{ tm} < 2,064 \text{ tm}$  **VERIFICATO**

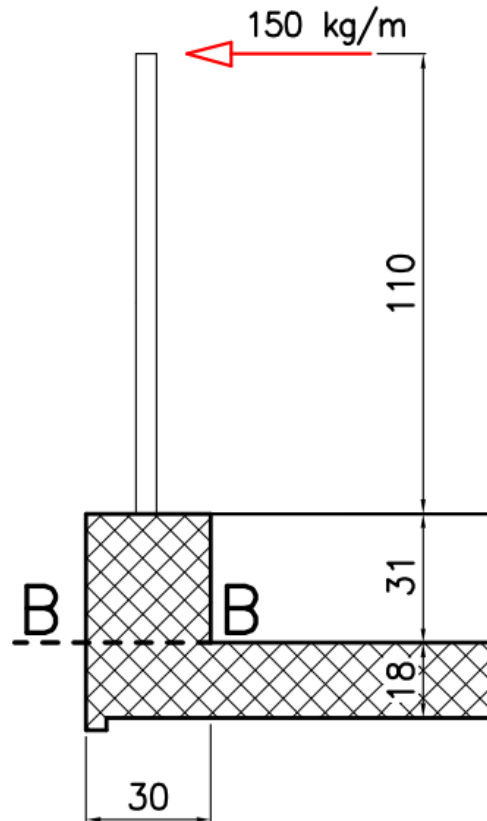


---

## ANALISI CORDOLO IN C.A.O. PER RINGHIERA

La verifica viene condotta applicando come da normativa NTC2018 punto 5.1.3.10 un' azione orizzontale di 150 kg/m applicata al corrimano ad un' altezza pari a 1,10m dal piano calpestabile.

Schema



$M_{BB} = 150,00 \times 1,41 \times 1,5 = 317,25 \text{ kgm}$  momento flettente alla sezione BB allo SLU

Calcolo dell' armatura:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{31.725}{100 \times 26,5^2 \times 188,1} = 0,01 < \mu_{lim} \text{ momento ridotto adimensionale}$$

$\omega = 0,01$  rapporto meccanico d' armatura

$$A_f = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,01 \times 100 \times 26,5 \times 188,1}{3.913} = 1,27 \text{ cm}^2 \text{ area armatura}$$

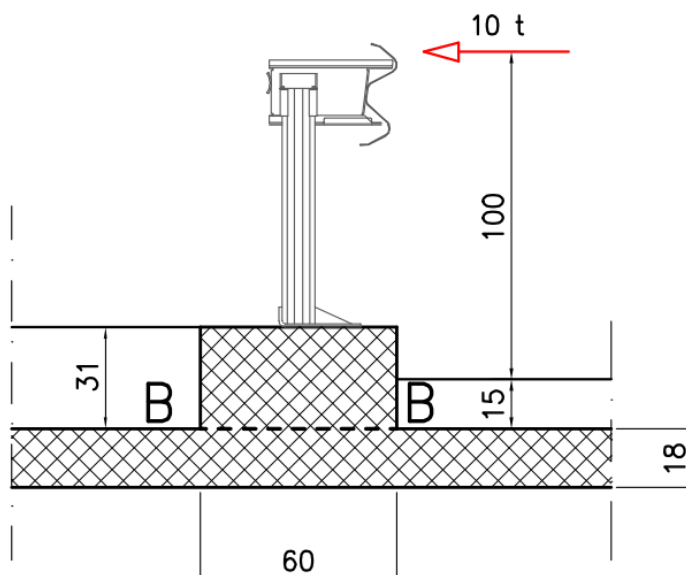
Si adottano staffe chiuse 1 $\phi$ 12/20 pari ad  $A_f = 5,65 \text{ cm}^2$  con armatura longitudinale costituita da n.6 ferri  $\phi$  10

---

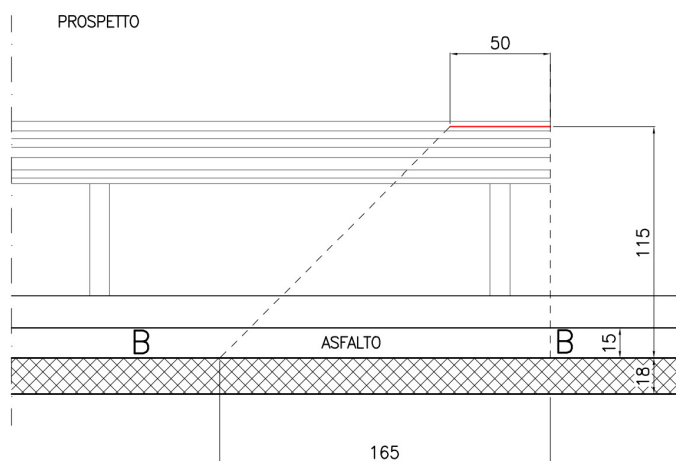
## ANALISI CORDOLO IN C.A.O. PER BARRIERA DI SICUREZZA H2

Il dimensionamento del cordolo viene effettuato secondo la normativa vigente NTC 2018 punto 3.6.3.3.2 applicando una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 10,00 t agente trasversalmente ed orizzontalmente ad un' altezza di 1,00 m dal piano viabile distribuita longitudinalmente su una lunghezza di 0,5m.

### Schema



La forza di collisione si distribuirà fino alla sezione di incastro B-B con una diffusione a 45° secondo il seguente schema:



---

A fini conservativi la diffusione è stata considerata solo da una parte della zona di impatto con una larghezza alla sezione di incastro  $b = 1,65$  m.

$M_{BB} = 10,00 \times 1,15 = 11,50$  tm momento flettente alla sezione di incastro B-B

$M_{BBm} = 11,50 / 1,65 = 6,97$  tm momento flettente ripartito al metro lineare

Calcolo dell' armatura:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{697.000}{100 \times 56,5^2 \times 188,1} = 0,01 < \mu_{lim} \quad \text{momento ridotto adimensionale}$$

$\omega = 0,01$  rapporto meccanico d' armatura

$$A_f = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,01 \times 100 \times 56,5 \times 188,1}{3.913} = 2,72 \text{ cm}^2 \quad \text{area armatura}$$

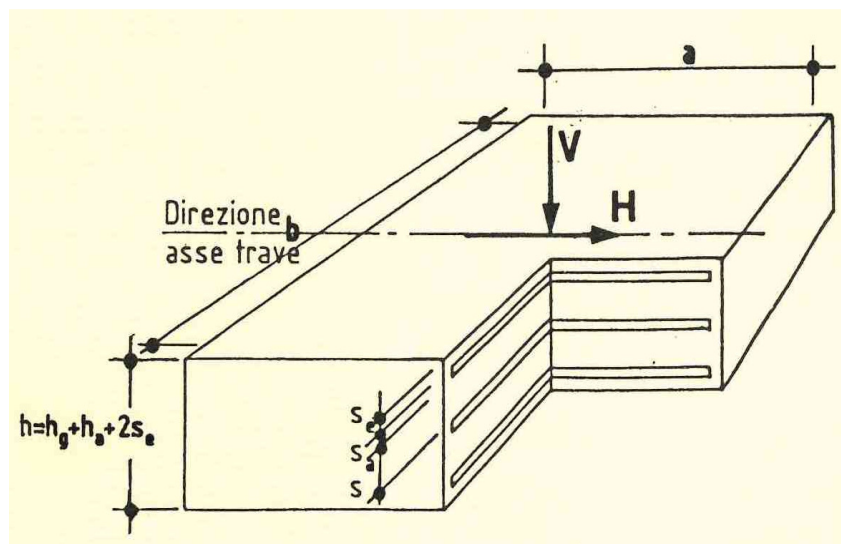
Si adottano 5 $\phi$ 16/ml pari ad  $A_f = 10,05 \text{ cm}^2$  longitudinalmente n.7 ferri  $\emptyset$  10.

---

## VERIFICA APPARECCHI DI APPOGGIO

Gli apparecchi di appoggio previsti saranno di tipo elastomerico armato, costituiti da strati di acciaio e gomma opportunamente solidarizzati tramite processo di vulcanizzazione.

Uno schema dell'apparecchio di appoggio è raffigurato nello schema seguente



Le caratteristiche dimensionali dell'elemento impiegato sono:

$a = 250 \text{ mm}$	dimensione parallela all'asse della trave
$b = 350 \text{ mm}$	dimensione perpendicolare all'asse della trave
$h = 39 \text{ mm}$	spessore totale dell'appoggio
$s_a = 2 \text{ mm}$	spessore del singolo strato di lamiera di acciaio
$s_g = 6 \text{ mm}$	spessore del singolo strato di gomma interno
$h_g = 24 \text{ mm}$	spessore totale degli strati interni di gomma

Lo sforzo orizzontale H agente sull'apparecchio di appoggio si ricava dall'analisi dell'azione frenante dei carichi mobili viaggianti sul cavalcavia ed è pari secondo il punto 5.1.3.4 delle NTC 2018 a:

$$\begin{aligned} q_3 &= 0,6 \times (2Q_{1k}) + 0,10 \times q_{1k} \times w_1 \times L \\ &= 0,6 \times (2 \times 30) + 0,10 \times 0,9 \times 3 \times 17,00 = 40,59 \text{ t} \end{aligned}$$

L'azione ripartita su n.16 apparecchi di appoggio è pari a :  $40,59/16 = 2,54 \text{ t}$

Lo spostamento orizzontale elastico dovuto allo sforzo orizzontale H agente sull'apparecchio è pari a:

$$u = h_g \times \tan \gamma = 24 \times 0,14 = 3,4 \text{ mm}$$

dove

$$\tan \gamma = \tau_H / G = 0,15 / 1,1 = 0,14$$

---


$$G = 1,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_H = 0,5 \text{ H} / A_c = 0,15 \text{ N/mm}^2$$

$$A_c = 250 \times 350 = 87.500 \text{ mm}^2$$

## ANALISI DEI CARICHI

### PESO PROPRIO STRUTTURALE

$P_{PTR} = 1,353 \cdot 4 \cdot 17,00 =$	92,00 t	peso proprio travi
$P_{PTV} = [8 \cdot (0,38 \cdot 0,30) + 12 \cdot (2,32 \cdot 0,20) + 8 \cdot (0,38 \cdot 0,20)] \cdot 2,50 \text{ t/m}^3 =$	17,72 t	p. proprio traversi
$P_{PS} = m^2 3,64 \cdot m 17,00 \cdot 2,50 \text{ t/m}^3 =$	154,70 t	peso proprio soletta

### SOVRACCARICHI PERMANENTI

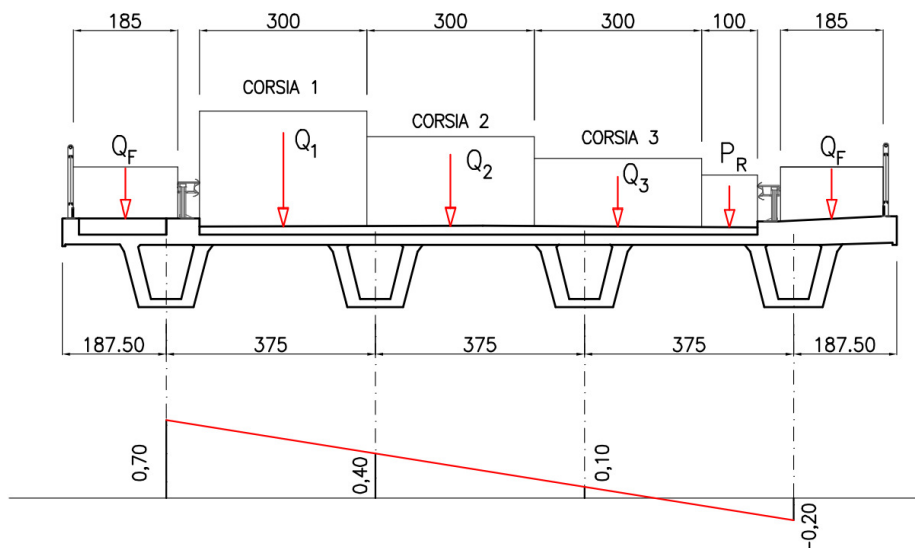
$S_{PA} = m^2 1,50 \cdot m 17,00 \cdot 2,10 \text{ t/m}^3 =$	53,55 t	peso pavim. bitum.
$S_{PR} = m 1,55 \cdot m 0,31 \cdot m 17,00 \cdot 1,60 \text{ t/m}^3 =$	13,07 t	peso riempimento allegg.
$S_{PB} = n \cdot 4 \cdot m 17,00 \cdot 0,035 \text{ t/m} =$	2,38 t	peso barriere di prot.

**$\Sigma$  pp strutt. e carichi permanenti      333,42 t**

Il carico verticale su ogni singolo apparecchio di appoggio indotto dai carichi permanenti allo SLU è pari a  $(333.420 \times 1,35) / 16 = 28.132 \text{ kg}$ .

L'effetto dei carichi mobili sull'appoggio più caricato deve essere effettuato con una ripartizione trasversale dei carichi tramite il metodo di Courbon.

Schema di ripartizione a quattro travi:



---

Si considerano gli effetti del carico indotto dalla corsia 1, corsia 2, corsia 3 e carico folla di sinistra nella sezione trasversale in quanto i rimanenti carichi apporterebbero un beneficio al valore finale.

$$Q_1 = 2 \times 30 \text{ t carichi ad interasse } 2,00 \text{ m con carico distribuito da } 900 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_2 = 2 \times 20 \text{ t carichi ad interasse } 2,00 \text{ m con carico distribuito da } 250 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_3 = 2 \times 10 \text{ t carichi ad interasse } 2,00 \text{ m con carico distribuito da } 250 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_F = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{\text{tot}} = [30 \cdot 0,612 + 30 \cdot 0,452 + 20 \cdot 0,372 + 20 \cdot 0,212 + 10 \cdot 0,132] \cdot 1,35 = 60,64 \text{ t}$$

$$q_{\text{tot}} = [462,50 \cdot 0,758 + 2700 \cdot 0,532 + 750 \cdot 0,292 + 750 \cdot 0,052] \cdot 1,35 = 2.760,7 \text{ kg/m}$$

Il carico gravante sul singolo apparecchio di appoggio indotto da carichi permanenti e variabili è pari a:

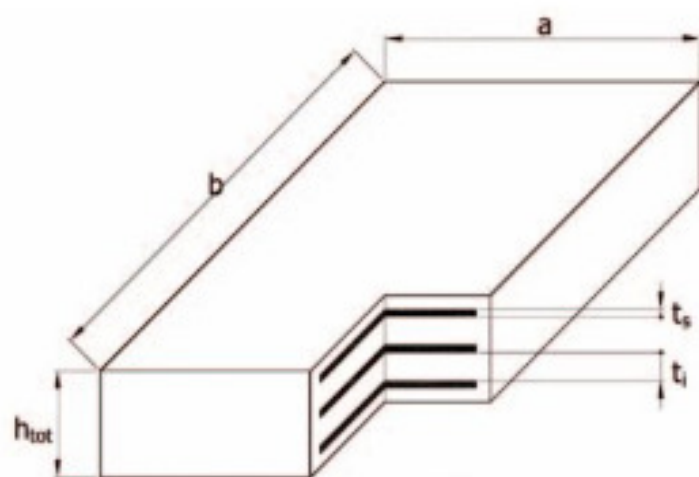
$$F_{sd} = 28,13 + [(30,32 + 2.760,7 \cdot 17,00/2)]/2 = 55,02 \text{ t}$$

Conseguentemente il carico massimo verticale allo SLU sopportabile per l'apparecchio di appoggio con uno spostamento orizzontale di 3,4 mm è pari a 1985 kN = 198,5 t come da tabella di verifica Neoarm in allegato, valutato su apparecchio di misure leggermente inferiori ossia mm 250x300.

55,02 t < 198,5 t **VERIFICATO**

CARATTERISTICHE								
Dimensioni	Altezza	Lamierini	Elastomero		Rigidezza orizzontale	Volume	Peso	Codice appoggio
<b>a x b</b> mm	<b>h<sub>tot</sub></b> mm	<b>t<sub>s</sub></b> mm	<b>t<sub>i</sub></b> mm	<b>n</b> n	<b>K<sub>o</sub></b> kN/mm	<b>Vol</b> dm <sup>3</sup>	<b>W</b> kg	<b>NEOARM</b>
<b>100 x 100</b>	23	2	6	2	0,53	0,2	1	<b>100 x 100 x 23</b>
	31			3	0,39	0,3	1	<b>100 x 100 x 31</b>
<b>100 x 150</b>	23	2	6	2	0,79	0,3	1	<b>100 x 150 x 23</b>
	31			3	0,59	0,5	1	<b>100 x 150 x 31</b>
<b>100 x 200</b>	23	2	6	2	1,06	0,5	1	<b>100 x 200 x 23</b>
	31			3	0,78	0,6	2	<b>100 x 200 x 31</b>
<b>150 x 200</b>	23	2	6	2	1,59	0,7	2	<b>150 x 200 x 23</b>
	31			3	1,17	0,9	2	<b>150 x 200 x 31</b>
<b>150 x 250</b>	23	2	6	2	1,99	0,9	2	<b>150 x 250 x 23</b>
	31			3	1,47	1,2	3	<b>150 x 250 x 31</b>
<b>150 x 300</b>	23	2	6	2	2,38	1,0	3	<b>150 x 300 x 23</b>
	31			3	1,76	1,4	4	<b>150 x 300 x 31</b>
<b>200 x 250</b>	31	2	6	3	1,96	1,6	4	<b>200 x 250 x 31</b>
	39			4	1,55	2,0	5	<b>200 x 250 x 39</b>
	47			5	1,29	2,4	6	<b>200 x 250 x 47</b>
<b>200 x 300</b>	31	2	6	3	2,35	1,9	5	<b>200 x 300 x 31</b>
	39			4	1,86	2,3	6	<b>200 x 300 x 39</b>
	47			5	1,54	2,8	8	<b>200 x 300 x 47</b>
<b>200 x 350</b>	31	2	6	3	2,74	2,2	6	<b>200 x 350 x 31</b>
	39			4	2,17	2,7	7	<b>200 x 350 x 39</b>
	47			5	1,80	3,3	9	<b>200 x 350 x 47</b>
<b>200 x 400</b>	31	2	6	3	3,13	2,5	7	<b>200 x 400 x 31</b>
	39			4	2,48	3,1	8	<b>200 x 400 x 39</b>
	47			5	2,06	3,8	10	<b>200 x 400 x 47</b>
<b>250 x 300</b>	31	2	6	3	2,93	2,3	6	<b>250 x 300 x 31</b>
	39			4	2,33	2,9	8	<b>250 x 300 x 39</b>
	47			5	1,93	3,5	10	<b>250 x 300 x 47</b>
	55			6	1,65	4,1	11	<b>250 x 300 x 55</b>
<b>250 x 400</b>	31	2	6	3	3,91	3,1	8	<b>250 x 400 x 31</b>
	39			4	3,10	3,9	11	<b>250 x 400 x 39</b>
	47			5	2,57	4,7	13	<b>250 x 400 x 47</b>
	55			6	2,20	5,5	15	<b>250 x 400 x 55</b>

CARICO MASSIMO VERTICALE											
v <sub>s</sub> (± mm)											
0	5	10	15	20	30	40	50	75	100	125	150
F <sub>z</sub> ULS kN											
60	56										
44	41	38									
121	113	106									
89	83	78									
187	175	160									
138	130	120									
510	465	425	385								
499	475	460	430	395							
720	660	600	540								
701	670	645	610	560							
940	855	780	705								
913	875	840	795	730							
1145	1070	995	925	860							
1225	1155	1090	1025	960							
1075	1045	1015	985	955	895						
1515	1415	1320	1225	1135							
1620	1530	1440	1355	1270							
1419	1380	1340	1300	1260	1180						
1900	1775	1650	1535	1420							
2030	1915	1805	1695	1590							
1779	1725	1680	1630	1580	1480						
2295	2145	1995	1855	1715							
2415	2315	2180	2050	1925							
2148	2085	2025	1965	1905	1790						
1850	1720	1600	1480	1365							
2095	1985	1870	1765	1660							
2245	2140	2035	1935	1840	1650						
2275	2225	2150	2055	1960	1780	1610					
2845	2650	2465	2280	2100							
3085	3020	2885	2715	2555							
3085	3020	2950	2885	2820	2540						
3085	3020	2950	2885	2820	2685	2480					



#### LEGENDA

- a** larghezza (dimensione minore)
- b** lunghezza (dimensione maggiore)
- h<sub>tot</sub>** altezza totale
- t<sub>s</sub>** spessore lamierini interni
- t<sub>i</sub>** spessore singolo strato in elastomero
- n** numero strati in elastomero interni
- K<sub>o</sub>** rigidezza orizzontale
- Vol** volume
- W** peso
- v** spostamento massimo orizzontale in direzione della dimensione **a**
- F<sub>z</sub> ULS** carico massimo verticale

## VALUTAZIONE AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 7 del D.M. 2018 per le costruzioni da edificarsi in siti con  $a_g S < 0,075g$ . In particolare:

- si considera la combinazione di azioni definita nel § 2.5.3, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo  $F_h = 0,10 W \lambda$  per tutte le tipologie strutturali, essendo  $\lambda$  definito al § 7.3.3.2;
- si richiede la sola verifica nei confronti dello SLV;
- si utilizza una "progettazione per comportamento strutturale non dissipativo", quale definita nel § 7.2.2;
- ad eccezione del caso di edifici fino a due piani, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidezza e resistenza di cui al § 7.2.2.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
44.901389	8.208056	123

## Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**15**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	99.78
salvaguardia della vita	Y	99.85
salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	-

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica  $E$ , conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- $n$  è il numero di modi di vibrazione considerati;
- $\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- $\beta_{ij}$  è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.



---

## Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Il sisma, in siti con  $a_g S < 0,075g$ , viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate.

Il ponte è stato analizzato per una **Vita Nominale** pari a **35** e per **Classe d'Uso** pari a **4**, parametri desunti dal seguente documento in possesso del Comune di Asti:

Il **suolo** di fondazione di **categoria C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

## CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

### Denominazione

Nome del Software	<b>EdiLus</b>
Versione	BIM ONE(a)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	85051150
Intestatario Licenza	B.Z. Studio Tecnico Associato
Produzione e Distribuzione	<b>ACCA software S.p.A.</b> Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

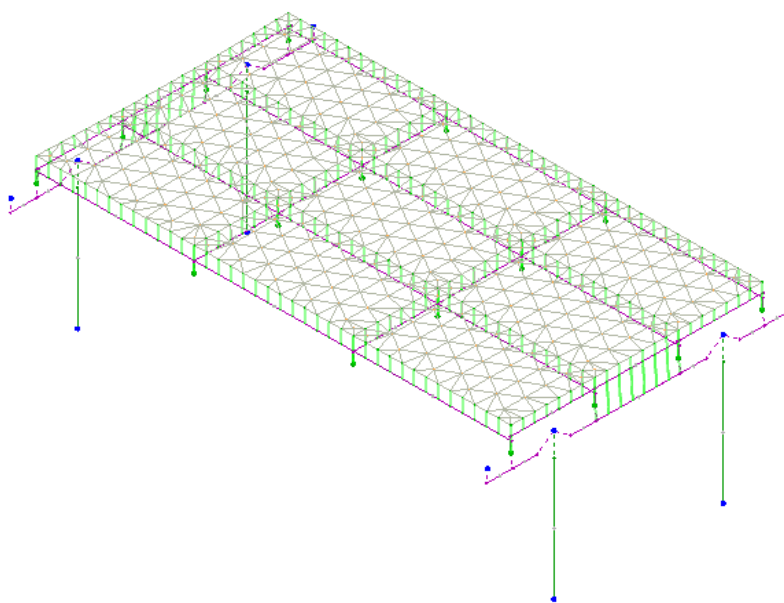
### Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "*Tabulati di calcolo*".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

### Vista



## DATI GENERALI ANALISI SISMICA - SITI A BASSA SISMICITÀ

Dati generali analisi sismica - siti a bassa sismicità					
Ang	NV	CD	MP	EcA	Ir <sub>Tmp</sub>
[°]					
0	15	ND	ca	S	N

### LEGENDA:

<b>Ang</b>	Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
<b>NV</b>	Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
<b>CD</b>	Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
<b>MP</b>	Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
<b>EcA</b>	Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
<b>Ir<sub>Tmp</sub></b>	Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
<b>NOTE</b>	[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

Cl Ed	V <sub>N</sub>	V <sub>R</sub>	Lat.	Long.	Q <sub>a</sub>	CTop	S <sub>T</sub>
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
4	35	70	44.901389	8.208056	123	T1	1,00

### LEGENDA:

<b>Cl Ed</b>	Classe dell'edificio
<b>V<sub>N</sub></b>	Vita nominale ([t] = anni).
<b>V<sub>R</sub></b>	Periodo di riferimento. [t] = anni.
<b>Lat.</b>	Latitudine geografica del sito.
<b>Long.</b>	Longitudine geografica del sito.
<b>Q<sub>a</sub></b>	Altitudine geografica del sito.
<b>CTop</b>	Categoria topografica (Vedi NOTE).
<b>S<sub>T</sub></b>	Coefficiente di amplificazione topografica.
<b>NOTE</b>	[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
	Categoria topografica.
	T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i <= 15°.
	T2: Pendii con inclinazione media i > 15°.
	T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° <= i <= 30°.
	T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°.

## PRINCIPALI ELEMENTI ANALISI SISMICA

Dir	M <sub>Str</sub>	M <sub>SLU</sub>	M <sub>Ecc.SLU</sub>	M <sub>SLD</sub>	M <sub>Ecc.SLD</sub>	%T.M <sub>Ecc</sub>	ΣV <sub>Ed.SLU</sub>
	[N·s²/m]	[N·s²/m]	[N·s²/m]	[N·s²/m]	[N·s²/m]	[%]	[N]
X	468.562	424.558	423.620	424.558	423.620	99,78	416.491
Y	468.562	424.558	423.924	424.558	423.924	99,85	416.491
Z	468.562	0	0	0	0	100,00	0

### LEGENDA:

<b>Dir</b>	Direzione del sisma.
<b>M<sub>Str</sub></b>	Massa complessiva della struttura.
<b>M<sub>SLU</sub></b>	Massa eccitabile allo SLU.
<b>M<sub>Ecc.SLU</sub></b>	Massa Eccitata dal sisma allo SLU.
<b>M<sub>SLD</sub></b>	Massa eccitabile della struttura allo SLD, nelle direzioni X, Y, Z.
<b>M<sub>Ecc.SLD</sub></b>	Massa Eccitata dal sisma allo SLD.
<b>%T.M<sub>Ecc</sub></b>	Percentuale Totale di Masse Eccitate dal sisma.
<b>ΣV<sub>Ed.SLU</sub></b>	Tagliante totale, alla base, per sisma allo SLU.

## RIEPILOGO MODI DI VIBRAZIONEMODI DI VIBRAZIONE N.15

Sptr	T	a <sub>q,o</sub>	a <sub>q,v</sub>	Γ	CM	%M.M	M <sub>Ecc</sub>
	[s]	[m/s²]	[m/s²]			[%]	[N·s²/m]
<b>Modo Vibrazione n. 1</b>							
SLU-X	0,262	0,981	0,000	0,334	0,0006	0,00	0
SLU-Y	0,262	0,981	0,000	-648,800	-1,1251	99,15	420.942
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,262	0,852	0,000	0,334	0,0006	0,00	0
SLD-Y	0,262	0,852	0,000	-648,800	-1,1251	99,15	420.942
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,852	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,852	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 2</b>							
SLU-X	0,146	0,981	0,000	-519,868	-0,2818	63,66	270.263
SLU-Y	0,146	0,981	0,000	-2,172	-0,0012	0,00	5
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,146	0,852	0,000	-519,868	-0,2818	63,66	270.263
SLD-Y	0,146	0,852	0,000	-2,172	-0,0012	0,00	5
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,852	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,852	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 3</b>							
SLU-X	0,137	0,981	0,000	-389,045	-0,1851	35,65	151.356
SLU-Y	0,137	0,981	0,000	2,429	0,0012	0,00	6
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0

...							
Sptr	T	a <sub>q.o</sub>	a <sub>q.v</sub>	Γ	CM	%M.M	M <sub>Ecc</sub>
SLD-X	0,137	0,852	0,000	-389,045	-0,1851	35,65	151.356
SLD-Y	0,137	0,852	0,000	2,429	0,0012	0,00	6
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,852	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,852	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 4</b>							
SLU-X	0,057	0,981	0,000	0,154	0,0000	0,00	0
SLU-Y	0,057	0,981	0,000	-53,467	-0,0044	0,67	2.859
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,057	0,592	0,000	0,154	0,0000	0,00	0
SLD-Y	0,057	0,592	0,000	-53,467	-0,0044	0,67	2.859
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,592	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,592	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 5</b>							
SLU-X	0,031	0,981	0,000	29,917	0,0007	0,21	895
SLU-Y	0,031	0,981	0,000	0,981	0,0000	0,00	1
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,031	0,471	0,000	29,917	0,0007	0,21	895
SLD-Y	0,031	0,471	0,000	0,981	0,0000	0,00	1
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,471	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,471	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 6</b>							
SLU-X	0,024	0,981	0,000	22,657	0,0003	0,12	513
SLU-Y	0,024	0,981	0,000	0,352	0,0000	0,00	0
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,024	0,436	0,000	22,657	0,0003	0,12	513
SLD-Y	0,024	0,436	0,000	0,352	0,0000	0,00	0
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,436	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,436	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 7</b>							
SLU-X	0,030	0,981	0,000	22,571	0,0005	0,12	509
SLU-Y	0,030	0,981	0,000	-0,242	0,0000	0,00	0
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,030	0,463	0,000	22,571	0,0005	0,12	509
SLD-Y	0,030	0,463	0,000	-0,242	0,0000	0,00	0
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,463	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,463	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 8</b>							
SLU-X	0,022	0,981	0,000	-0,146	0,0000	0,00	0
SLU-Y	0,022	0,981	0,000	8,464	0,0001	0,02	72
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,022	0,430	0,000	-0,146	0,0000	0,00	0
SLD-Y	0,022	0,430	0,000	8,464	0,0001	0,02	72
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,430	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,430	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 9</b>							
SLU-X	0,019	0,981	0,000	8,038	0,0001	0,02	65
SLU-Y	0,019	0,981	0,000	1,723	0,0000	0,00	3
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,019	0,414	0,000	8,038	0,0001	0,02	65
SLD-Y	0,019	0,414	0,000	1,723	0,0000	0,00	3
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,414	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,414	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 10</b>							
SLU-X	0,022	0,981	0,000	-3,373	0,0000	0,00	11
SLU-Y	0,022	0,981	0,000	-0,345	0,0000	0,00	0
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,022	0,429	0,000	-3,373	0,0000	0,00	11
SLD-Y	0,022	0,429	0,000	-0,345	0,0000	0,00	0
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,429	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,429	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 11</b>							
SLU-X	0,023	0,981	0,000	-0,232	0,0000	0,00	0
SLU-Y	0,023	0,981	0,000	3,381	0,0000	0,00	11
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,023	0,434	0,000	-0,232	0,0000	0,00	0
SLD-Y	0,023	0,434	0,000	3,381	0,0000	0,00	11
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,434	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,434	0,000	-	-	-	-

Sptr	T	a <sub>q.o</sub>	a <sub>q.v</sub>	Γ	CM	%M.M	M <sub>Ecc</sub>
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 12</b>							
SLU-X	0,022	0,981	0,000	0,094	0,0000	0,00	0
SLU-Y	0,022	0,981	0,000	2,920	0,0000	0,00	9
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,022	0,427	0,000	0,094	0,0000	0,00	0
SLD-Y	0,022	0,427	0,000	2,920	0,0000	0,00	9
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,427	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,427	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 13</b>							
SLU-X	0,043	0,981	0,000	0,172	0,0000	0,00	0
SLU-Y	0,043	0,981	0,000	-2,775	-0,0001	0,00	8
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,043	0,527	0,000	0,172	0,0000	0,00	0
SLD-Y	0,043	0,527	0,000	-2,775	-0,0001	0,00	8
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,527	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,527	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 14</b>							
SLU-X	0,025	0,981	0,000	0,072	0,0000	0,00	0
SLU-Y	0,025	0,981	0,000	2,772	0,0000	0,00	8
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,025	0,444	0,000	0,072	0,0000	0,00	0
SLD-Y	0,025	0,444	0,000	2,772	0,0000	0,00	8
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,444	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,444	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-
<b>Modo Vibrazione n. 15</b>							
SLU-X	0,030	0,981	0,000	2,878	0,0001	0,00	8
SLU-Y	0,030	0,981	0,000	-0,331	0,0000	0,00	0
SLU-Z	0,000	0,000	0,120	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,030	0,467	0,000	2,878	0,0001	0,00	8
SLD-Y	0,030	0,467	0,000	-0,331	0,0000	0,00	0
SLD-Z	0,000	0,000	0,044	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	0,467	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	0,467	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	0,120	-	-	-	-

#### LEGENDA:

<b>Sptr</b>	Spettro di risposta considerato.
<b>T</b>	Periodo del Modo di vibrazione.
<b>a<sub>q.o</sub></b>	Valore dell'Accelerazione Spettrale Orizzontale, riferita al corrispondente periodo.
<b>a<sub>q.v</sub></b>	Valore dell'Accelerazione Spettrale Verticale, riferita al corrispondente periodo.
<b>Γ</b>	Coefficiente di partecipazione.
<b>CM</b>	Coefficiente modale del modo di vibrazione.
<b>%M.M</b>	Percentuale di mobilitazione delle masse nel modo di vibrazione.
<b>M<sub>Ecc</sub></b>	Massa Eccitata nel modo di vibrazione.
<b>SLU-X</b>	Spettro di progetto allo S.L. Ultimo per sisma in direzione X.
<b>SLU-Y</b>	Spettro di progetto allo S.L. Ultimo per sisma in direzione Y.
<b>SLU-Z</b>	Spettro di progetto allo S.L. Ultimo per sisma in direzione Z.
<b>SLD-X</b>	Spettro di progetto allo S.L. di Danno per sisma in direzione X.
<b>SLD-Y</b>	Spettro di progetto allo S.L. di Danno per sisma in direzione Y.
<b>SLD-Z</b>	Spettro di progetto allo S.L. di Danno per sisma in direzione Z.
<b>Elast-X</b>	Spettro Elastico per sisma in direzione X.
<b>Elast-Y</b>	Spettro Elastico per sisma in direzione Y.
<b>Elast-Z</b>	Spettro Elastico per sisma in direzione Z.

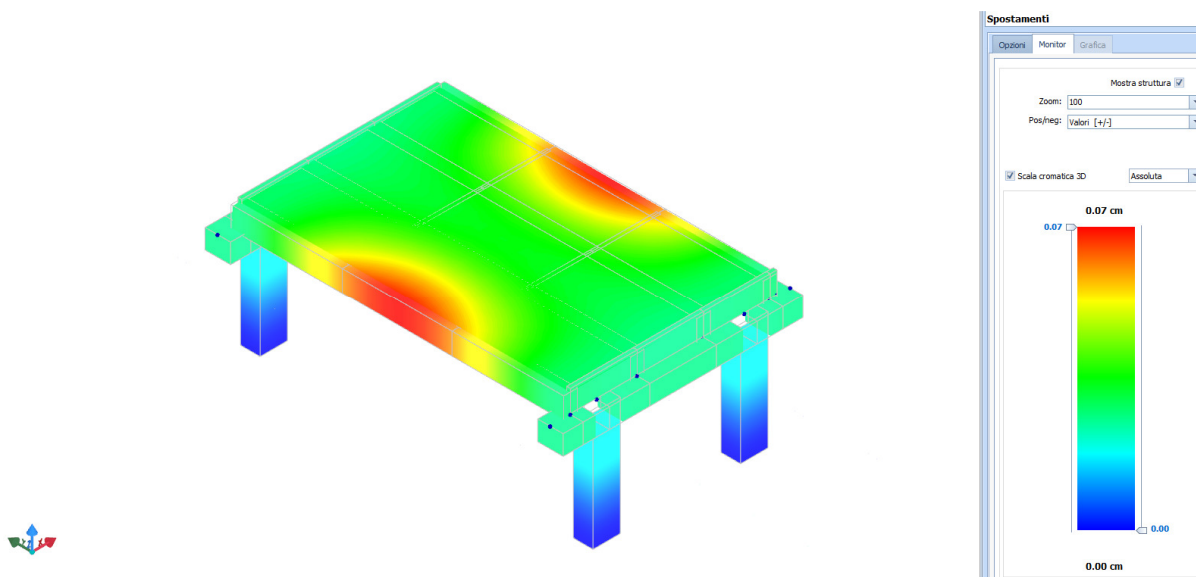
#### NODI - REAZIONI VINCOLARI ESTERNE PER EFFETTO DEL SISMA

Nodi - Reazioni vincolari esterne per effetto del sisma							
Id <sub>Nd</sub>	Dir	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	F <sub>Z</sub>	M <sub>X</sub>	M <sub>Y</sub>	M <sub>Z</sub>
		[N]	[N]	[N]	[N-m]	[N-m]	[N-m]
00001	X	103.495	749	99.815	2.701	300.823	638
00001	Y	4.650	104.241	31.007	392.067	7.414	2.576
00001	Z	0	0	0	0	0	0
00002	X	103.522	743	99.760	2.601	300.860	593
00002	Y	4.826	103.912	31.505	391.406	7.855	2.732
00002	Z	0	0	0	0	0	0
00003	X	103.461	629	101.364	2.355	300.592	584
00003	Y	4.835	103.101	30.931	389.700	7.852	2.354
00003	Z	0	0	0	0	0	0
00004	X	103.527	665	101.504	2.392	300.696	593
00004	Y	4.631	102.702	31.141	388.967	7.394	2.162
00004	Z	0	0	0	0	0	0

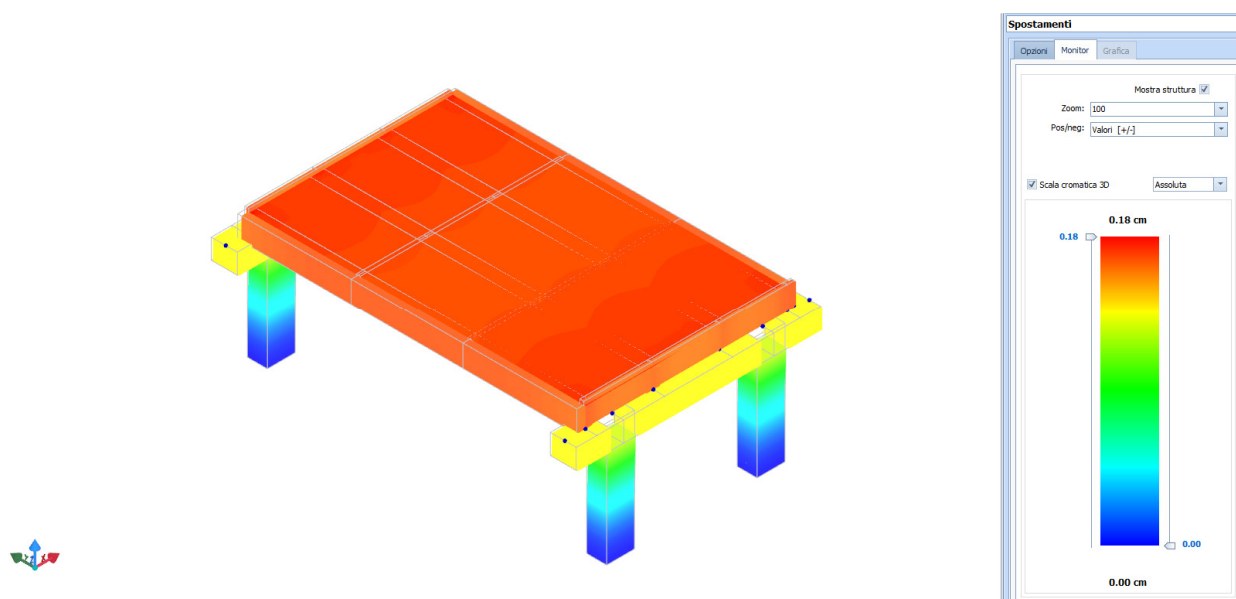
#### LEGENDA:

<b>Id<sub>Nd</sub></b>	Identificativo del nodo.
<b>Dir</b>	Direzione del sisma.
<b>F<sub>X</sub>, F<sub>Y</sub>, F<sub>Z</sub></b>	Reazioni vincolari relative al sistema di riferimento globale X, Y, Z.
<b>M<sub>X</sub>, M<sub>Y</sub>, M<sub>Z</sub></b>	

**SPOSTAMENTO MASSIMO IN DIREZIONE x TRASVERSALE ALL' ASSE LONGITUDINALE  
DEL CAVALCAVIA  $d_{x\max} = 0,7 \text{ mm}$**



**SPOSTAMENTO MASSIMO IN DIREZIONE y PARALLELO ALL' ASSE LONGITUDINALE  
DEL CAVALCAVIA  $d_{y\max} = 1,8 \text{ mm}$**



Gli spostamenti allo SLU sono compatibili con gli apparecchi di appoggio adottati in neoprene armato. Non risultano necessari dispositivi di fine corsa/ritegni sismici.

---

## ANALISI STRUTTURA IN ACCIAIO PROVVISSORIA

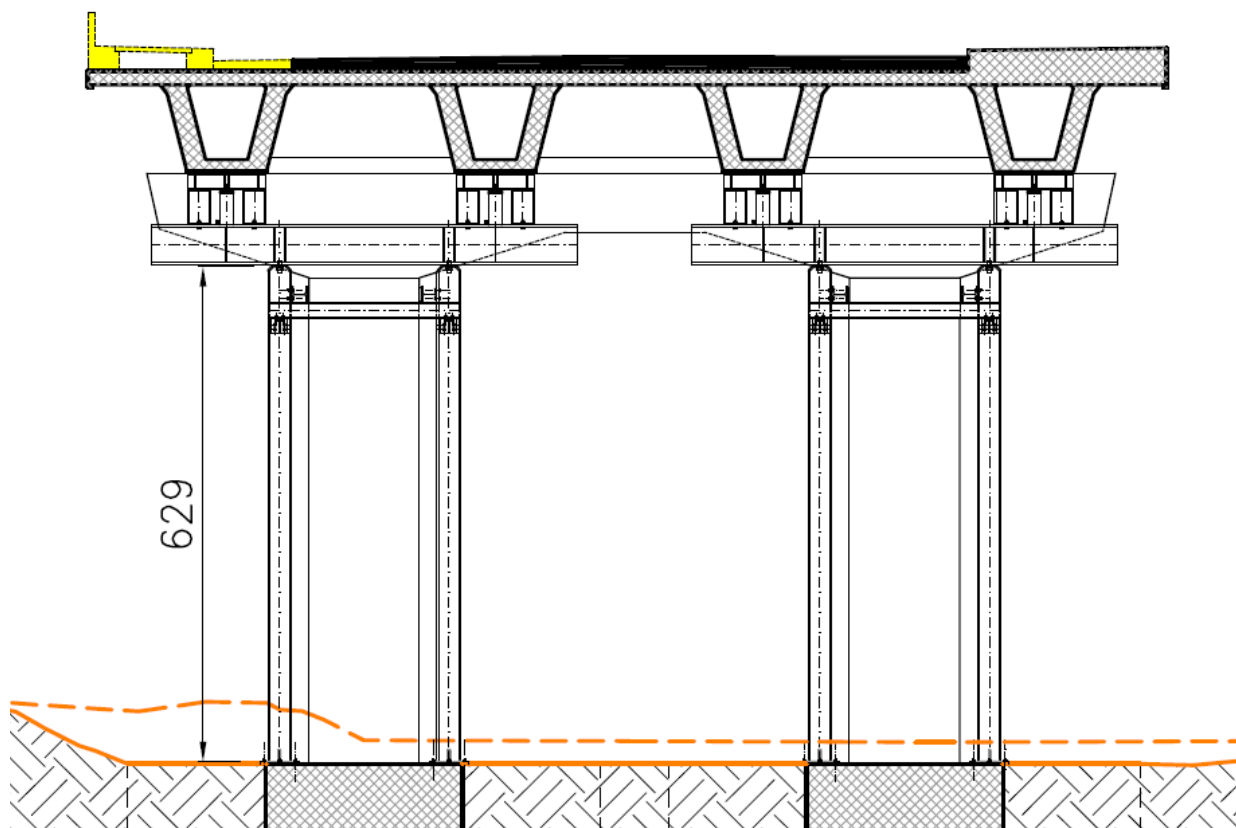
Per la sostituzione degli attuali apparecchi di appoggio bisognerà procedere con il sollevamento dell' impalcato tramite cilindri di sollevamento.

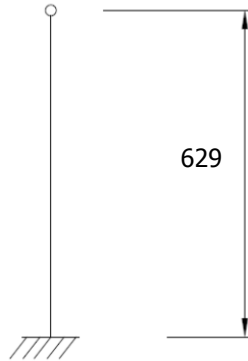
Questa operazione potrà essere eseguita tramite la realizzazione di una idonea intelaiatura in acciaio da realizzare sul perimetro dei piloni con piano di appoggio sull' estradosso delle fondazioni dei medesimi.

La struttura si comporrà dei seguenti elementi in acciaio S275 (campata n.19 a n.4 travi in c.a.p. L=19,50m):

- n.8 colonne in profilati HEB 300
- n.2 travi in profilati HEB 500
- n.4 elementi di trattenuta orizzontali HEB 300
- n.4 elementi stabilizzatori HEB 200

*Sezione tipo della struttura*



*Schema statico*Analisi carichi:

- |  |              |
|--|--------------|
| ➤ Carico impalcato                                       | 45.625,00 kg |
| ➤ Peso proprio elemento strutturale (HEB 500)            | 1.010,00 kg  |
| ➤ Peso carpenteria metallica gravante su trave metallica | 600,00 kg    |

Carico gravante  $N_{ed} = 1,35 \times 47.235,00 = \mathbf{63.767,00 \text{ kg}}$

Valutazione carico critico euleriano:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100.000 \cdot 8.563}{440,3^2} = 915.477 \text{ kg}$$

$J = 8.563 \text{ cm}^3$  momento inerzia minore della sezione

$E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$  modulo elasticità

$L_0 = 0,7 \times L = 0,7 \times 629 = 440,3 \text{ cm}$  lunghezza libera di inflessione

Secondo il punto 4.2.4.1.3.1 delle NTC 2018 se è verificata la condizione  $N_{ed} < 0,04 N_{cr}$  possono essere trascurati gli effetti dovuti a fenomeni di instabilità, ne consegue:

$$63.767,00 \text{ kg} < 0,04 \times 915.477,00 \text{ kg} = 36.619,00 \text{ kg}$$

Il calcolo procede considerando i fenomeni di instabilità per le aste compresse.

---

---

Si valuta il valore della snellezza normalizzata :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_{yk}}{N_{cr}}} = 0,67$$

Il valore del coefficiente  $\phi$  è pari a:

$$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,80$$

Il coefficiente  $\chi$  è pari a:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,81$$

Condizione di verifica:

$$N_{brd} = \frac{\chi \times A \times f_{yk}}{1,05} = 316.093 \text{ kg} \quad \text{resistenza all' instabilità asta compressa}$$

$A = 149 \text{ cm}^2$  area della sezione del profilo

$f_{yk} = 2.750 \text{ kg/cm}^2$  tensione di snervamento acciaio S275

$$\frac{63.767}{316.093} = 0,20 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

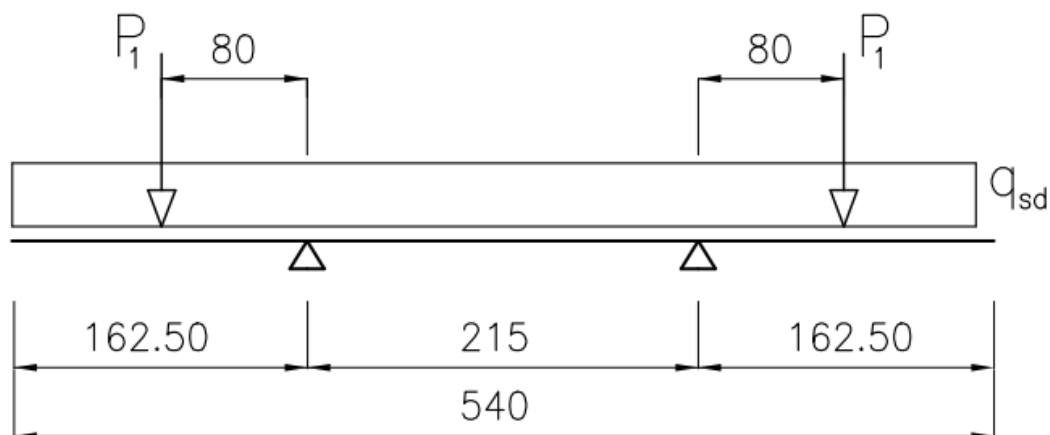


---

## ANALISI TRAVE HEB 500

Profilato in acciaio S275

*Schema statico*



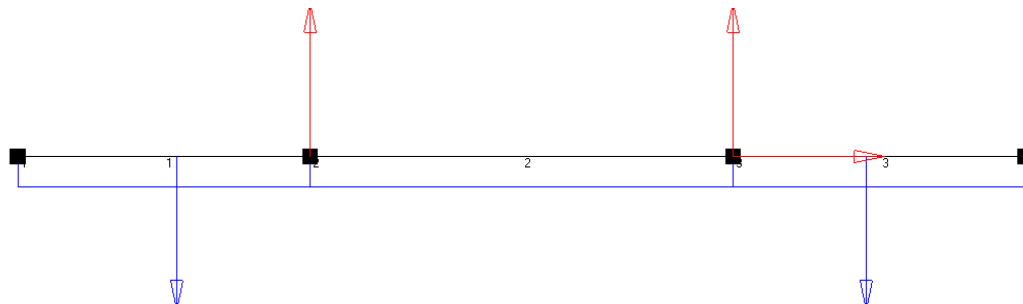
Analisi carichi:

- Carico impalcato e elementi metallici P1 46.225,00 kg
- Peso proprio elemento strutturale (qsd) 187,00 kg/m

$$P1_{slu} = 46.225 \times 1,35 = 62.404 \text{ kg}$$

$$qsd_{slu} = 187 \times 1,35 = 252,45 \text{ kg/m}$$

Si procede tramite l' ausilio del software SDC all' analisi delle sollecitazioni della trave:



Modulo elastico:  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

#### Nodi e reazioni vincolari

Nodo 1 (0, 0) cm  
Nodo 2 (162,5, 0) cm Vincolo col terreno: Appoggio inclinazione  $0^\circ$   
Rx = 0 kg Ry = 63084,4 kg  
Nodo 3 (377,5, 0) cm Vincolo col terreno: Cerniera  
Rx = 0 kg Ry = 63084,4 kg  
Nodo 4 (540, 0) cm

#### Carichi concentrati

1 Trave: 1 Posizione= 82,5 cm Fx=0 kg Fy=-62404 kg C=0 kg·cm  
2 Trave: 3 Posizione= 80 cm Fx=0 kg Fy=-62404 kg C=0 kg·cm

#### Carichi distribuiti

1 Trave: 1 Tra 0 cm e 162,5 cm px= 0 kg/cm py= -2,52 kg/cm  
2 Trave: 2 Tra 0 cm e 215 cm px= 0 kg/cm py= -2,52 kg/cm  
3 Trave: 3 Tra 0 cm e 162,5 cm px= 0 kg/cm py= -2,52 kg/cm

#### Sollecitazioni nelle travi

##### Trave 1 tra i nodi 1 (Incastro) e 2 (Incastro)

Lunghezza = 162,5 cm Momento d'inerzia =  $107176 \text{ cm}^4$  Area =  $239 \text{ cm}^2$   
Z=0 cm N=0 kg T=2,435883E-10 kg M=-4,165486E-10 kg·cm  
Ux=0 cm Uy=-0,5108012 cm Rot=3,290994E-03 rad  
Z=9,6662E-11 cm N=0 kg T=0 kg M=-4,165486E-10 kg·cm  
Ux=0 cm Uy=-0,5108012 cm Rot=3,290994E-03 rad  
Z=82,5 cm N=0 kg T=-207,9 kg M=-8575,875 kg·cm  
Ux=0 cm Uy=-0,2393158 cm Rot=3,290775E-03 rad  
Z=82,5 cm N=0 kg T=-62611,9 kg M=-8575,885 kg·cm  
Ux=0 cm Uy=-0,2393158 cm Rot=3,290775E-03 rad  
Z=162,5 cm N=0 kg T=-62813,5 kg M=-5025592 kg·cm  
Ux=0 cm Uy=0 cm Rot=2,395737E-03 rad

##### Trave 2 tra i nodi 2 (Incastro) e 3 (Incastro)

Lunghezza = 215 cm Momento d'inerzia =  $107176 \text{ cm}^4$  Area =  $239 \text{ cm}^2$   
Z=0 cm N=0 kg T=270,9 kg M=-5025592 kg·cm  
Ux=0 cm Uy=0 cm Rot=2,395737E-03 rad  
Z=107,5 cm N=0 kg T=1,477929E-12 kg M=-5011031 kg·cm  
Ux=0 cm Uy=0,1287086 cm Rot=1565294 rad  
Z=215 cm N=0 kg T=-270,9 kg M=-5025592 kg·cm  
Ux=0 cm Uy=0 cm Rot=-2,395737E-03 rad

##### Trave 3 tra i nodi 3 (Incastro) e 4 (Incastro)

Lunghezza = 162,5 cm Momento d'inerzia =  $107176 \text{ cm}^4$  Area =  $239 \text{ cm}^2$   
Z=0 cm N=0 kg T=62813,5 kg M=-5025592 kg·cm  
Ux=0 cm Uy=0 cm Rot=-2,395737E-03 rad  
Z=80 cm N=0 kg T=62611,9 kg M=-8575,885 kg·cm  
Ux=0 cm Uy=-0,2393158 cm Rot=2,010032E+08 rad  
Z=80 cm N=0 kg T=207,9 kg M=-8575,875 kg·cm  
Ux=0 cm Uy=-0,2393158 cm Rot=2,010032E+08 rad  
Z=162,5 cm N=0 kg T=3,096545E-11 kg M=1,336957E-09 kg·cm  
Ux=0 cm Uy=-0,5108012 cm Rot=-3,290994E-03 rad

$Med_{\max} = 50.256 \text{ kgm}$  momento flettente massimo

---

Condizione di verifica:

$$\frac{M_{ED}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{4.290 \cdot 2.750}{1,05} = 11.235.714 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M_{ED}}{M_{c,Rd}} = \frac{50.256}{112.357} = 0,45 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

il valore massimo della freccia valutato nelle condizioni di esercizio si desume dalla precedente analisi considerando il valore  $U_y = - 0,51 \text{ cm}$  e dividendolo per il coefficiente  $\gamma = 1,35$  (condizione di SLU).

$$\eta = 0,51/1,35 = 0,38 \text{ cm} \longrightarrow 3,8 \text{ mm} \quad \text{valore compatibile con la tipologia di struttura}$$