

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

### U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE VARIANTI

### PROGETTO DEFINITIVO

## RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO

### Lotto 1: Fiumefreddo (i) – Taormina (i) / Letojanni

### OPERE PRINCIPALI - PONTI E VIADOTTI

Relazione di calcolo spalla lato Giampilieri (SpB)

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS2S 01 D 09 CL VI0204 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	Seteco	Gen.2018	A. Ferri	Gen.2018	P. Carlésimo	Gen.2018	A. Viozzi	Gen.2018

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti  
Dott. Ing. Angelo Viozzi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
N° A20783

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	4
3	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	8
4	MATERIALI .....	8
4.1	CALCESTRUZZO .....	8
4.2	ACCIAIO PER STRUTTURE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO .....	9
5	ANALISI DELLE STRUTTURE E CODICI DI CALCOLO .....	9
6	GEOMETRIA DELLE SPALLE E SISTEMA DI RIFERIMENTO .....	10
7	ANALISI DEI CARICHI .....	12
7.1	CARICHI PERMANENTI .....	12
7.1.1	<i>Carichi permanenti spalla</i> .....	12
7.1.2	<i>Carichi permanenti trasmessi dall'impalcato di 40 m</i> .....	12
7.2	CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO .....	13
7.3	AZIONI ORIZZONTALI DA TRAFFICO (FRENATURA/AVVIAMENTO, CENTRIFUGA, SERPEGGIO) .....	14
7.4	CARICO DA VENTO .....	15
7.5	AZIONE SISMICA .....	18
7.6	RIEPILOGO DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO .....	20
7.7	FORZE INERZIALI .....	21
8	COMBINAZIONE DEI CARICHI .....	22
8.1	COEFFICIENTI PER LE COMBINAZIONI DI CARICO – SLU .....	25
8.2	COEFFICIENTI PER LE COMBINAZIONI DI CARICO – SISMA .....	26
8.3	COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI – SLE .....	30
9	SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONI .....	31
10	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE .....	35
10.1	REAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE .....	36

10.2	MODELLO DI CALCOLO TRASVERSALE: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE .....	43
10.2.1	Verifica a flessione .....	46
10.2.2	Verifica a fessurazione (SLE).....	48
10.2.3	Verifica a taglio.....	58
10.3	MODELLO DI CALCOLO LONGITUDINALE: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE .....	59
10.3.1	Verifiche a flessione .....	62
10.3.2	Verifica a fessurazione (SLE).....	63
10.3.3	Verifica a taglio.....	69
11	VERIFICA DEL MURO FRONTALE .....	70
11.1.1	Verifica a pressoflessione.....	73
11.1.2	Verifica a fessurazione (SLE).....	75
11.1.3	Verifica a taglio.....	81
12	VERIFICA DEL MURO ANDATORE .....	83
13	VERIFICA DELLA SOLETTA .....	83
14	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE.....	84
14.1	RIEPILOGO CARICHI SUI PALI .....	84
14.2	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE PALO .....	84
14.3	VERIFICA PALO PER FORZE ORIZZONTALI .....	86
14.3.1	Capacità portante orizzontale (Broms) .....	86
14.4	RESISTENZA STRUTTURALE .....	87
14.4.1	Taglio strutturale.....	88
14.5	VERIFICHE SLE .....	89



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA - PALERMO  
RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO  
Lotto 1: Fiumefreddo (i) – Taormina (i) / Letojanni

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	4 di 92

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di resistenza di una delle spalle del viadotto ferroviario VI02 della tratta ferroviaria Fiumefreddo - Giampilieri, viadotto ferroviario previsto dal progetto definitivo per il raddoppio di tale linea. In particolare si tratterà la spalla B lato Giampilieri che presenta nella parte posteriore una struttura scatolare, in parte contenuta dalla spalla.

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Nel presente documento si riportano le verifiche alle sottostrutture dell'opera in oggetto.

Per le ipotesi assunte nel calcolo si rimanda alla parte generale della relazione di calcolo, di cui la presente costituisce un allegato, alla parte relativa alla sovrastruttura e alla parte relativa allo scatolare.

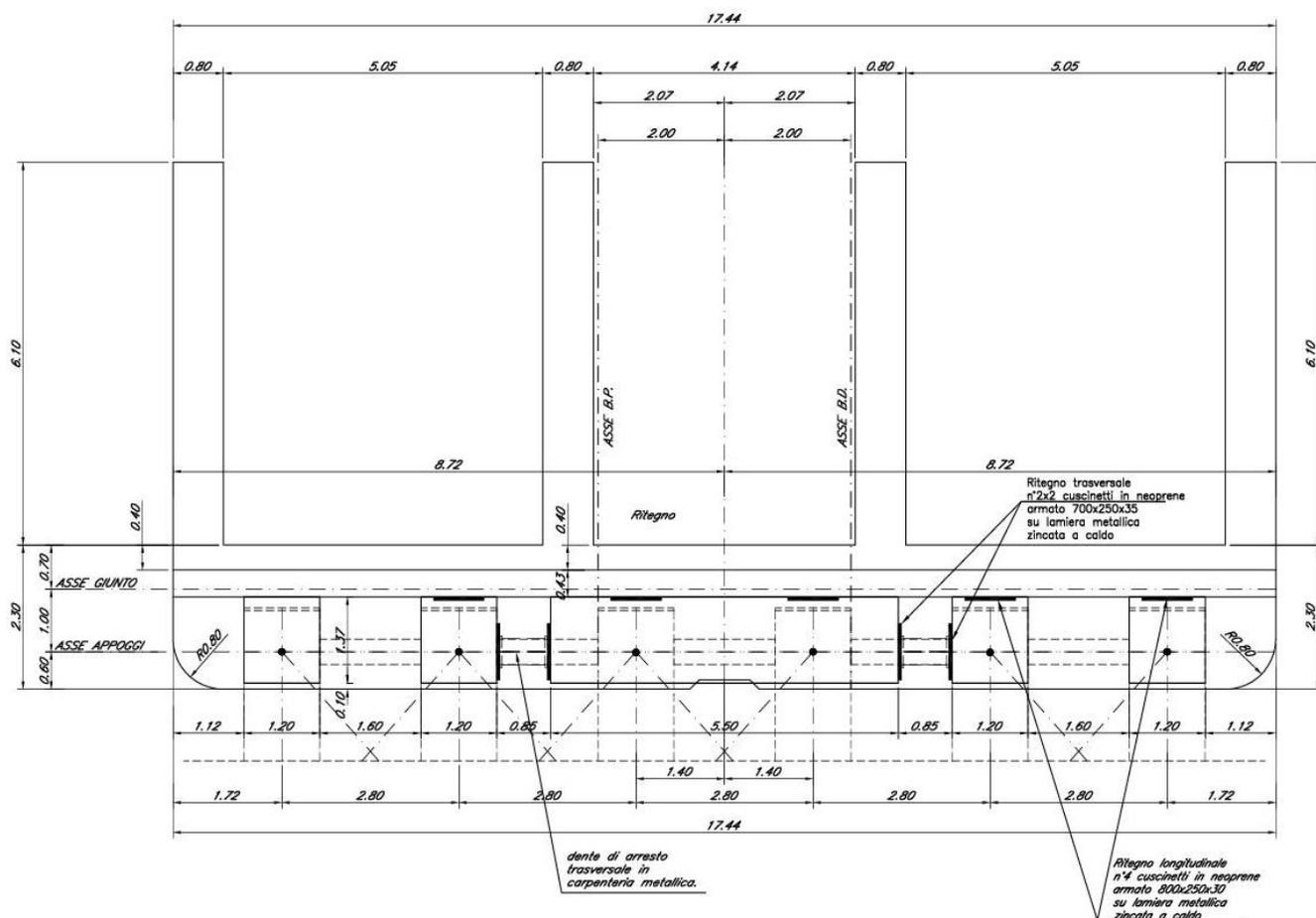
Scopo del presente documento è verificare una delle due spalle del viadotto con impalcato misto acciaio-calcestruzzo costituito da 22 campate, di cui venti aventi luce di 40 m, una avente luce di 120 m e una di 18 m.

La fondazione della spalla è costituita da un plinto fondato su pali. Il plinto di fondazione è spesso 2.00 m e presenta dimensioni in pianta pari a 21x12 m, invece i pali sono di diametro 1.5 m sono distanziati tra loro di 4.5 m.

Il muro frontale è spesso 2.3 m, alto 6.50 m e presenta una larghezza pari a 18.00 m. Il muro paraghiaia, anch'esso avente larghezza pari a 18 m, è spesso 0.40 m ed ha un'altezza massima di 3.46 m.

Nella parte posteriore della spalla è presente uno scatolare composto da tre muri spessi 0.8 m che sorreggono l'impalcato dove sono presenti i binari e le banchine. Il trasverso tra i muri è spesso 80 cm, presenta inoltre una parte a sbalzo di spessore 0.30 m su cui si poggiano dei muretti spessi 0.25 m e un camminamento spesso 0.2 m. Per la definizione dei carichi derivanti da questa porzione, definita scatolare e il calcolo strutturale si rimanda alla relazione tecnica della stessa e agli elaborati grafici.

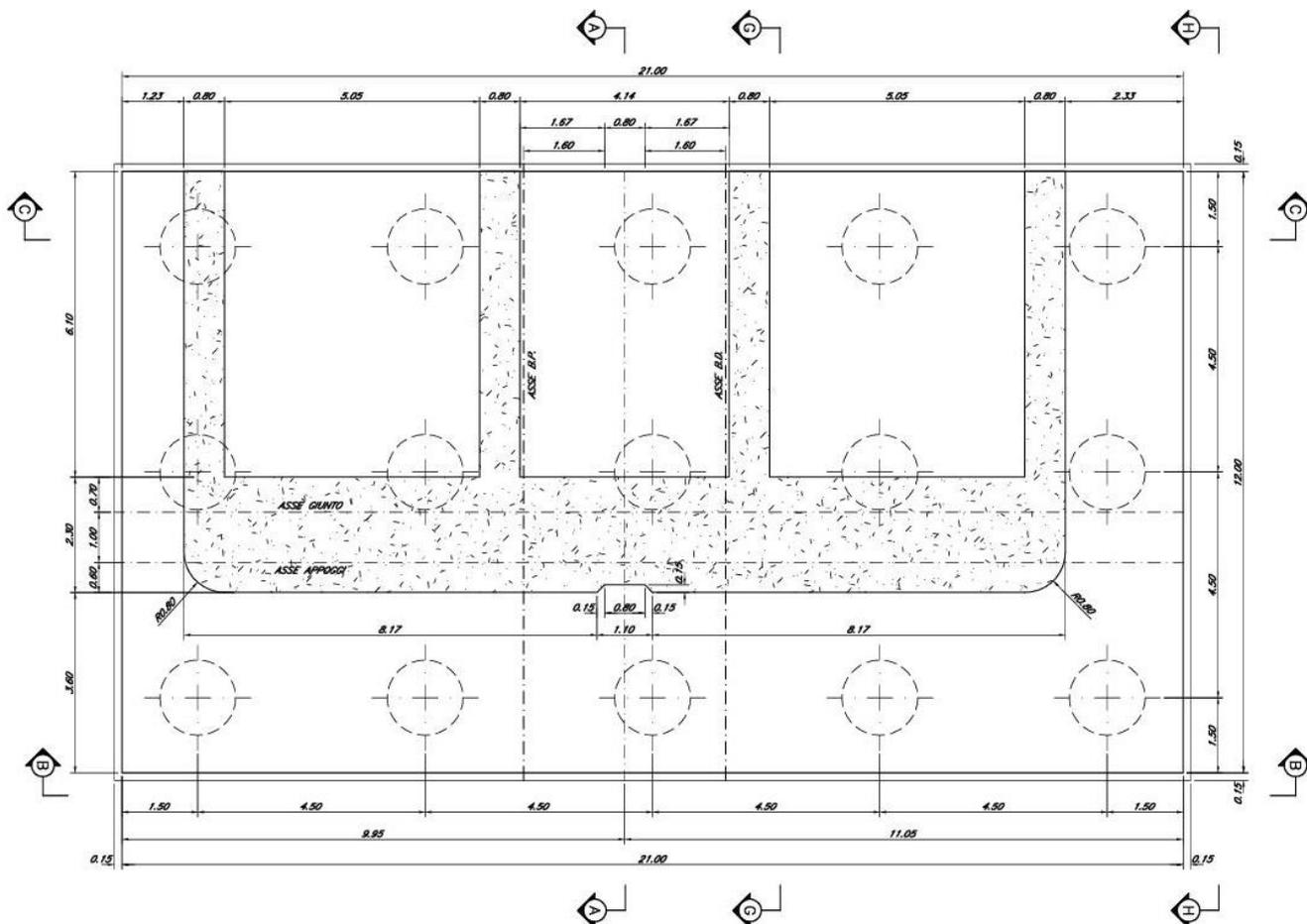




**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	7 di 92



### 3 RIFERIMENTI NORMATIVI

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili (Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture)
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005

### 4 MATERIALI

#### 4.1 Calcestruzzo

**Calcestruzzo classe C25/30** (impiegato per i pali di fondazione e per la zattera di fondazione delle spalle)

$$f_{ck}=30 \times 0.83 = 24.90 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}= f_{ck}+8 =32.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm}= 0.3 \times f_{ck}^{2/3} =2.56 \text{ MPa}$$

$$E_{cm}=31447.16 \text{ MPa} \approx 31 \text{ GPa}$$

**Calcestruzzo classe C32/40** (impiegato per il fusto delle pile e per le spalle)

$$f_{ck}=40 \times 0.83 = 33.2 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}= f_{ck}+8 = 41.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm}= 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 3.57 \text{ MPa}$$

$$E_{cm}=32836.0 \text{ MPa} \approx 33 \text{ GPa}$$

## 4.2 Acciaio per strutture in conglomerato cementizio

**Tipo di acciaio**

**B450C**

Peso per unità di volume

$$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

Tensione caratteristica a rottura

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di calcolo a snervamento

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_s = 1.15$$

## 5 ANALISI DELLE STRUTTURE E CODICI DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni si è utilizzato Sap2000.

Per le verifiche delle sezioni a flessione e presso-flessione è stato utilizzato il programma Gelfi (VCASlu). Per le altre verifiche sono stati impiegati fogli di calcolo di biblioteca o altri appositamente predisposti.

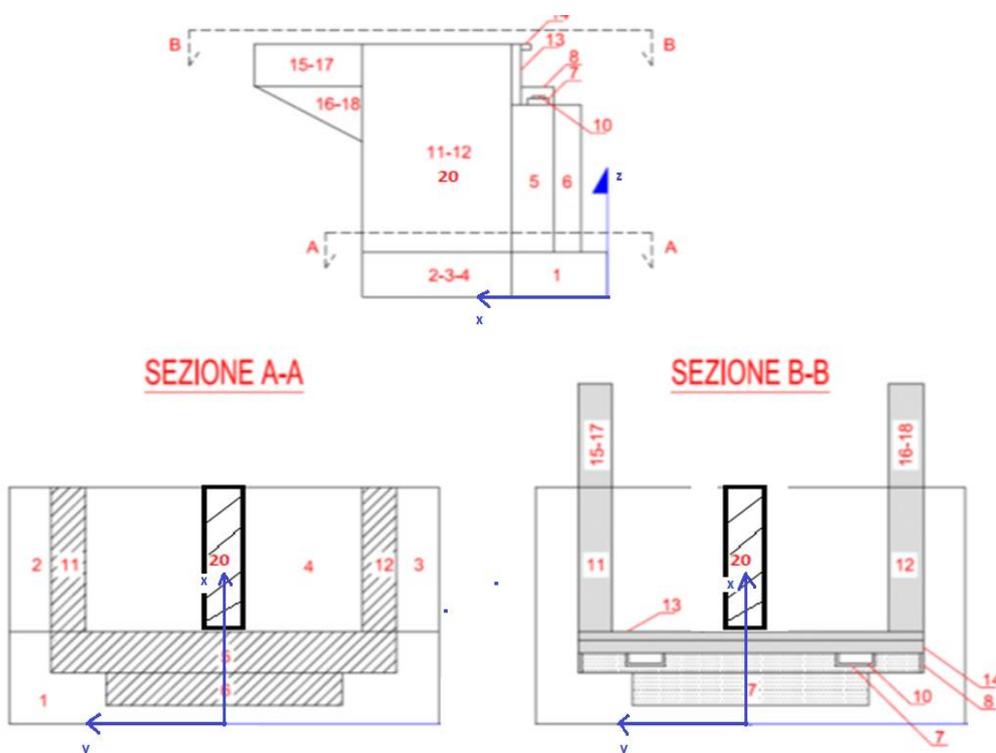
**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	10 di 92

## 6 GEOMETRIA DELLE SPALLE E SISTEMA DI RIFERIMENTO

Di seguito è indicato uno schema qualitativo della geometria della spalla, utile alla lettura della tabella successiva. I dati presenti in tabella, indicanti il peso di ciascun elemento costituente, fanno riferimento all'effettiva carpenteria della spalla come definita negli elaborati grafici.



**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	11 di 92

Numero elemento	Descrizione	quantità	Lx	Ly	Lz	Volume [m3]	$\gamma$ [KN/m3]	Peso [KN]
1	Porzione trasversale della fondazione	1	5.65	20.50	2.00	231.65	25.00	-5791.25
2	Porzione longitudinale della fondazione ( $y>0$ )	1	5.85	4.80	2.00	56.16	25.00	-1404.00
3	Porzione longitudinale della fondazione ( $y<0$ )	1	5.85	3.70	2.00	43.29	25.00	-1082.25
4	Completamento della fondazione	1	5.85	12.00	2.00	140.40	25.00	-3510.00
	<b>Peso totale della fondazione (platea)</b>					471.50		-11787.50
5	Muro frontale	1	2.30	18.00	6.50	269.10	25.00	-6727.50
6	Ringrosso muro frontale (per appoggi)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
	<b>Peso totale muro frontale</b>					0.00		-6727.50
7	Baggioli	4	1.20	1.20	0.15	0.22	25.00	-21.60
8	Ritegni sismici trasversali	2	1.72	1.72	0.35	1.04	25.00	-51.77
9	Ritegni sismici longitudinali	2	0.50	1.40	0.63	0.44	25.00	-22.05
10	Apparecchi di appoggio	1			0.20			
11	Muro laterale ( $y<0$ )	1	5.85	0.80	9.00	42.12	25.00	-1053.00
12	Muro laterale ( $y>0$ )	1	5.85	0.80	9.00	42.12	25.00	-1053.00
13	Muro paraghiaia	1	0.40	18.00	3.56	25.63	25.00	-640.80
14	Martello	1	0.20	18.00	0.68	2.45	25.00	-61.20
20	Muro centrale	1	5.85	0.80	9.00	42.12	25.00	-1053.00

Nella parte posteriore della spalla, portato dai muri laterali e il muro frontale è presente un impalcato con banchina. La verifica dello stesso e delle pareti di sostegno (muro centrale e muri laterali) sono riportate in un'altra relazione.

## 7 ANALISI DEI CARICHI

Le sollecitazioni agenti sull'opera in oggetto, riassunte nella presente relazione, sono state calcolate in un altro elaborato a cui si rimanda. Di seguito verranno riportati solo i valori necessari per il calcolo della spalla.

### 7.1 Carichi permanenti

#### 7.1.1 Carichi permanenti spalla

Nei carichi permanenti strutturali sono compresi il peso proprio della spalla e dello scatolare (calcolati considerando un peso specifico del calcestruzzo di  $25 \text{ kN/m}^3$ ), i pesi sostenuti dallo scatolare stesso, i quali vengono così riassunti:

	Fz	Mx
	[kN]	[kNm]
G1 scatolare	-1974.1	749.1
G2 scatolare	-952.5	86.5

#### 7.1.2 Carichi permanenti trasmessi dall'impalcato di 40 m

Di seguito si riportano le risultanti dei carichi permanenti strutturali e non strutturali trasmessi al piano appoggi del muro frontale dall'impalcato in corrispondenza del lato fisso con gli appoggi fissi. I seguenti carichi non sono combinati con alcun coefficiente.

	Fz	Mx
	[kN]	[kNm]
G1 impalcato	-4950.2	2203.9
G2 impalcato	-8219.7	1902.8
<i>Da applicare al baricentro degli appoggi</i>		

## 7.2 Carichi verticali da traffico

La spalla è stata progettata considerando le massime sollecitazioni dovute al carico da traffico (modelli LM71 e/o SW/2) trasmesse dall'impalcato, ipotizzando la contemporaneità della massima risultante verticale ed il massimo momento trasversale risultante sul piano appoggi. Considerando anche la possibile contemporaneità dei carichi su entrambi i binari.

Per la descrizione dei modelli di carico da traffico, della ripartizione trasversale e longitudinale degli stessi si rimanda all'elaborato di calcolo dell'impalcato.

Di seguito si riportano le massime azioni dei carichi da traffico.

Caso:	LM71PdxM01		
Nodo	Fx	Fy	Fz
	[kN]	[kN]	[kN]
4015*	0	0	-27.58
4115*	0	41.38	456.40
4315*	0	0	1062.42
4415*	0	0	746.69

*\*4015, 4315 e 4415 appoggi multi-direzionali esterni, 4115 appoggi unidirezionali interni*

Caso:	SW2DM01		
Nodo	Fx	Fy	Fz
	[kN]	[kN]	[kN]
4015	0	0	940.77
4115	0	-35.305	1093.78
4315	0	0	606.06
4415	0	0	-75

In questo caso è stata considerata la contemporanea presenza sui due binari di un LM71 e di un SW02 che determinano i seguenti carichi (riferiti al punto medio degli appoggi):

Caso	Fy	Fz	Mx
	[kN]	[kN]	[kNm]
LM71 +SW02	6.08	4803.54	848.68

### 7.3 Azioni orizzontali da traffico (frenatura/avviamento, centrifuga, serpeggio)

L'azione laterale associata al serpeggio equivale ad una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. I valori risultanti delle forze dovute al serpeggio risultano:

Caso	Fy	Mx
	[ kN ]	[ kNm ]
Serpeggio (LM71+SW02)	210	762.84

#### 7.4 Carico da vento

Il calcolo dell'azione del vento segue quanto indicato nel NTC 2008 al cap. 3.3. Per il calcolo della pressione cinetica ci si è riferiti a una quota da terra pari alla quota della metà della barriera laterale.

### AZIONE DEL VENTO SECONDO DM 2008

#### CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO

Zona di riferimento		4	
Altezza slm	$a_s$	50.0	m
Velocità base riferimento slm	$v_{b,0}$	28	m/s
	$a_0$	500	m
	$k_a$	0.02	
Velocità base riferimento	$v_b$	28.0	m/s
Densità dell'aria	$\rho$	1.25	kg/m <sup>3</sup>
Tempo di ritorno	$T_r$	75	anni
Coefficiente di ritorno	$\alpha_r$	1.02	
Velocità di riferimento progetto	$v_b(T_r)$	28.7	m/s
Pressione critica di riferimento	$q_b$	513.3	N/m <sup>2</sup>

**CALCOLO PRESSIONE CINETICA MINIMA**

Classe di rugosità		D	
Categoria di esposizione		2	
	$k_r$	0.19	
	$z_0$	0.05	m
	$z_{min}$	4.00	m
Coefficiente di topografia	$c_t(z)$	1	
	$c_t(z_{min})$	1	
Altezza da terra	$z$	13.50	< 200 m
		( $Z_{min}=4$ )	
Coefficiente dinamico	$c_d$	1.00	
Coefficiente di esposizione	$c_e$	2.55	
Rapporto superficie/parte piena	$\phi (>0)$	1	
Coefficiente areodinamico	$c_p$	1.4	
<b>Pressione cinetica</b>	<b><math>q_{p\_min}(z)</math></b>	<b>1.83</b>	<b><math>kN/m^2</math></b>

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	17 di 92

Le forze risultanti dovute all'azione del vento trasversale agente sull'impalcato, trasmesso da quest'ultimo al piano appoggi in sommità del muro di testata sono pari a:

Caso	VENTOdx			
	Nodo	Fx	Fy	Fz
		[kN]	[kN]	[kN]
4001		0	0	413.57
4101		0	554.03	-121.38
4301		0	0	-92.91
4401		0	0	-199.28

Riportando i seguenti carichi al centro degli appoggi:

	Fy	Mx
	[kN]	[kNm]
Vento	554.028	2534.095

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	18 di 92

## 7.5 Azione sismica

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

*Longitudine: 15.24579*

*Latitudine: 37.81825*

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

*Classe d'uso: III*

*Coefficiente d'uso  $CU = 1.5$*

*Vita nominale  $VN = 75$ anni*

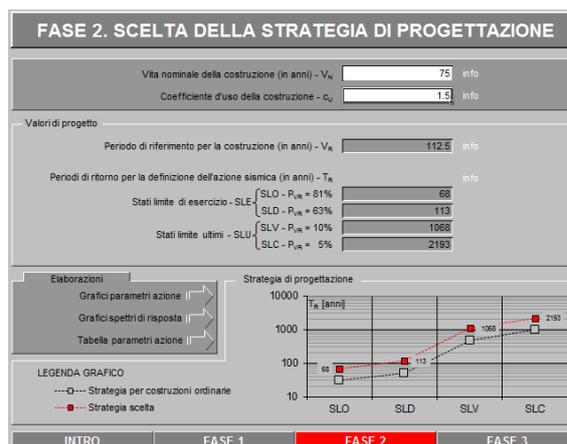
*Categoria di suolo: B*

*Condizione topografica: T1*

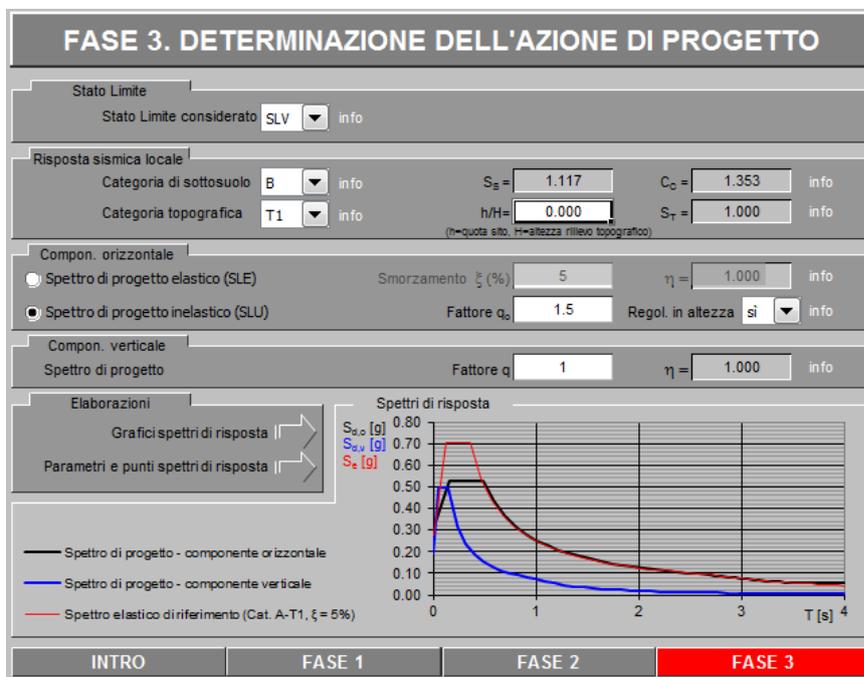
*Fattore di struttura  $q = 1.5$*

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

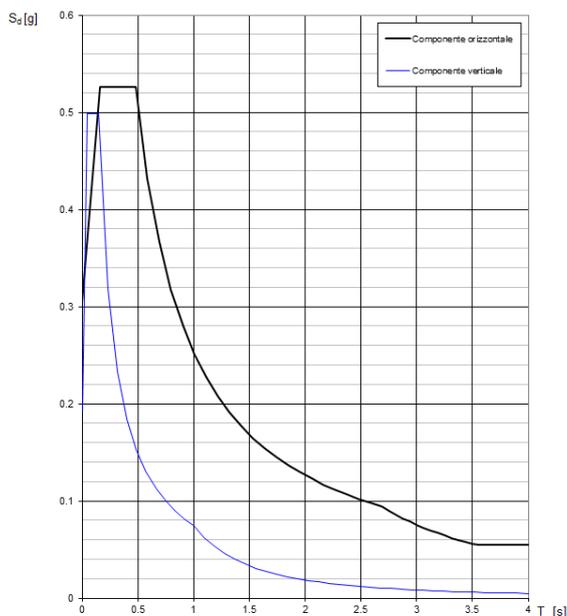
I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale e verticale sono riportati :



Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti		Punti dello spettro di risposta	
STATO LIMITE	SLV	T [s]	S <sub>g</sub> [g]
a <sub>s</sub>	0.273 g	0.000	0.305
F <sub>s</sub>	2.583	0.160	0.526
T <sub>s</sub>	0.395 s	0.481	0.526
S <sub>B</sub>	1.117	0.598	0.432
C <sub>0</sub>	1.353	0.591	0.286
S <sub>T</sub>	1.000	0.796	0.318
q	1.500	0.902	0.280
		1.007	0.251
		1.112	0.227
		1.218	0.208
		1.323	0.191
		1.428	0.177
		1.533	0.165
		1.639	0.154
		1.744	0.145
		1.849	0.137
		1.955	0.129
		2.060	0.123
		2.165	0.117
		2.270	0.111
		2.376	0.106
		2.481	0.102
		2.586	0.098
		2.692	0.094
		2.794	0.090
		2.816	0.086
		2.878	0.082
		2.941	0.079
		3.003	0.075
		3.065	0.072
		3.128	0.070
		3.190	0.067
		3.252	0.064
		3.315	0.062
		3.377	0.060
		3.438	0.058
		3.502	0.056
		3.564	0.055
		3.626	0.055
		3.688	0.055
		3.751	0.055
		3.813	0.055
		3.875	0.055
		3.938	0.055
		4.000	0.055

Parametri dipendenti	
S	1.117
$\eta$	0.667
T <sub>s</sub>	0.160 s
T <sub>c</sub>	0.481 s
T <sub>0</sub>	2.692 s

Espressioni dei parametri dipendenti	
$S = S_B \cdot S_T$	(NTC-08 Eq. 3.2.5)
$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \xi)} \geq 0.55; \eta - 1 \leq q$	(NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)
$T_s = T_c / 3$	(NTC-07 Eq. 3.2.8)
$T_c = C_0 \cdot T_s$	(NTC-07 Eq. 3.2.7)
$T_0 = 4 \cdot 0.2 \cdot \eta / g + 1.6$	(NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)	
$0 \leq T < T_s$	$S_g(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E \cdot \left[ \frac{T}{T_s} + 1 - \frac{T}{T_s} \right]$
$T_s \leq T < T_c$	$S_g(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E$
$T_c \leq T < T_0$	$S_g(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$
$T_0 \leq T$	$S_g(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_0}{T} \right)$

Lo spettro di progetto S<sub>g</sub>(T) per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico S<sub>e</sub>(T) sostituendo  $\eta$  con  $\eta q$ , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 §. 3.2.3.5)

Con tale azione sismica agente, le forze risultanti trasmesse dall'impalcato al piano appoggi della spalla in corrispondenza della sommità del muro di testata sono riportate al paragrafo successivo, sotto le voci Ex, Ey ed Ez.

## 7.6 Riepilogo dei carichi trasmessi dall'impalcato

Sono qui riassunte tutte le azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla in corrispondenza del piano appoggi alla quota di sommità del muro di testata.

Elemento	Componenti risultante			
	Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	Mx_app [kNm]
Permanenti impalcato G1	0.0	0.0	-4950.2	2203.9
Permanenti impalcato G2	0.0	0.0	-8219.7	1902.8
Frenatura	0.0	0.0	0.0	0.0
Vento trasversale	554.1	0.0	0.0	2534.3
Sovraccarico acc	6.1	0.0	-4803.5	848.7
Resistenze parassite	0.0	292.6	0.0	
Azioni laterali (serpeggio)	210.3	0.0	0.0	762.8
Ex	0.0	0.0	0.0	0.0
Ey	3930.2	0.0	4879.4	-4683.9
Ez	-47.2	0.0	-1787.3	-6.1

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	21 di 92

## 7.7 Forze inerziali

In condizione sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari ad  $F_h=k_h \cdot W$  e  $F_v=k_v \cdot W$ , dove i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC08 risultando pari a  $k_h=\beta_m \cdot a_{max}/g$ ,  $k_v=\pm 0.5k_h$  con  $a_{max}=S_s \cdot S_t \cdot a_g$ .

Coefficients $K_h$ e $K_v$		
$K_h$	0.304	[-]
$K_v$	0.152	[-]

Forze inerziali dovute al sisma			
$F_{h,terr}=k_h W_{mt}$	Forza d'inerzia orizzontale del muro di testata	2051.49	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{mt}$	Forza d'inerzia verticale del muro di testata	1025.75	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{prg}$	Forza d'inerzia orizzontale del muro paraghiaia	195.41	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{prg}$	Forza d'inerzia verticale del muro paraghiaia	97.70	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{centr}$	Forza d'inerzia orizzontale del muro centrale	321.10	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{centr}$	Forza d'inerzia verticale del muro centrale	160.55	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{and}$	Forza d'inerzia orizzontale del muro laterale	321.10	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{and}$	Forza d'inerzia verticale del muro laterale	160.55	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{and}$	Forza d'inerzia orizzontale della fondazione della spalla	3594.49	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{and}$	Forza d'inerzia verticale della fondazione della spalla	1797.25	kN

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02.04.002	A	22 di 92

## 8 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le verifiche di sicurezza strutturali sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU e i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

### 2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

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

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02.04.002	A	23 di 92

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.  
<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.  
<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.  
<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	24 di 92

	Azioni	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	25 di 92

**8.1 Coefficienti per le combinazioni di carico – SLU**

	Elemento	Coefficienti per combinazioni	
		cond. A1+M1+R1 (a)	cond. A1+M1+R1 (b)
Peso proprio	Muro frontale	1.35	1.35
	Paraghiaia frontale	1.35	1.35
	Muro sinistro	1.35	1.35
	Bandiera muro sx	1.35	1.35
	Paraghiaia sinistro	1.35	1.35
	Muro centrale	1.35	1.35
	Muro destro	1.35	1.35
	Bandiera muro dx	1.35	1.35
	Paraghiaia destro	1.35	1.35
	Platea	1.35	1.35
Permanenti da impal. Scatol.	G1 - impalcato su scatolare	1.35	1.35
	G2 - impalcato su scatolare	1.5	1.5
Traffico da scatolare	Sovraccarico acc	1.45	1.45
Inerzia x spalla	Muro frontale	0	0
	Paraghiaia frontale	0	0
	Muro sinistro	0	0
	Paraghiaia sinistro	0	0
	Muro centrale	0	0
	Muro destro	0	0
	Paraghiaia destro	0	0
	Platea	0	0
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0	0
	G2 - impalcato su scatolare	0	0
Inerzia y spalla	Muro frontale	0	0
	Paraghiaia frontale	0	0
	Muro sinistro	0	0
	Paraghiaia sinistro	0	0
	Muro centrale	0	0
	Muro destro	0	0
	Paraghiaia destro	0	0
	Platea	0	0
Inerzia y - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0	0
	G2 - impalcato su scatolare	0	0
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato G1	1.35	1.35
	Permanenti impalcato G2	1.5	1.5
	Frenatura	1.45	1.45
	Vento trasversale	0.9	0.9
	Sovraccarico acc	1.45	1.45
	Azione centrifuga	0.73	0.73
	Resistenze parassite	0.9	0.9
	Azioni laterali (serpeggio)	0.73	0.73
	Sisma x - impalcato	Ex	0
Sisma y - impalcato	Ey	0	0
Sisma z - impalcato	Ez	0	0

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	26 di 92

## 8.2 Coefficienti per le combinazioni di carico – sisma

Nel caso in cui l'azione nella direzione x sia prevalente i coefficienti e le combinazioni sono i seguenti:

	Elemento	Ex-0.3Ey+0.3Ez(verso alto)		Ex-0.3Ey+0.3Ez(verso basso)		-Ex-0.3Ey+0.3Ez(verso alto)		-Ex-0.3Ey+0.3Ez(verso basso)	
		x/y	z	x/y	z	x/y	z	x/y	z
Peso proprio	Muro frontale	1	1	1	1	1	1	1	1
	Paraghiaia frontale	1	1	1	1	1	1	1	1
	Muro sinistro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Bandiera muro sx	1	1	1	1	1	1	1	1
	Paraghiaia sinistro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Muro centrale	1	1	1	1	1	1	1	1
	Muro destro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Bandiera muro dx	1	1	1	1	1	1	1	1
	Paraghiaia destro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Platea	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanenti da impal. Scatol.	G1 - impalcato su scatolare	1	1	1	1	1	1	1	1
	G2 - impalcato su scatolare	1	1	1	1	1	1	1	1
Traffico da scatolare	Sovraccarico acc	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Inerzia x spalla	Muro frontale	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Paraghiaia frontale	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro sinistro	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Paraghiaia sinistro	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro centrale	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro destro	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Paraghiaia destro	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Platea	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	G2 - impalcato su scatolare	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
Inerzia y spalla	Muro frontale	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Paraghiaia frontale	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Muro sinistro	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Paraghiaia sinistro	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Muro centrale	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Muro destro	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Paraghiaia destro	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Platea	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	27 di 92

Inerzia y - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	G2 - impalcato su scatolare	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato G1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Permanenti impalcato G2	1	1	1	1	1	1	1	1
	Frenatura	0.2	0.2	0.2	0.2	-0.2	0.2	-0.2	0.2
	Vento trasversale	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sovraccarico acc	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	Azione centrifuga	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	Resistenze parassite	0	0	0	0	0	0	0	0
	Azioni laterali (serpeggio)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Sisma x - impalcato	Ex	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1
Sisma y - impalcato	Ey	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3
Sisma z - impalcato	Ez	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	28 di 92

Nel caso in cui l'azione nella direzione y sia prevalente i coefficienti e le combinazioni sono i seguenti:

	Elemento	0.3Ex-Ey+0.3Ez(verso alto)		0.3Ex-Ey+0.3Ez(verso basso)	
		x/y	z	x/y	z
Peso proprio	Muro frontale	1	1	1	1
	Paragliaia frontale	1	1	1	1
	Muro sinistro	1	1	1	1
	Bandiera muro sx	1	1	1	1
	Paragliaia sinistro	1	1	1	1
	Muro centrale	1	1	1	1
	Muro destro	1	1	1	1
	Bandiera muro dx	1	1	1	1
	Paragliaia destro	1	1	1	1
	Platea	1	1	1	1
Permanenti da impal. Scatol.	G1 - impalcato su scatolare	1	1	1	1
	G2 - impalcato su scatolare	1	1	1	1
Traffico da scatolare	Sovraccarico acc	0.2	0.2	0.2	0.2
Inerzia x spalla	Muro frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Paragliaia frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Muro sinistro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Paragliaia sinistro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Muro centrale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Muro destro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Paragliaia destro	0.3	-0.3	0.3	0.3
Platea	0.3	-0.3	0.3	0.3	
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0.3	-0.3	0.3	0.3
	G2 - impalcato su scatolare	0.3	-0.3	0.3	0.3
Inerzia y spalla	Muro frontale	-1	-0.3	-1	0.3
	Paragliaia frontale	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro sinistro	-1	-0.3	-1	0.3
	Paragliaia sinistro	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro centrale	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro destro	-1	-0.3	-1	0.3
	Paragliaia destro	-1	-0.3	-1	0.3
Platea	-1	-0.3	-1	0.3	
Inerzia y - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	-1	-0.3	-1	0.3
	G2 - impalcato su scatolare	-1	-0.3	-1	0.3
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato G1	1	1	1	1
	Permanenti impalcato G2	1	1	1	1
	Frenatura	0.2	0.2	0.2	0.2
	Vento trasversale	0	0	0	0
	Sovraccarico acc	0.2	0.2	0.2	0.2
	Azione centrifuga	0.1	0.1	0.1	0.1
	Resistenze parassite	0	0	0	0
	Azioni laterali (serpeggio)	0.1	0.1	0.1	0.1
Sisma x - impalcato	Ex	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma y - impalcato	Ey	-1	1	-1	1
Sisma z - impalcato	Ez	-0.3	-0.3	0.3	0.3

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	29 di 92

Nel caso in cui l'azione nella direzione z sia prevalente i coefficienti e le combinazioni sono i seguenti:

	Elemento	0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso alto)		0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso basso)		-0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso alto)		-0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso basso)	
		x/y	z	x/y	z	x/y	z	x/y	z
Peso proprio	Muro frontale	1	1	1	1	1	1	1	1
	Paraghiaia frontale	1	1	1	1	1	1	1	1
	Muro sinistro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Bandiera muro sx	1	1	1	1	1	1	1	1
	Paraghiaia sinistro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Muro centrale	1	1	1	1	1	1	1	1
	Muro destro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Bandiera muro dx	1	1	1	1	1	1	1	1
	Paraghiaia destro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Platea	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanenti da impal. Scatol.	G1 - impalcato su scatolare	1	1	1	1	1	1	1	1
	G2 - impalcato su scatolare	1	1	1	1	1	1	1	1
Traffico da scatolare	Sovraccarico acc	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Inerzia x spalla	Muro frontale	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Paraghiaia frontale	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Muro sinistro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Paraghiaia sinistro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Muro centrale	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Muro destro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Paraghiaia destro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Platea	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	G2 - impalcato su scatolare	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
Inerzia y spalla	Muro frontale	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Paraghiaia frontale	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Muro sinistro	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Paraghiaia sinistro	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Muro centrale	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Muro destro	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Paraghiaia destro	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Platea	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	G2 - impalcato su scatolare	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato G1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Permanenti impalcato G2	1	1	1	1	1	1	1	1
	Frenatura	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	Vento trasversale	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sovraccarico acc	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	Azione centrifuga	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	Resistenze parassite	0	0	0	0	0	0	0	0
	Azioni laterali (serpeggio)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Sisma x - impalcato	Ex	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
Sisma y - impalcato	Ey	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3
Sisma z - impalcato	Ez	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

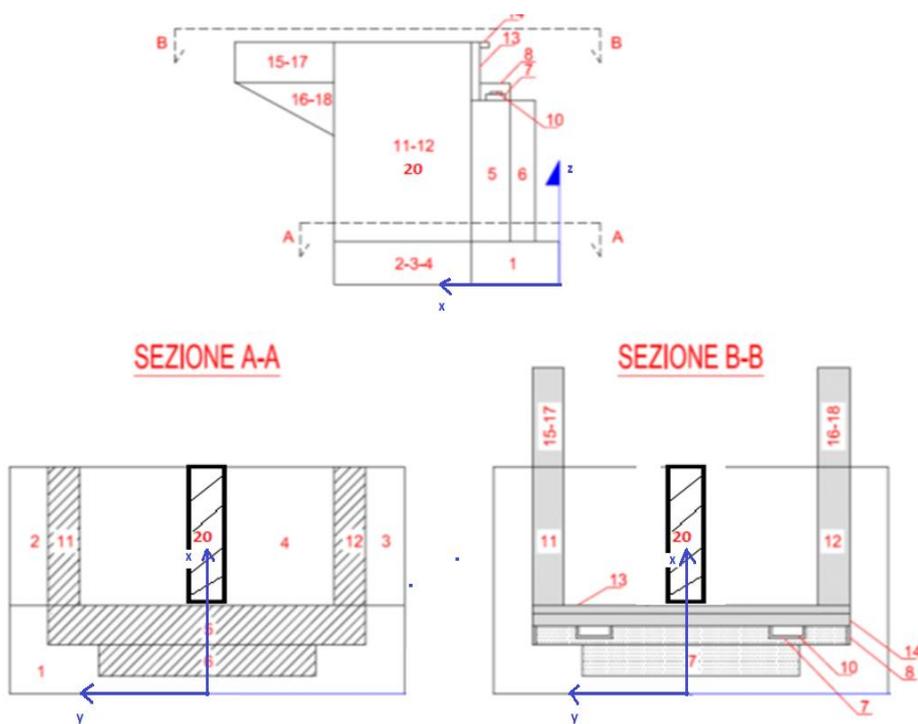
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	30 di 92

### 8.3 Coefficienti per combinazioni – SLE

	Elemento	SLE_rara (a)	SLE_rara (b)	SLE_freq (a)	SLE_freq (b)	SLE_Q.P.
Peso proprio	Muro frontale	1	1	1	1	1
	Paraghiaia frontale	1	1	1	1	1
	Muro sinistro	1	1	1	1	1
	Bandiera muro sx	1	1	1	1	1
	Paraghiaia sinistro	1	1	1	1	1
	Muro centrale	1	1	1	1	1
	Muro destro	1	1	1	1	1
	Bandiera muro dx	1	1	1	1	1
	Paraghiaia destro	1	1	1	1	1
	Platea	1	1	1	1	1
Permanenti da impal. Scatol.	G1 - impalcato su scatolare	1	1	1	1	1
	G2 - impalcato su scatolare	1	1	1	1	1
Traffico da scatolare	Sovraccarico acc	1	1	0.6	0.6	0
Inerzia x spalla	Muro frontale	0	0	0	0	0
	Paraghiaia frontale	0	0	0	0	0
	Muro sinistro	0	0	0	0	0
	Paraghiaia sinistro	0	0	0	0	0
	Muro centrale	0	0	0	0	0
	Muro destro	0	0	0	0	0
	Paraghiaia destro	0	0	0	0	0
Platea	0	0	0	0	0	
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0	0	0	0	0
	G2 - impalcato su scatolare	0	0	0	0	0
Inerzia y spalla	Muro frontale	0	0	0	0	0
	Paraghiaia frontale	0	0	0	0	0
	Muro sinistro	0	0	0	0	0
	Paraghiaia sinistro	0	0	0	0	0
	Muro centrale	0	0	0	0	0
	Muro destro	0	0	0	0	0
	Paraghiaia destro	0	0	0	0	0
Platea	0	0	0	0	0	
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0	0	0	0	0
	G2 - impalcato su scatolare	0	0	0	0	0
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato G1	1	1	1	1	1
	Permanenti impalcato G2	1	1	1	1	1
	Frenatura	1	1	0.6	0.6	0
	Vento trasversale	0.6	0.6	0	0	0
	Sovraccarico acc	1	1	0.6	0.6	0
	Azione centrifuga	0.5	0.5	0.3	0.3	0
	Resistenze parassite	0.6	0.6	0.5	0.5	0.5
	Azioni laterali (serpeggio)	0.5	0.5	0.3	0.3	0
Sisma x - impalcato	Ex	0	0	0	0	0
Sisma y - impalcato	Ey	0	0	0	0	0
Sisma z - impalcato	Ez	0	0	0	0	0

## 9 SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONI

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari in direzione orizzontale e verticale agenti sulla spalla. Queste forze sono riferite al sistema di riferimento riportato nella figura seguente, in seguito verranno utilizzate per ricavare le sollecitazioni per il calcolo del plinto.



**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	32 di 92

	Elemento	Componenti risultante				Pos. della risultante (RF Baric. palificata)		
		Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	x [m]	y [m]	z [m]
	Muro frontale	0	0	-6728		4.50	0	5.25
	Paraghiaia frontale	0	0	-641		5.45	0	10.25
	Muro sinistro	0	0	-1053		8.58	6.15	6.5
	Bandiera muro sx							
Peso proprio	Paraghiaia sinistro	0	0	0		0.00	0	0
	Muro centrale	0	0	-1053		8.58	0.55	6.5
	Muro destro	0	0	-1053		8.58	5.05	6.5
	Bandiera muro dx							
	Paraghiaia destro	0	0	0		0.00	0	0
	Platea	0	0	-11788		5.75	0	1
Permanenti da impal. Scatol.	G1 - impalcato su scatolare	0.00	0.00	-1974	749.13	8.58	0.00	11.40
	G2 - impalcato su scatolare	0.00	0.00	-952	86.47	8.58	0.00	11.40
Traffico da scatolare	Sovraccarico acc	0.00	0.00	-2012	273.44	8.58	0.00	11.40
Inerzia x spalla	Muro frontale	0.00	2051.49	-1025.75		4.50	0.00	0.00
	Paraghiaia frontale	0.00	195.41	-97.70		5.45	0.00	0.00
	Muro sinistro	0.00	321.10	-160.55		8.58	0.00	0.00
	Paraghiaia sinistro	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
	Muro centrale	0.00	321.10	-160.55		8.58	0.55	6.50
	Muro destro	0.00	321.10	-160.55		8.58	0.00	0.00
	Paraghiaia destro	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
	Platea	0.00	3594.49	-1797.25		5.75	0	1
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0.00	602.00	301.00	0.00	8.58	0.00	11.40
	G2 - impalcato su scatolare	0.00	290.44	145.22	0.00	8.58	0.00	11.40
Inerzia y spalla	Muro frontale	2051.49	0	-1025.75		4.50	0	4.5

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	33 di 92

	Paraghiaia frontale	195.41	0	-97.70		5.45	0	8.75
	Muro sinistro	321.10	0	-160.55		8.58	0	6.1
	Paraghiaia sinistro	0.00	0	0.00		0.00	0	10.45
	Muro centrale	321.10	0	-160.55		8.58	0.55	6.50
	Muro destro	321.10	0	-160.55		8.58	0	6.1
	Paraghiaia destro	0.00	0	0.00		0.00	0	10.45
	Platea	3594.49	0	-1797.25		4.50	0.00	1.00
Inerzia y - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	602.00	0	-301.00	0.00	8.58	0.00	11.40
	G2 - impalcato su scatolare	290.44	0	-145.22	0.00	8.58	0.00	11.40
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato G1	0.0	0.0	-4950.2	2203.9	4.03	0.55	8.65
	Permanenti impalcato G2	0.0	0.0	-8219.7	1902.8	4.03	0.55	8.65
	Frenatura	0.0	0.0	0.0	0.0	4.03	0.55	8.65
	Vento trasversale	554.1	0.0	0.0	2534.3	4.03	0.55	8.65
	Sovraccarico acc	6.1	0.0	-4803.5	848.7	4.03	0.55	8.65
	Azione centrifuga	0.0	0.0	0.0	0.0	4.03	0.55	0
	Resistenze parassite	0.0	292.6	0.0		4.03	0.55	8.65
	Azioni laterali (serpeggio)	210.3	0.0	0.0	762.8	4.03	0.55	8.65
Sisma x - impalcato	Ex	0.0	0.0	0.0	0.0	4.03	0.55	8.65
Sisma y - impalcato	Ey	3930.2	0.0	4879.4	-4683.9	4.03	0.55	8.65
Sisma z - impalcato	Ez	-47.2	0.0	-1787.3	-6.1	4.03	0.55	8.65

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	34 di 92

Tali azioni combinate con i coefficienti riportati in precedenza determinano le sollecitazioni di progetto nel baricentro del plinto, alla quota intradosso, esposte nelle tabelle seguenti.

Sollecitazioni intradosso fondazione					
Combinazioni	$N_{tot}$	$M_{y_{tot}}$	$M_{x_{tot}}$	$V_{y_{tot}}$	$V_{x_{tot}}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
cond. A1+M1+R1 (a)	-61692	-22162	-26811	661	263
cond. A1+M1+R1 (b)	-61692	-22162	-26811	661	263
Ex-0.3Ey+0.3Ez(verso alto)	-35733	5362	6756	-3452	7697
Ex-0.3Ey+0.3Ez(verso basso)	-40888	2229	6302	-3480	7697
-Ex-0.3Ey+0.3Ez(verso alto)	-35733	-26349	6756	-3452	-7697
-Ex-0.3Ey+0.3Ez(verso basso)	-40888	-29482	6302	-3480	-7697
0.3Ex-Ey+0.3Ez(verso alto)	-32317	138	57211	-11591	2309
0.3Ex-Ey+0.3Ez(verso basso)	-37473	-2995	56757	-11619	2309
0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso alto)	-29719	-2081	7287	-3419	2309
0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso basso)	-46903	-12526	5772	-3513	2309
-0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso alto)	-29719	-2081	7287	-3419	2309
-0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso basso)	-46903	-12526	5772	-3513	2309
SLE_rara (a)	-44174	-15122	-19239	444	176
SLE_rara (b)	-44174	-15122	-19239	444	176
SLE_freq (a)	-41447	-14344	-16934	67	146
SLE_freq (b)	-41447	-14344	-16934	67	146
SLE_Q.P.	-37358	-12797	-15510	0	146

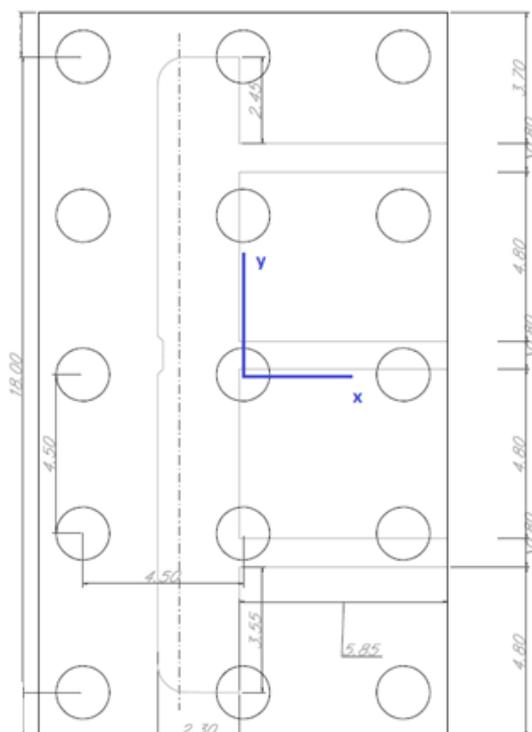
**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	35 di 92

## 10 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE

Si descrivono le verifiche strutturali del plinto di fondazione. Per il calcolo del plinto si sono schematizzati dei modelli locali (porzioni) dello stesso: modelli a mensola per il calcolo degli sbalzi e modelli a trave a tre appoggi per porzioni contenute dalle pareti dello scatolare. Ai modelli di calcolo sono state applicate le reazioni verticali risultanti sui pali di fondazione per ciascuna combinazione di carico, il peso proprio della porzione di plinto larga un metro. Si è poi proceduto alle verifiche a pressoflessione e taglio delle zone più sollecitate del plinto di fondazione. Di seguito verrà riportato il calcolo delle reazioni dei pali, successivamente verranno calcolate tutte le porzioni di plinto.



**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	36 di 92

### 10.1 Reazione sui pali di fondazione

A partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai pali di fondazione.

Si riportano di seguito i dati della palificata in termini di coordinate geometriche dei pali rispetto al baricentro del plinto di fondazione e le azioni risultanti su ciascun palo per le combinazioni di carico di progetto.

#### Coordinate pali

palo	$x [m]$	$y [m]$	$x^2$	$y^2$	$W_x [m]$	$W_y [m]$
1	4.5	9	20.25	81	45	67.5
2	4.5	4.5	20.25	20.25	45	135
3	4.5	0	20.25	1E-28	45	[-]
4	4.5	-4.5	20.25	20.25	45	-135
5	4.5	-9	20.25	81	45	-67.5
6	0	9	1E-28	81	[-]	67.5
7	0	4.5	1E-28	20.25	[-]	135
8	0	0	1E-28	1E-28	[-]	[-]
9	0	-4.5	1E-28	20.25	[-]	-135
10	0	-9	1E-28	81	[-]	-67.5
11	-4.5	9	20.25	81	-45	67.5
12	-4.5	4.5	20.25	20.25	-45	135
13	-4.5	0	20.25	1E-28	-45	[-]
14	-4.5	-4.5	20.25	20.25	-45	-135
15	-4.5	-9	20.25	81	-45	-67.5

*Caratteristiche geometriche fondazione*

Dimensioni del plinto		
Lx	11.5	m
Ly	20.5	m
Lz	2	m
n	15	numero pali

*Sforzi sui pali di fondazione per ciascuna combinazione di carico:*

$$\text{Sforzo normale sul singolo palo: } N_i = \frac{N}{n} - \frac{M_y}{\sum x^2} x_i - \frac{M_x}{\sum y^2} y_i$$

$$\text{Sforzo di taglio orizzontale su singolo palo: } H_i = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} / n$$

Dove:

n è il numero di pali di fondazione

x è la distanza longitudinale del palo dal baricentro del plinto

y è la distanza trasversale del palo dal baricentro del plinto

N, M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>, V<sub>x</sub>, V<sub>y</sub> sono le sollecitazioni calcolate a intradosso plinto di fondazione

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	38 di 92

Si riporta in forma tabellare tutte le reazioni dei pali per ogni combinazione di carico.

Sforzi di taglio	
Combinazioni	$V_{i,tot}$
	[kN]
cond. A1+M1+R1 (a)	47
cond. A1+M1+R1 (b)	47
Ex-0.3Ey+0.3Ez(verso alto)	562
Ex-0.3Ey+0.3Ez(verso basso)	563
-Ex-0.3Ey+0.3Ez(verso alto)	562
-Ex-0.3Ey+0.3Ez(verso basso)	563
0.3Ex-Ey+0.3Ez(verso alto)	788
0.3Ex-Ey+0.3Ez(verso basso)	790
0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso alto)	275
0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso basso)	280
-0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso alto)	275
-0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso basso)	280
SLE_rara (a)	32
SLE_rara (b)	32
SLE_freq (a)	11
SLE_freq (b)	11
SLE_Q.P.	10

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	39 di 92

**Sforzi normali pali – parte 1**

Combinazioni	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8
	[kN]							
cond. A1+M1+R1 (a)	-4017	-3819	-3620	-3422	-3223	-4510	-4311	-4113
cond. A1+M1+R1 (b)	-4017	-3819	-3620	-3422	-3223	-4510	-4311	-4113
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-2401	-2451	-2501	-2551	-2601	-2282	-2332	-2382
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-2682	-2729	-2775	-2822	-2869	-2633	-2679	-2726
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1697	-1747	-1797	-1847	-1897	-2282	-2332	-2382
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1977	-2024	-2071	-2117	-2164	-2633	-2679	-2726
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-1310	-1734	-2158	-2581	-3005	-1307	-1731	-2154
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-1591	-2011	-2432	-2852	-3272	-1657	-2078	-2498
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-1827	-1881	-1935	-1989	-2043	-1873	-1927	-1981
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-2763	-2806	-2848	-2891	-2934	-3041	-3084	-3127
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-1827	-1881	-1935	-1989	-2043	-1873	-1927	-1981
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-2763	-2806	-2848	-2891	-2934	-3041	-3084	-3127
SLE_rara (a)	-2894	-2751	-2609	-2466	-2324	-3230	-3087	-2945
SLE_rara (b)	-2894	-2751	-2609	-2466	-2324	-3230	-3087	-2945
SLE_freq (a)	-2695	-2570	-2444	-2319	-2194	-3014	-2889	-2763
SLE_freq (b)	-2695	-2570	-2444	-2319	-2194	-3014	-2889	-2763
SLE_Q.P.	-2436	-2321	-2206	-2091	-1976	-2720	-2605	-2491

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	40 di 92

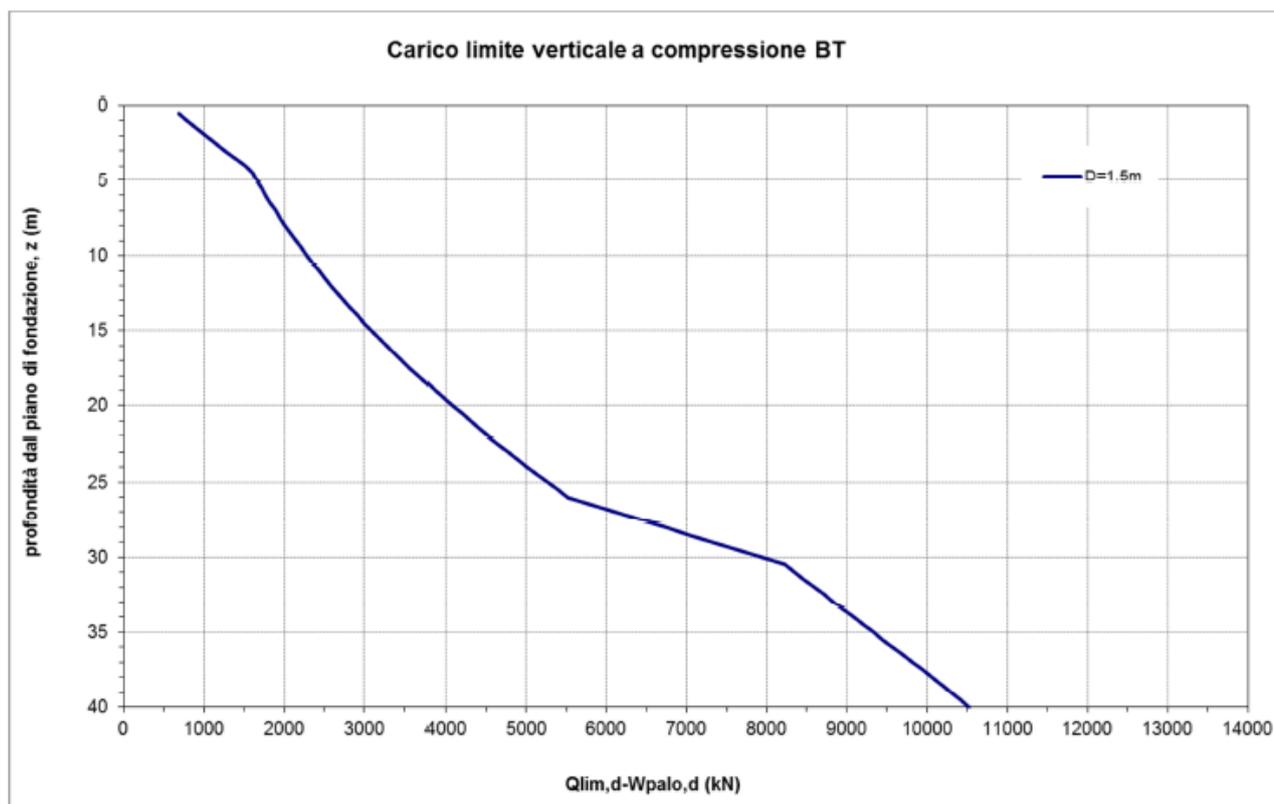
Sforzi normali pali – parte 2							
Combinazioni	Q9	Q10	Q11	Q12	Q13	Q14	Q15
	[kN]						
cond. A1+M1+R1 (a)	-3914	-3716	-5002	-4804	-4605	-4407	-4208
cond. A1+M1+R1 (b)	-3914	-3716	-5002	-4804	-4605	-4407	-4208
cond. A2+M2+R2 (a)	-2432	-2482	-2163	-2213	-2263	-2313	-2363
cond. A2+M2+R2 (b)	-2773	-2819	-2583	-2630	-2676	-2723	-2770
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-2432	-2482	-2868	-2918	-2968	-3018	-3068
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-2773	-2819	-3288	-3334	-3381	-3428	-3474
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-2578	-3002	-1304	-1728	-2151	-2575	-2999
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-2919	-3339	-1724	-2144	-2565	-2985	-3406
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-2035	-2089	-1920	-1974	-2027	-2081	-2135
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-3170	-3212	-3320	-3362	-3405	-3448	-3491
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-2035	-2089	-1920	-1974	-2027	-2081	-2135
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-3170	-3212	-3320	-3362	-3405	-3448	-3491
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-2802	-2660	-3566	-3423	-3281	-3138	-2996
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-2802	-2660	-3566	-3423	-3281	-3138	-2996
SLE_rara (a)	-2638	-2512	-3333	-3207	-3082	-2956	-2831
SLE_rara (b)	-2638	-2512	-3333	-3207	-3082	-2956	-2831
SLE_freq (a)	-2376	-2261	-3005	-2890	-2775	-2660	-2545
SLE_freq (b)	-3914	-3716	-5002	-4804	-4605	-4407	-4208
SLE_Q.P.	-3914	-3716	-5002	-4804	-4605	-4407	-4208

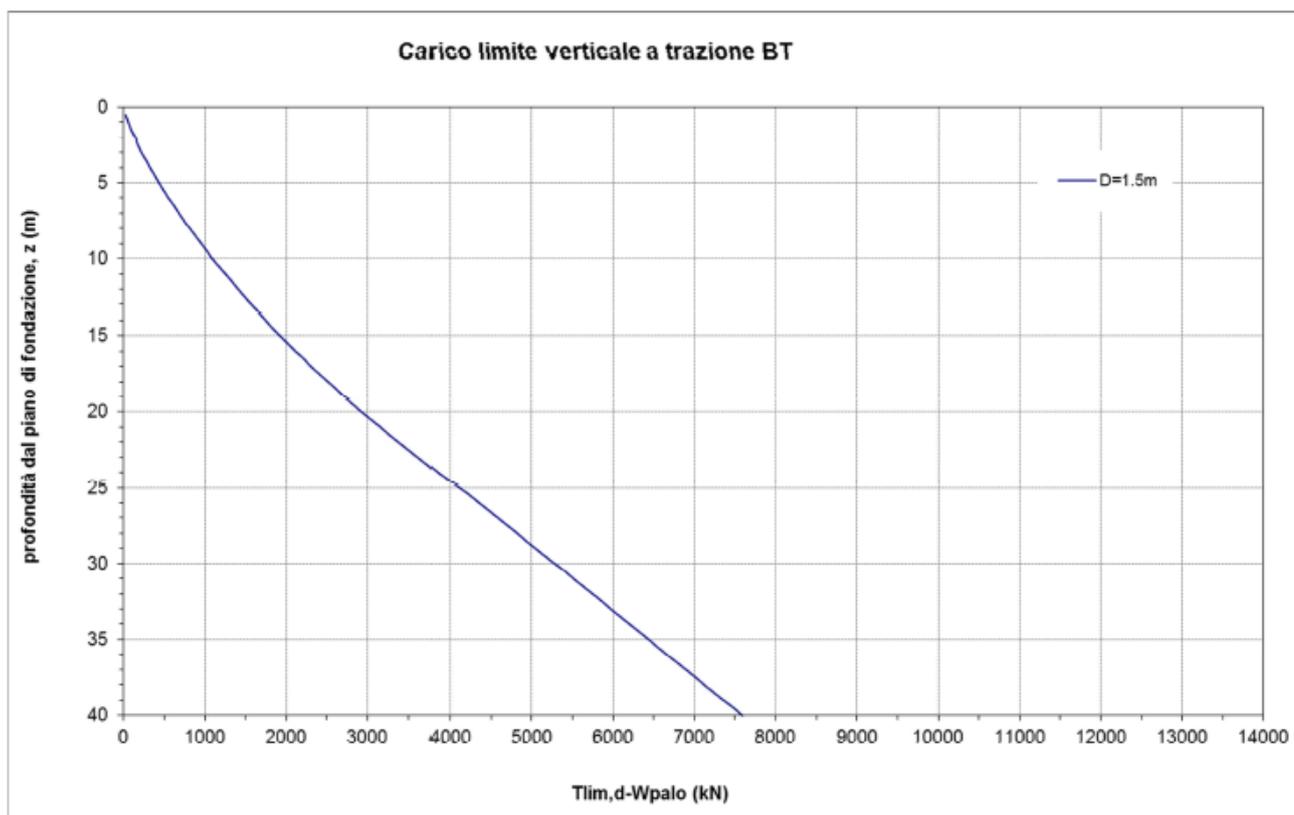
Sforzi massimi pali		
Massimo V	790	kN
Minimo V	10	kN
Massimo N	-1304	kN
Minimo N	-5002	kN

Queste azioni massime sui pali risultano essere minori delle reazioni massime dei pali. Infatti considerando una lunghezza del palo di 30 metri il palo riesce a portare i carichi di compressione massimi.

## VI02

### Da P18 a SpB





E considerando per ogni palo un armatura minima di 40  $\phi$  26, si riesce ad ottenere dei valori di resistenza a taglio maggiori di quelle di progetto. Per una più esaustiva descrizione di questi valori si rimanda alle relazioni geotecniche.

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	3169.6 (kN)		3169.6 (kN)	
Palo intermedio	28904.8 (kN)		28904.8 (kN)	
Palo corto	99663.6 (kN)		99663.6 (kN)	
<b>H<sub>med</sub></b>	<b>3169.6 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b>H<sub>min</sub></b>	<b>3169.6 (kN)</b>
	<b>H<sub>k</sub> = Min(H<sub>med</sub>/ξ<sub>3</sub> ; R<sub>min</sub>/ξ<sub>4</sub>)</b>		1920.97 (kN)	
	<b>H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/γ<sub>T</sub></b>		<b>1477.67 (kN)</b>	

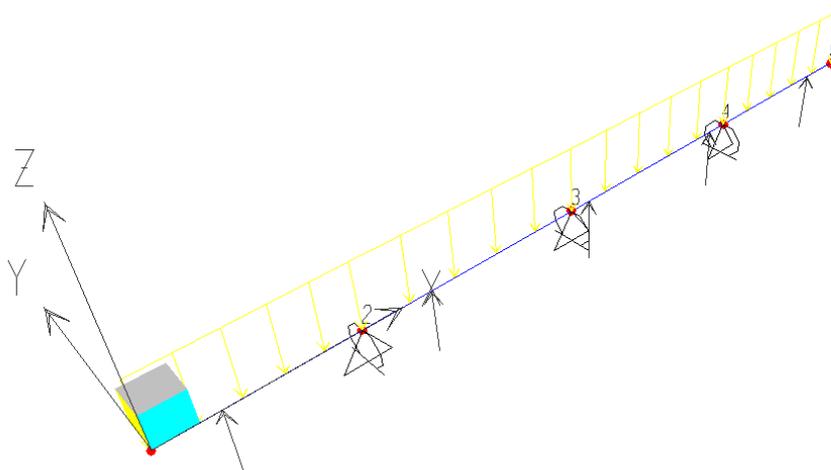
## 10.2 Modello di calcolo trasversale: sollecitazioni e verifiche

Il modello della parte posteriore del plinto di fondazione è stato sviluppato mediante il codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000. Trasversalmente il modello è quello di una trave su tre appoggi avente con due sbalzi all'estremità, la distanza tra gli appoggi è 5.6 m e gli sbalzi sono 4.1 m e 5.2 m rispettivamente a sinistra ( $y>0$ ) e a destra ( $y<0$ ). Gli appoggi sono posizionati in corrispondenza delle pareti.



Il calcestruzzo è di classe C25/30. Il plinto è considerato vincolato con semplici appoggi in corrispondenza del collegamento con le pareti.

Per il calcolo di questa porzione di plinto è stata considerata la situazione più gravosa, per posizione ed entità del carico dei pali: trave in corrispondenza dei pali P1, P2, P3, P4 e P5. Sono state applicate al modello le forze verticali in corrispondenza dei pali e come carico distribuito il peso proprio della fondazione, considerando una condizione di peso proprio maggiore (applicando il coefficiente di sicurezza 1.35 al carico) e una di carico non maggiorato.



Le reazioni dei pali sono state diffuse a 45° nello spessore del plinto fino al piano medio. Visto che in questo modello si trattano il caso di pali di bordo, si sono calcolate in maniera differente la diffusione del carico. Si riportano le relazioni utilizzate.

Caso pali di bordo:

$$\text{Diffusione} = \text{diametro pali} + \text{metà altezza plinto} + \text{distanza bordo}$$

Le combinazioni sottoposte a verifica sono le stesse usate per calcolare le reazioni dei pali. Per ogni condizione di carico si è considerato un caso in cui il peso proprio del plinto sia favorevole e uno sfavorevole rispettivamente.

Di seguito si riportano i valori massimi delle sollecitazioni da utilizzare nelle verifiche, già fattorizzati per un coefficiente di sovra-esistenza di 1.1 per la gerarchia delle resistenze.

Valori massimi delle sollecitazioni - SLU								
	M <sub>BA</sub>	M <sub>BC</sub>	M <sub>DC</sub>	M <sub>DC</sub>	T <sub>AB</sub>	T <sub>BC dx</sub>	T <sub>CD SX</sub>	T <sub>DE dx</sub>
	[KNm/m]	[KNm/m]	[KNm/m]	[KNm/m]	[KN/m]	[KN/m]	[KN/m]	[KN/m]
Max	3735.25	3735.25	3926.86	3926.86	-471	1620	1158	1110
Min	-39.00	-672.19	-672.19	-23.79	-1360	85	-1929	0

sezione B = joint 2; sezione C = joint 3; sezione D = joint 4; sezione E = joint 5

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	45 di 92

Valori massimi delle sollecitazioni - SLE								
	M <sub>BA</sub>	M <sub>BC</sub>	M <sub>DC</sub>	M <sub>DC</sub>	T <sub>AB</sub>	T <sub>BC dx</sub>	T <sub>CD SX</sub>	T <sub>DE dx</sub>
	[KNm/m]	[KNm/m]	[KNm/m]	[KNm/m]	[KN/m]	[KN/m]	[KN/m]	[KN/m]
Max	3735.25	3735.25	3926.86	3926.86	-471	1620	1158	1110
Min	-39.00	-672.19	-672.19	-23.79	-1360	85	-1929	0
<i>sezione B = joint 2; sezione C = joint 3; sezione D = joint 4; sezione E = joint 5</i>								

Valori massimi per verifiche a fessurazione - SLE			
Combinazioni	M <sub>B</sub>	M <sub>D</sub>	M <sub>C</sub>
	[KNm/m]	[KNm/m]	[KNm/m]
SLE_rara	2328.4	-434.5	2385.26
SLE_freq	2139.8	-407.4	2213.6
SLE_Q.P.	1893.5	-365.3	1927.6

Di seguito si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria e altezza pari a 2.00 m del plinto di fondazione per le armature in direzione trasversale. Il ricoprimento netto delle barre è pari a 4 cm.

### 10.2.1 Verifica a flessione

Si è considerata armata allo stesso modo la porzione di plinto considerata, quindi si sono considerate per il dimensionamento le sollecitazioni più gravose. Le armature longitudinali rispetto alla trave considerata sono:

- 1 fila di  $\varnothing$  24/10 superiormente
- 2 fila di  $\varnothing$  24/10 inferiormente

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto\_Trasversale\_M-

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sbalzo sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	45.24	6
			2	45.24	190
			3	45.24	194

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 3926.9 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

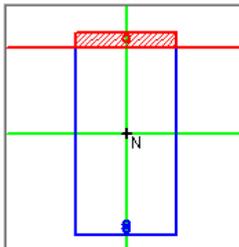
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
τ<sub>c1</sub> 1.829 N/mm²

M<sub>xRd</sub> 6'577 kN m  
σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 40.63 ‰  
d 194 cm  
x 15.39 x/d 0.07932  
δ 0.7

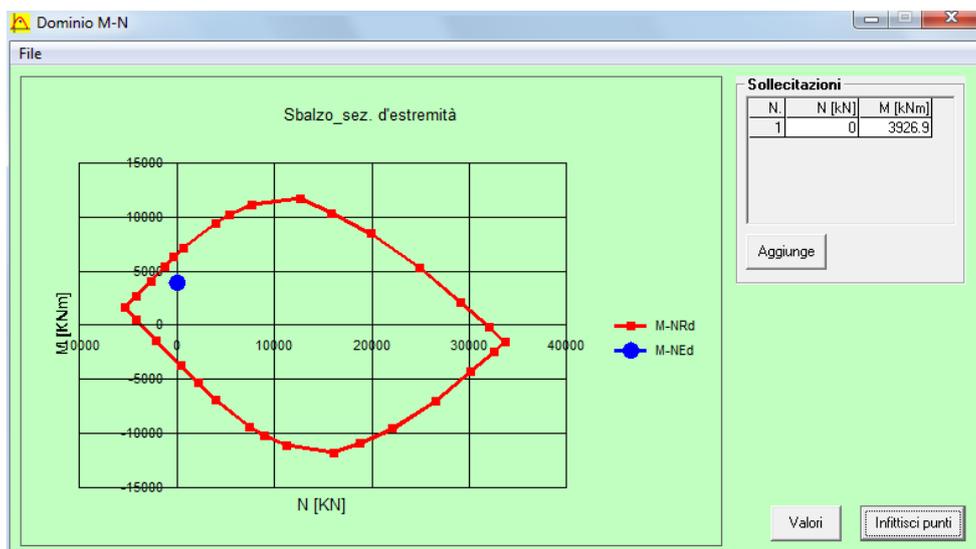


**PROGETTO DEFINITIVO**

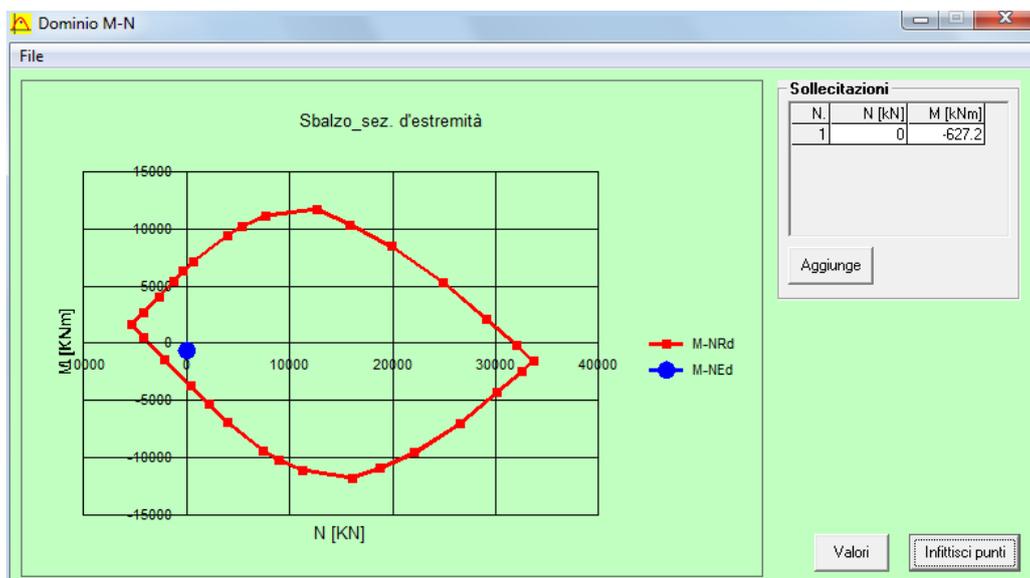
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	47 di 92

Momento positivo



Momento negativo



**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	48 di 92

## 10.2.2 Verifica a fessurazione (SLE)

### 1.8.3.2.4 REQUISITI CONCERNENTI LA FESSURAZIONE PER STRUTTURE IN C.A, C.A.P. E MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Si rimanda integralmente al par. 4.1.2.2.4 del DM del 14.1.2008 di seguito riportato con le integrazioni e i chiarimenti elencati nel seguito.

*Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:*

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

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

*In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:*

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;*
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:*

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 \quad (4.1.37)$$

*dove  $f_{ctm}$  è definito nel § 11.2.10.2;*

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

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

*Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.*

### Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli

SLE, dovrà risultare:

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

Si fa comunque presente che per le sole testate delle travi in c.a.p., se dovessero verificarsi micro fessurazioni, queste non dovranno essere di ampiezza superiore a 0.1 mm. Le suddette micro fessure, dopo la loro accettazione, andranno trattate con materiali idonei e secondo procedure da concordare con la Committenza.

Si riportano di seguito gli stati di tensione, che si generano con le combinazioni sopracitate. Si considera prima il caso di momento positivo e successivamente il caso di momento negativo.

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	49 di 92

**Sezione a Momento Positivo**

Dimensioni della sezione di calcolo

-	Altezza totale	h=	200 cm
	Altezza utile	d=	194 cm
	Larghezza di calcolo	b=	100 cm
	Area Acciaio teso	As=	90.43 cm <sup>2</sup>
	Area Acciaio compresso	As'=	45.22 cm <sup>2</sup>
lembo superiore:			1 $\Phi$ 24/10
lembo inferiore:			1 $\Phi$ 24/10 + 1 $\Phi$ 24/10
Calcestruzzo		Rck =	300 daN/cm <sup>2</sup>
Copriferro teso (da baric arm tesa)		c=	6 cm
Copriferro compresso (da baric arm compr)		d'=	6 cm
Momento sollecitante comb.frequente		Mf	2328.40 kN m
Momento sollecitante comb. Quasi permanente		Mq.p.	0.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)		x=	55.54 cm
Momento di inerzia della sezione omog.		Ji=	33380648 cm <sup>4</sup>
Area omogeneizzata		Ai=	7588.5 cm <sup>2</sup>

**Verifica a flessione**

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{st} = 1696.6 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -38.7 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

$$\sigma_{s1II} = 0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s_{2-3}II} = 1448.7 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 1448.7 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -518.3 \text{ daN/cm}^2$$

### Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese

$$\Phi_t = 2.40 \text{ cm}$$

interasse medio barre tese

$$f_c = 5.00 \text{ cm}$$

diametro medio barre compresse

$$\Phi_t = 2.40 \text{ cm}$$

interasse medio barre compresse

$$f_c = 10.00 \text{ cm}$$

baric. sez.fess.dal lembo inferiore

$$y_{gf} = 55.54 \text{ cm}$$

baric. sez. int. reag. dal lembo inf.

$$y_g = 102.89 \text{ cm}$$

asse neutro x

$$y_n = 55.54 \text{ cm}$$

braccio coppia interna

$$z = 175.49 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia sezione fess.

$$I_f = 33380648 \text{ cm}^4$$

Momento d'inerzia sez.inter.reag.

$$I_i = 84645453 \text{ cm}^4$$

Momento di prima fess. a fless.

$$M_{1f} = 272676 \text{ daN m}$$

Momento di prima fess. a traz.

$$M_{1t} = 227230 \text{ daN m}$$

Momento di formaz. fessure

$$M_{ff} = 153965 \text{ daN m}$$

$$b_{eff} = 100 \text{ cm}$$

$$d_{eff} = 22.80 \text{ cm}$$

$$A_{eff} = 2280 \text{ cm}^2$$

Area efficace

Verifica combinazione rara

in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive

$$k_2 = 0.4$$

$$k_3 = 0.125$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0.5$$

Distanza media tra le fessure

$$s_{rm} = 13.63 \text{ cm}$$

Deformazione media nel c.l.s

$$\epsilon_{sm} = 0.000281$$

APERTURA MEDIA DI FESSURA

$$W_m = 0.04 \text{ mm}$$

VALORE DI CONFRONTO

$$W_1 = 0.20 \text{ mm}$$

APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA

$$W_k = 0.07 \text{ mm}$$

**VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO  $W_k < W_1$**

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	51 di 92

**Sezione a Momento Negativo**

Dimensioni della sezione di calcolo

-	Altezza totale	h=	200 cm
	Altezza utile	d=	194 cm
	Larghezza di calcolo	b=	100 cm
	Area Acciaio teso	As=	45.22 cm <sup>2</sup>
	Area Acciaio compresso	As'=	90.43 cm <sup>2</sup>
lembo superiore:			1 $\Phi$ 24/10
lembo inferiore:			1 $\Phi$ 24/10 + 1 $\Phi$ 24/10
Calcestruzzo		Rck =	300 daN/cm <sup>2</sup>
Copriferro teso (da baric arm tesa)		c=	6 cm
Copriferro compresso (da baric arm compr)		d'=	6 cm
Momento sollecitante comb.frequente		Mf	434.50 kN m
Momento sollecitante comb. Quasi permanente		Mq.p.	0.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)		x=	36.30 cm
Momento di inerzia della sezione omog.		Ji=	19707123 cm <sup>4</sup>
Area omogeneizzata		Ai=	5664.2 cm <sup>2</sup>

### Verifica a flessione

#### Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sI} = 3089.0 \text{ daN/cm}^2$$

#### Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -8.0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

$$\sigma_{s1II} = 0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2,3II} = 521.6 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 521.6 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -100.2 \text{ daN/cm}^2$$

### Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese

$$\Phi_t = 2.40 \text{ cm}$$

interasse medio barre tese

$$f_c = 10.00 \text{ cm}$$

diametro medio barre compresse

$$\Phi_t = 2.40 \text{ cm}$$

interasse medio barre compresse

$$f_c = 5.00 \text{ cm}$$

baric. sez.fess.dal lembo inferiore

$$y_{gf} = 36.30 \text{ cm}$$

baric. sez. int. reag. dal lembo inf.

$$y_g = 97.11 \text{ cm}$$

asse neutro x

$$y_n = 36.30 \text{ cm}$$

braccio coppia interna

$$z = 181.90 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia sezione fess.

$$I_f = 19707123 \text{ cm}^4$$

Momento d'inerzia sez.inter.reag.

$$I_i = 84645453 \text{ cm}^4$$

Momento di prima fess. a fless.

$$M_{1f} = 257341 \text{ daN m}$$

Momento di prima fess. a traz.

$$M_{1t} = 214451 \text{ daN m}$$

Momento di formaz. fessure

$$M_{ff} = 135867 \text{ daN m}$$

$$b_{eff} = 100 \text{ cm}$$

$$d_{eff} = 22.80 \text{ cm}$$

Area efficace

$$A_{eff} = 2280 \text{ cm}^2$$

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	53 di 92

Verifica combinazione rara

in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive

$$k_2 = 0.4$$

$$k_3 = 0.125$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0.5$$

Distanza media tra le fessure

$$s_{rm} = 17.65 \text{ cm}$$

Deformazione media nel c.l.s

$$\epsilon_{sm} = 0.000101$$

APERTURA MEDIA DI FESSURA

$$W_m = 0.02 \text{ mm}$$

VALORE DI CONFRONTO

$$W_1 = 0.20 \text{ mm}$$

APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA

$$W_k = 0.03 \text{ mm}$$

**VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO  $W_k < W_1$**

In aggiunta alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

**2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni**

Strutture in C.A.

**Tensioni di compressione del calcestruzzo**

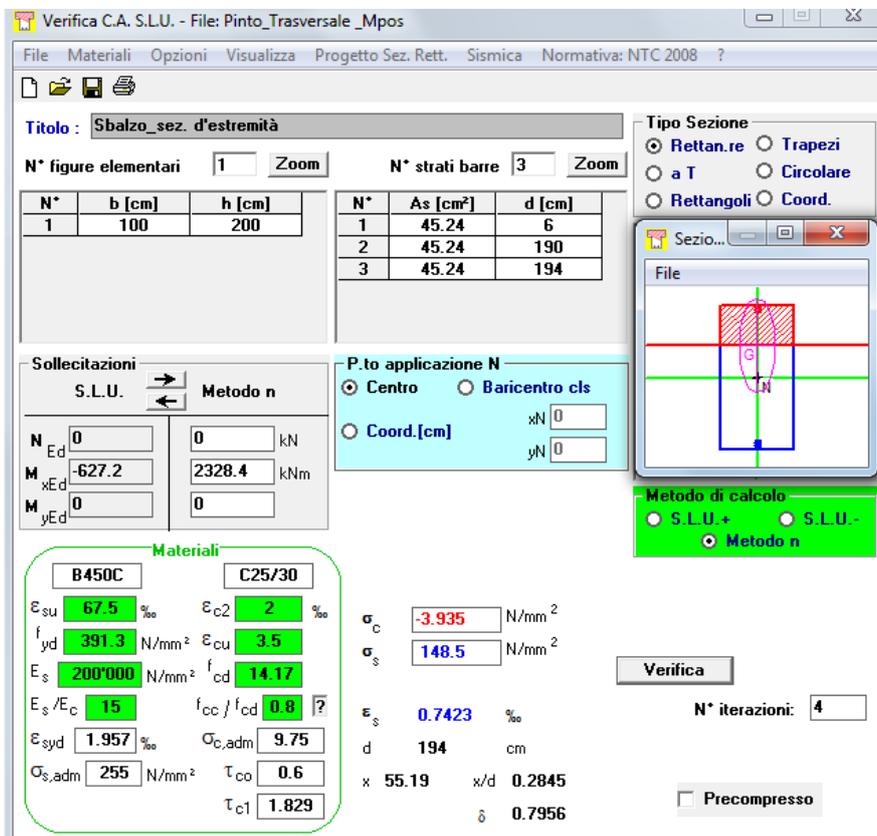
Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

**Tensioni di trazione nell'acciaio**

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio sia per la condizione di momento positivo che negativo.



**Titolo:** Sbalzo sez. d'estremità

**N° figure elementari:** 1 **N° strati barre:** 3

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	45.24	6
			2	45.24	190
			3	45.24	194

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

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	-627.2	2328.4	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

**P.to applicazione N:** Centro / Baricentro cls / Coord.[cm]

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

**Materiali:** B450C / C25/30

$\epsilon_{su}$	67.5	$\epsilon_{c2}$	2	$\sigma_c$	-3.935	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391.3	$\epsilon_{cu}$	3.5	$\sigma_s$	148.5	N/mm <sup>2</sup>
$E_s$	200'000	$f_{cd}$	14.17	$\epsilon_s$	0.7423	‰
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	d	194	cm
$\epsilon_{syd}$	1.957	$\sigma_{c,adm}$	9.75	x	55.19	x/d 0.2845
$\sigma_{s,adm}$	255	$\tau_{co}$	0.6	$\delta$	0.7956	
		$\tau_{c1}$	1.829			

**Verifica** N° iterazioni: 4  Precompresso

$$\sigma_c = 3.94 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 25 = 13.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 148.5 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

→ VERIFICATO

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto\_Trasversale\_Mneg

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Sbalzo sez. d'estremità

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	6
2	45.24	190
3	45.24	194

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

**Sezio...**

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

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

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

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -0.8169 N/mm²  
 $\sigma_s$  52.38 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.2619 ‰  
 d 194 cm  
 x 36.78 x/d 0.1896  
 $\delta$  0.7

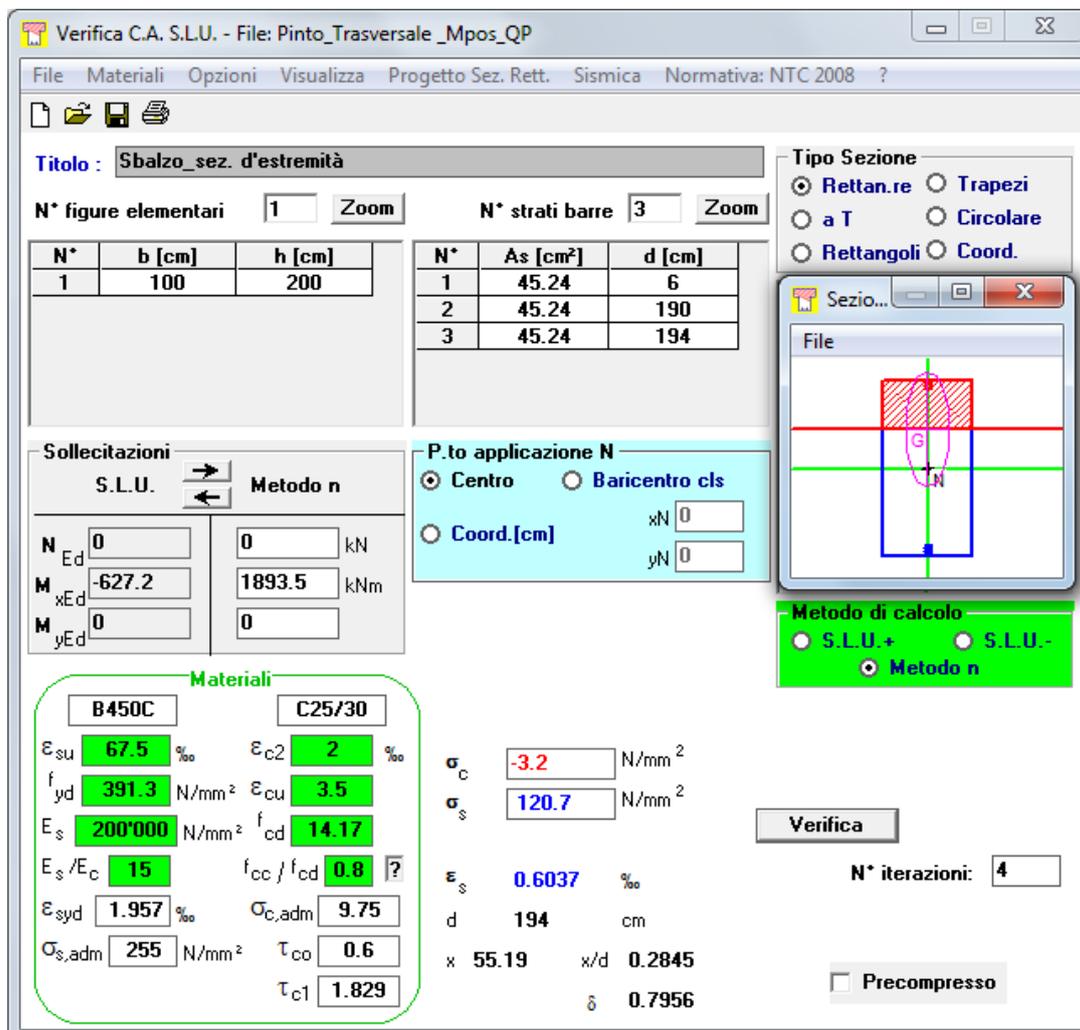
**Verifica**  
 N° iterazioni:   
 Precompresso

$$\sigma_c = 0.817 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 25 = 13.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 52.38 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO  
 → VERIFICATO

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo sia per la condizione di momento positivo che negativo.



**Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto\_Trasversale\_Mpos\_QP**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Sbalzo sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	45.24	6
			2	45.24	190
			3	45.24	194

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

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -627.2 1893.5 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

**Materiali:**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

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

**Verifica**  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

σ<sub>c</sub> -3.2 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 120.7 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.6037 ‰  
 d 194 cm  
 x 55.19 x/d 0.2845  
 δ 0.7956

$$\sigma_c = 3.2 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 25 = 10 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto\_Trasversale\_Mneg\_QP

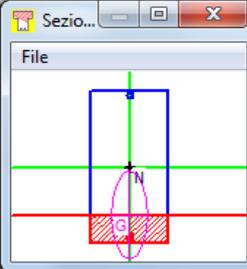
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sbalzo\_sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	45.24	6
			2	45.24	190
			3	45.24	194

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

Sezio...  


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

Sollecitazioni:  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -627.2 -365.3 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Materiali:  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>cl</sub> 1.829

σ<sub>c</sub> -0.6868 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 44.04 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.2202 ‰  
 d 194 cm  
 x 36.78 x/d 0.1896  
 δ 0.7

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

$$\sigma_c = 0.687 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 25 = 10 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

### 10.2.3 Verifica a taglio

Come armature a taglio di considerano spille  $\Phi 12/25 \times 25$ . Si riporta di seguito la verifica.

### Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>	
$f_{cd} =$	166	kg/cm <sup>2</sup>	
$f'_{cd} =$	83	kg/cm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1		coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	200	cm	altezza della soletta
$c =$	5	cm	copriferro armatura superiore
$d =$	195	cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100	cm	
$\phi =$	12	mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	4		ferri a pettine passo 25 cm
$A_{sw} =$	4.52	cm <sup>2</sup> /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	25	cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90	°	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57	rad	

Il valore di  $\theta$  che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione  $V_{sd}$  e a taglio compressione  $V_{cd}$  è

$$\theta = 16.98 \text{ } ^\circ \quad \text{inclinazione dei puntoni d'anima}$$

$V_{rsd} =$	4069	daN	taglio trazione
$V_{rcd} =$	4069	daN	taglio compressione

$$\text{ctg } \theta = 3.27 \quad \Rightarrow \text{ si assume } \text{ctg } \theta = 2.5$$

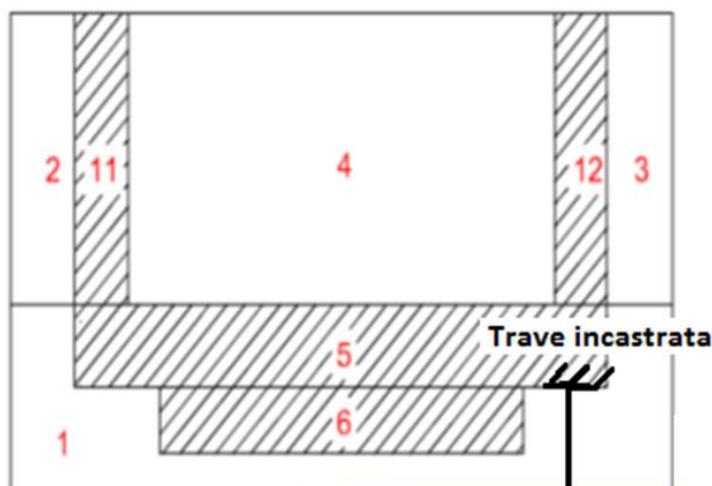
$V_{rsd} =$	310670	daN
$V_{rcd} =$	502293	daN

$$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rde}] \quad \mathbf{3107 \text{ kN}}$$

$$V_{ed} \quad \mathbf{1929 \text{ kN}} \quad V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

### 10.3 Modello di calcolo longitudinale: sollecitazioni e verifiche

Anteriormente il plinto di fondazione è stato calcolato e verificato con uno di schema a mensola (come illustrato in figura).



Il plinto è vincolato in corrispondenza del muro frontale da un incastro. Per il calcolo di questa porzione di plinto sono state considerate più posizioni: trave in corrispondenza dei pali P11, P12, P13, P14, P15. Sono state applicate al modello le forze verticali in corrispondenza dei pali e come carico distribuito il peso proprio della fondazione.

Sbalzo anteriore		
Modello di calcolo longitudinale		
L mensola	3.35	m
Braccio palo	2.1	m
Diffusione min	3.5	m
Peso proprio max platea	67.5	kN/m
peso proprio min platea	50	kN/m
coefficiente sovraresistenza	1.1	

Nella tabella seguente sono indicate le sollecitazioni calcolate considerando i carichi dei pilastri sopra esposti, dividendoli per una diffusione del carico sia verticale che longitudinale. Si è considerato anche il carico uniformemente distribuito del peso proprio del plinto. Per le verifiche a momento negativo SLU, per le

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	60 di 92

combinazioni sismiche e agli SLE è stato considerato come un carico favorevole, quindi si è applicato ad esso un coefficiente di incremento del carico pari a 1.

Combinazioni	Peso proprio platea [kN/m]	P11		P12		P13		P14		P15	
		Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]								
<b>cond. A1+M1+R1 (a)</b>	50	2720.9	-1261.8	2601.8	-1205.0	2482.6	-1148.3	2363.4	-1091.6	2244.3	-1034.8
<b>cond. A1+M1+R1 (b)</b>	50	2720.9	-1261.8	2601.8	-1205.0	2482.6	-1148.3	2363.4	-1091.6	2244.3	-1034.8
<b>Ex-0.3Ey+0.3Ez</b>	50	1017.2	-450.5	1047.2	-464.8	1077.3	-479.1	1107.3	-493.4	1137.3	-507.7
<b>Ex-0.3Ey-0.3Ez</b>	50	1269.2	-570.5	1297.2	-583.8	1325.2	-597.2	1353.3	-610.5	1381.3	-623.8
<b>-Ex-0.3Ey+0.3Ez</b>	50	1440.0	-651.8	1470.0	-666.1	1500.1	-680.4	1530.1	-694.7	1560.1	-709.0
<b>-Ex-0.3Ey-0.3Ez</b>	50	1692.0	-771.8	1720.1	-785.2	1748.1	-798.5	1776.1	-811.8	1804.1	-825.2
<b>0.3Ex-Ey+0.3Ez</b>	50	501.8	-205.0	756.0	-326.1	1010.3	-447.2	1264.6	-568.3	1518.8	-689.4
<b>0.3Ex-Ey-0.3Ez</b>	50	753.8	-325.0	1006.0	-445.2	1258.3	-565.3	1510.5	-685.4	1762.8	-805.5
<b>0.3Ex-0.3Ey+Ez</b>	50	871.2	-380.9	903.5	-396.4	935.9	-411.8	968.3	-427.2	1000.7	-442.6
<b>0.3Ex-0.3Ey-Ez</b>	50	1711.2	-781.0	1736.9	-793.2	1762.6	-805.4	1788.2	-817.6	1813.9	-829.8
<b>-0.3Ex-0.3Ey+Ez</b>	50	871.2	-380.9	903.5	-396.4	935.9	-411.8	968.3	-427.2	1000.7	-442.6
<b>-0.3Ex-0.3Ey-Ez</b>	50	1711.2	-781.0	1736.9	-793.2	1762.6	-805.4	1788.2	-817.6	1813.9	-829.8
<b>SLE_rara (a)</b>	50	1859.0	-851.4	1773.5	-810.6	1688.0	-769.9	1602.5	-729.2	1517.0	-688.5
<b>SLE_rara (b)</b>	50	1859.0	-851.4	1773.5	-810.6	1688.0	-769.9	1602.5	-729.2	1517.0	-688.5
<b>SLE_freq (a)</b>	50	1719.1	-784.7	1643.9	-748.9	1568.6	-713.0	1493.3	-677.2	1418.1	-641.4
<b>SLE_freq (b)</b>	50	1719.1	-784.7	1643.9	-748.9	1568.6	-713.0	1493.3	-677.2	1418.1	-641.4
<b>SLE_Q.P.</b>	50	1522.3	-691.0	1453.3	-658.2	1384.4	-625.3	1315.5	-592.5	1246.5	-559.7

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	61 di 92

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime, considerando per le verifiche a SLU un incremento delle sollecitazioni di 1,1 (coefficiente di sovra-resistenza).

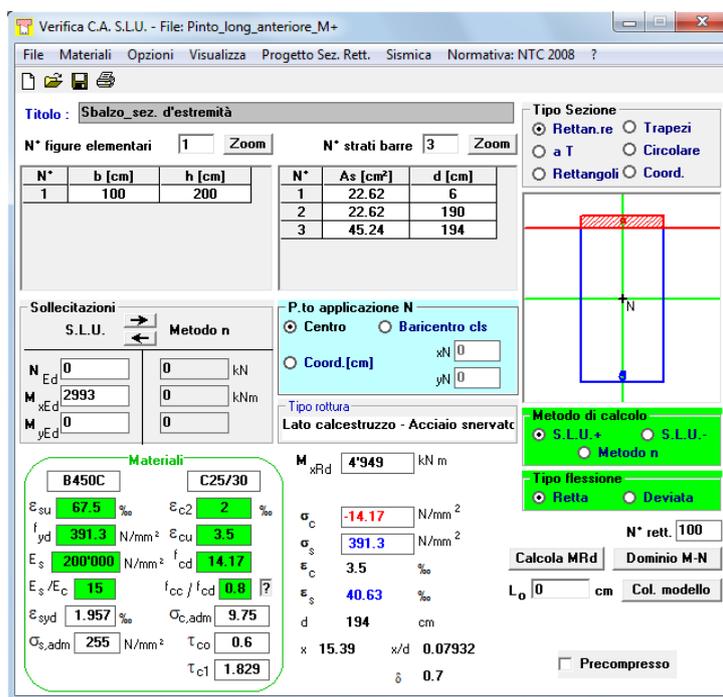
Per verifiche SLU		
$M_{neg,min}$	$M_{pos,max}$	$T_{calcolo}$
KNm/m	KNm/m	KNm/m
551.9	2993.0	1388

SLE_rara	
$M_{neg,min}$	$M_{pos,max}$
KNm/m	KNm/m
1517	1859
SLE_frequente	
$M_{neg,min}$	$M_{pos,max}$
KNm/m	KNm/m
1568.6	1719
SLE_quasi permanente	
$M_{neg,min}$	$M_{pos,max}$
KNm/m	KNm/m
1384.4	1522.3

### 10.3.1 Verifiche a flessione

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria ed altezza pari a 2.50m del plinto di fondazione per le armature in direzione longitudinale. Il ricoprimento netto delle barre è pari a 4cm. Le armature longitudinali sono:

- 1 fila di  $\varnothing$  24/20 superiori
- 1 fila di  $\varnothing$  24/10 + 1 fila  $\varnothing$  24/20 inferiori



Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto\_long\_anteriore\_M+

Titolo: Sbalzo\_sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 | N° strati barre: 3

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	22.62	6
			2	22.62	190
			3	45.24	194

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN | M<sub>xEd</sub>: 2993 kNm | M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro | Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>: 4949 kNm

Materiali: B450C | C25/30

ε<sub>su</sub>: 67.5‰ | ε<sub>c2</sub>: 2‰ | σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm²

f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² | ε<sub>cu</sub>: 3.5‰ | σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²

E<sub>s</sub>: 200000 N/mm² | f<sub>cd</sub>: 14.17 | ε<sub>c</sub>: 3.5‰

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 | f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8 | ε<sub>s</sub>: 40.63‰

ε<sub>syd</sub>: 1.957‰ | σ<sub>c,adm</sub>: 9.75 | d: 194 cm

σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² | τ<sub>co</sub>: 0.6 | x: 15.39 | x/d: 0.07932

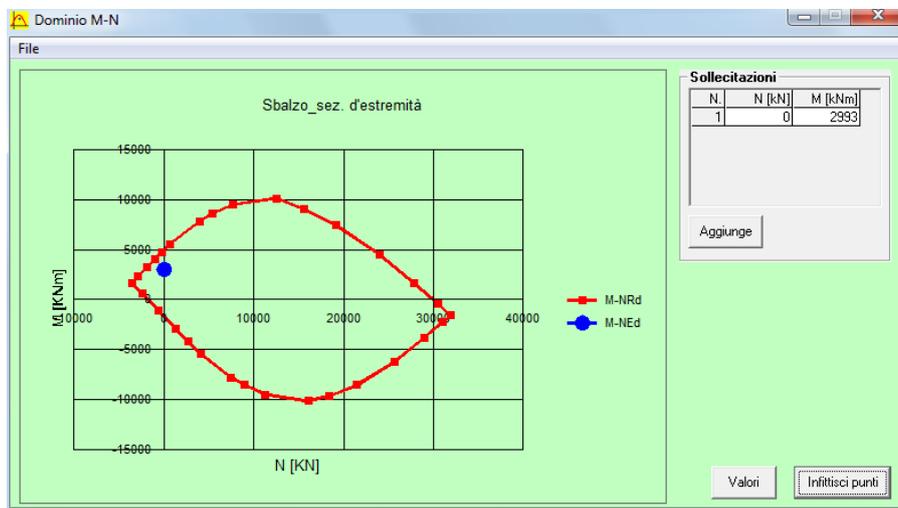
τ<sub>c1</sub>: 1.829 | δ: 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ | Tipo flessione: Retta

N° rett.: 100 | L<sub>0</sub>: 0 cm | Col. modello

Precompresso:

### Verifiche a momento positivo:



### 10.3.2 Verifica a fessurazione (SLE)

#### 1.8.3.2.4 REQUISITI CONCERNENTI LA FESSURAZIONE PER STRUTTURE IN C.A, C.A.P. E MISTE

##### ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Si rimanda integralmente al par. 4.1.2.2.4 del DM del 14.1.2008 di seguito riportato con le integrazioni e i chiarimenti elencati nel seguito.

*Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:*

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

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

*In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:*

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;*
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:*

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 \quad (4.1.37)$$

*dove  $f_{ctm}$  è definito nel § 11.2.10.2;*

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

*nominali:*

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

*Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.*

#### Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

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

Si fa comunque presente che per le sole testate delle travi in c.a.p., se dovessero verificarsi micro fessurazioni, queste non dovranno essere di ampiezza superiore a 0.1 mm. Le suddette micro fessure, dopo la loro accettazione, andranno trattate con materiali idonei e secondo procedure da concordare con la Committenza.

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	64 di 92

Si riportano di seguito gli stati di tensione, che si generano con le combinazioni sopracitate, relativi alle sezioni di base delle pile.

**Sezione a Momento Positivo**

Dimensioni della sezione di calcolo

-	Altezza totale	h=	200 cm
	Altezza utile	d=	194 cm
	Larghezza di calcolo	b=	100 cm
	Area Acciaio teso	As=	67.82 cm <sup>2</sup>
	Area Acciaio compresso	As'=	22.61 cm <sup>2</sup>

lembo superiore: 1  $\Phi$  24/20

lembo inferiore: 1  $\Phi$  24/10 + 1  $\Phi$  24/20

Calcestruzzo Rck = 300 daN/cm<sup>2</sup>

Copriferro teso (da baric arm tesa) c= 6 cm

Copriferro compresso (da baric arm compr) d'= 6 cm

Momento sollecitante comb.frequente Mf 1859.00 kN m

Momento sollecitante comb. Quasi permanente Mq.p. 0.00 kN m

asse neutro (distanza dal bordo compresso) x= 51.03 cm

Momento di inerzia della sezione omog. Ji= 25912408 cm<sup>4</sup>

Area omogeneizzata Ai= 6459.1 cm<sup>2</sup>

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	65 di 92

**Verifica a flessione**

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sI} = 2099.0 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -36.6 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

$$\sigma_{s1II} = 0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2-3II} = 1538.6 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 1538.6 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -484.5 \text{ daN/cm}^2$$

**Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure**

diametro medio barre tese

$$\Phi_t = 2.40 \text{ cm}$$

interasse medio barre tese

$$f_c = 6.67 \text{ cm}$$

diametro medio barre compresse

$$\Phi_t = 2.40 \text{ cm}$$

interasse medio barre compresse

$$f_c = 20.00 \text{ cm}$$

baric. sez.fess.dal lembo inferiore

$$y_{gf} = 51.03 \text{ cm}$$

baric. sez. int. reag. dal lembo inf.

$$y_g = 102.99 \text{ cm}$$

asse neutro x

$$y_n = 51.03 \text{ cm}$$

braccio coppia interna

$$z = 176.99 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia sezione fess.

$$I_f = 25912408 \text{ cm}^4$$

Momento d'inerzia sez.inter.reag.

$$I_i = 78652524 \text{ cm}^4$$

Momento di prima fess. a fless.

$$M_{1f} = 253611 \text{ daN m}$$

Momento di prima fess. a traz.

$$M_{1t} = 211342 \text{ daN m}$$

Momento di formaz. fessure

$$M_{ff} = 138732 \text{ daN m}$$

$$b_{eff} = 100 \text{ cm}$$

$$d_{eff} = 22.80 \text{ cm}$$

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	66 di 92

Area efficace	Aeff =	2280	cm <sup>2</sup>
<u>Verifica combinazione rara</u>			
<u>in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive</u>	k2 =	0.4	
	k3 =	0.125	
	β1 =	1	
	β2 =	0.5	
Distanza media tra le fessure	srm =	14.97	cm
Deformazione media nel c.l.s	εsm =	0.000299	
APERTURA MEDIA DI FESSURA	Wm =	0.04	mm
VALORE DI CONFRONTO	W1 =	0.20	mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	Wk =	0.08	mm

**VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO  $W_k < W_1$**

In aggiunta alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

#### 2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

##### Strutture in C.A.

##### **Tensioni di compressione del calcestruzzo**

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### **Tensioni di trazione nell'acciaio**

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto\_Long\_Mpos\_rara

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Sbalzo\_sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6
2	22.62	190
3	45.24	194

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

**Sezio...**

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

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	-627.2	1859	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

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

**Materiali:**  
 B450C C25/30

$\epsilon_{su}$	67.5	%	$\epsilon_{c2}$	2	%
$f_{yd}$	391.3	N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5	
$E_s$	200'000	N/mm²	$f_{cd}$	14.17	
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	
$\epsilon_{syd}$	1.957	%	$\sigma_{c,adm}$	9.75	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	$\tau_{co}$	0.6	
			$\tau_{c1}$	1.829	

$\sigma_c$  -3.699 N/mm²  
 $\sigma_s$  156.3 N/mm²

$\epsilon_s$  0.7816 %  
 d 194 cm  
 x 50.83 x/d 0.262  
 $\delta$  0.7675

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

**Verifica**  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

$$\sigma_c = 3.699 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 25 = 13.75 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\sigma_s = 156.3 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto\_Long\_Mpos\_qp

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sbalzo sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	22.62	6
			2	22.62	190
			3	45.24	194

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

Diagramma della sezione rettangolare con barre d'acciaio e centro di gravità G.

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -627.2 1522.3 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

σ<sub>c</sub> -3.029 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 128 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.64 ‰  
 d 194 cm  
 x 50.83 x/d 0.262  
 δ 0.7675

$$\sigma_c = 3.029 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 25 = 10 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

### 10.3.3 Verifica a taglio

Come armature a taglio di considerano spille  $\Phi 12/25 \times 25$ . Si riporta di seguito la verifica.

### Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	300	$\text{kg/cm}^2$	
$f_{cd} =$	166	$\text{kg/cm}^2$	
$f'_{cd} =$	83	$\text{kg/cm}^2$	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1		coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3913	$\text{kg/cm}^2$	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	200	cm	altezza della soletta
$c =$	5	cm	copriferro armatura superiore
$d =$	195	cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100	cm	
$\phi =$	12	mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	4		ferri a pettine passo 25 cm
$A_{sw} =$	4.52	$\text{cm}^2/\text{m}$	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	25	cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90	$^\circ$	inclinazione armatura aggiuntiva: $90^\circ$ ferri pettine, $45^\circ$ piegati
$\alpha =$	1.57	rad	

Il valore di  $\theta$  che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione  $V_{sd}$  e a taglio compressione  $V_{cd}$  è

$$\theta = 16.98 \text{ } ^\circ \quad \text{inclinazione dei puntoni d'anima}$$

$$V_{rsd} = 4069 \text{ daN} \quad \text{taglio trazione}$$

$$V_{rcd} = 4069 \text{ daN} \quad \text{taglio compressione}$$

$$\text{ctg } \theta = 3.27 \quad \Rightarrow \text{ si assume } \text{ctg } \theta = 2.5$$

$$V_{rsd} = 310670 \text{ daN}$$

$$V_{rcd} = 502293 \text{ daN}$$

$$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rdc}] \quad \mathbf{3107 \text{ kN}}$$

$$V_{ed} \quad \mathbf{1388 \text{ kN}} \quad V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

## 11 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari agenti sul muro frontale.

	Elemento	Componenti risultante			Pos. della risultante		z [m]
		Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	x [m]	y [m]	
Peso proprio	Muro frontale	0	0	-6727.50	0.00	0	3.25
	Paraghiaia frontale	0	0	-640.80	-0.38	0	8.25
Inerzia x spalla	Muro frontale	0.00	2051.49	-1025.75	0.00	0.00	3.25
	Paraghiaia frontale	0.00	195.41	-97.70	-0.38	0.00	8.25
Inerzia y spalla	Muro frontale	2051.49	0	-1025.75	0.00	0	3.25
	Paraghiaia frontale	195.41	0	-97.70	-0.38	0	8.25
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato	0	0	-7417.26	0.75	0	6.65
	Frenatura	0	0	0	0.75	0	6.65
	Vento trasversale	554.069	0	0	0.75	0	6.65
	Sovraccarico acc	6.1	0	-4803.54	0.75	0	6.65
	Azione centrifuga	0	0	0	0.75	0	0
	Resistenze parassite	0	366.624	0	0.75	0	6.65
	Azioni laterali (serpeggio)	210.283	0	0	0.75	0	6.65
Sisma x - impalcato	Ex	0	0	0	0.75	0	6.65
Sisma y - impalcato	Ey	3930.162	0	4879.375	0.75	0	6.65
Sisma z - impalcato	Ez	-47.224	0	-1787.297	0.75	0	6.65

Tali azioni sono state combinate con i coefficienti riportati in precedenza, e poi divise per lo sviluppo trasversale del muro frontale (18m), per ottenere le sollecitazioni risultanti di progetto allo spiccatto del muro di testata, per un metro di larghezza. Tali sollecitazioni sono mostrate nella tabella seguente.

Combinazioni	Sollecitazioni intradosso fondazione				
	$N_{tot}$	$M_{y_{tot}}$	$M_{x_{tot}}$	$V_{y_{tot}}$	$V_{x_{tot}}$
	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
<b>cond. A1+M1+R1 (a)</b>	-1495.9	806.6	0.0	36.7	18.3
<b>cond. A1+M1+R1 (b)</b>	-1495.9	806.6	0.0	36.7	18.3
<b>Ex+0.3Ey+0.3Ez(verso alto)</b>	-837.3	794.6	0.0	38.7	124.8
<b>Ex+0.3Ey+0.3Ez(verso basso)</b>	-912.2	792.2	0.0	38.7	124.8
<b>-Ex+0.3Ey+0.3Ez(verso alto)</b>	-837.3	-125.3	0.0	38.7	-124.8
<b>-Ex+0.3Ey+0.3Ez(verso basso)</b>	-912.2	-127.8	0.0	38.7	-124.8
<b>0.3Ex+Ey+0.3Ez(verso alto)</b>	-1108.4	674.6	0.0	344.4	37.4
<b>0.3Ex+Ey+0.3Ez(verso basso)</b>	-641.2	268.2	0.0	344.4	37.4
<b>0.3Ex+0.3Ey+Ez(verso alto)</b>	-650.7	401.5	0.0	36.1	37.4
<b>0.3Ex+0.3Ey+Ez(verso basso)</b>	-1098.9	541.3	0.0	36.1	37.4
<b>SLE_rara (a)</b>	-1088.3	573.7	0.0	24.6	12.2
<b>SLE_rara (b)</b>	-1088.3	573.7	0.0	24.6	12.2
<b>SLE_freq (a)</b>	-981.5	480.7	0.0	3.7	10.2
<b>SLE_freq (b)</b>	-981.5	480.7	0.0	3.7	10.2
<b>SLE_Q.P.</b>	-821.4	361.4	0.0	0.0	10.2

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime su cui verranno eseguite le verifiche.

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	72 di 92

<b>Per verifiche SLU</b>		
<i>Presso-flessione</i>		
	M	N
	KNm/m	KN/m
Condizione 1	806.6	-1495.9
	M	N
	KNm/m	KN/m
Condizione 2	794.6	-912.2
Taglio		
T	KN/m	124.8

<b>SLE_rara</b>
$M_{pos,max}$
KNm/m
573.7
<b>SLE_frequente</b>
$M_{pos,max}$
KNm/m
480.7
<b>SLE_quasi permanente</b>
$M_{pos,max}$
KNm/m
361.4

### 11.1.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di lunghezza unitaria del muro frontale. Il ricoprimento netto delle barre è pari a 4cm. Le armature longitudinali sono:

- 1 file di  $\varnothing$  20/10 lato spalla interna
- 1 fila di  $\varnothing$  20/10 lato spalla esterna (lato ponte)

Verifica C.A. S.L.U. - File: MF\_cond 1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sbalzo sez. d'estremità

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	230

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	6
2	31.42	224

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 1495 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 806.6 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

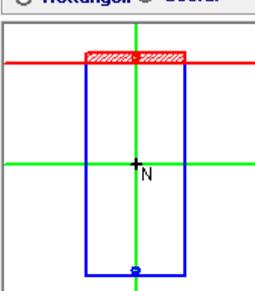
Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Materiali B450C C30/37

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²  $f_{cd}$  17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11.5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6933  
 $\tau_{c1}$  2.029

M<sub>xRd</sub> 4'326 kN m  
 $\sigma_c$  -17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  62.74 ‰  
 d 224 cm  
 x 11.84 x/d 0.05284  
 $\delta$  0.7

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

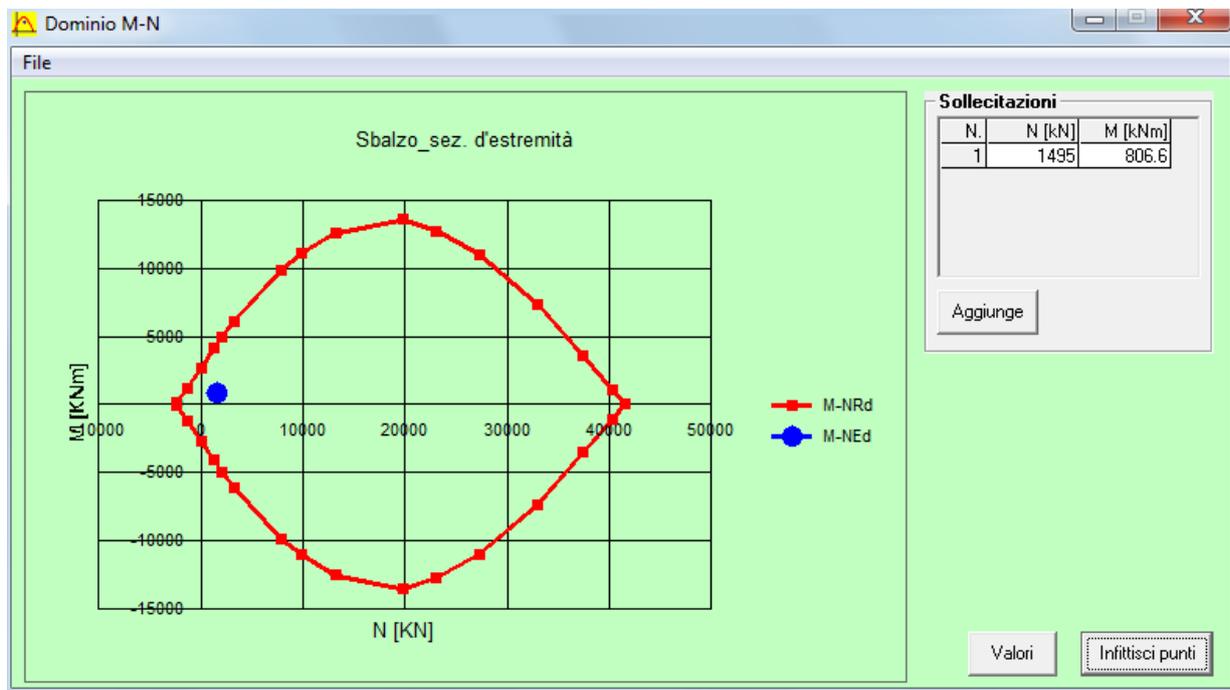


**PROGETTO DEFINITIVO**

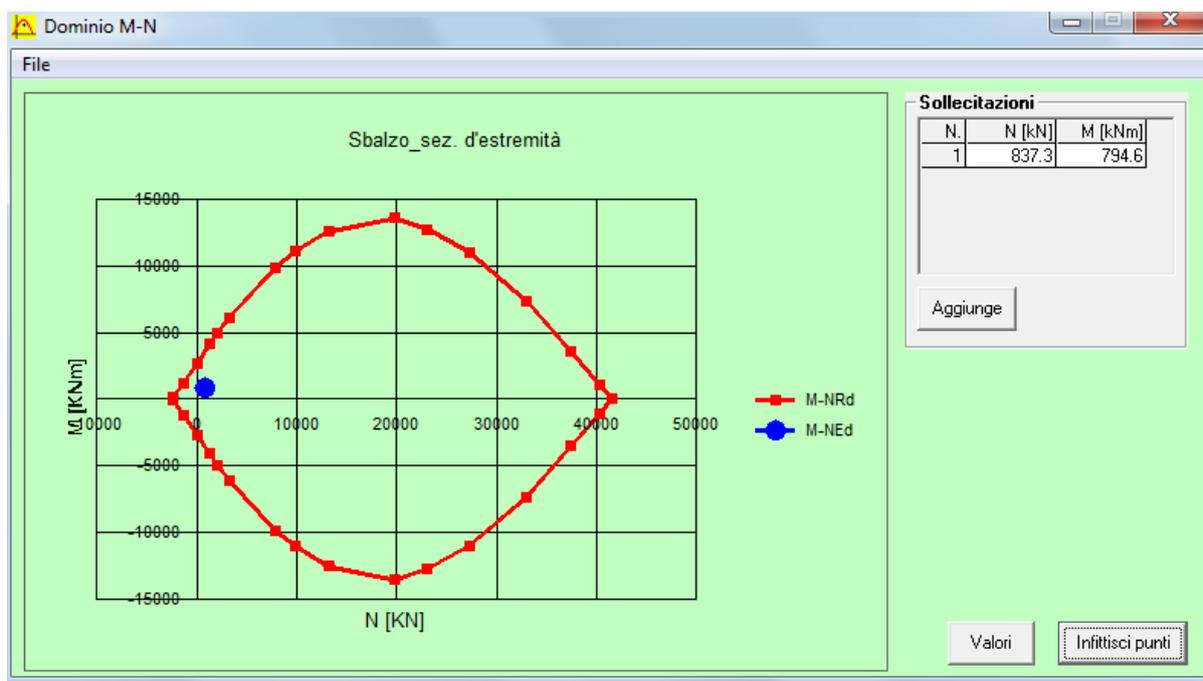
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	74 di 92

Condizione 1



Condizione 2



## 11.1.2 Verifica a fessurazione (SLE)

### 1.8.3.2.4 REQUISITI CONCERNENTI LA FESSURAZIONE PER STRUTTURE IN C.A, C.A.P. E MISTE

#### ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Si rimanda integralmente al par. 4.1.2.2.4 del DM del 14.1.2008 di seguito riportato con le integrazioni e i chiarimenti elencati nel seguito.

*Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:*

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

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

*In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:*

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;*
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:*

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 \quad (4.1.37)$$

*dove  $f_{ctm}$  è definito nel § 11.2.10.2;*

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

*nominali:*

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

*Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.*

### Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

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

Si fa comunque presente che per le sole testate delle travi in c.a.p., se dovessero verificarsi micro fessurazioni, queste non dovranno essere di ampiezza superiore a 0.1 mm. Le suddette micro fessure, dopo la loro accettazione, andranno trattate con materiali idonei e secondo procedure da concordare con la Committenza.

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	76 di 92

Si riportano di seguito gli stati di tensione, che si generano con le combinazioni sopracitate, relativi alle sezioni di base del muro frontale. Si considera una condizione ambientale di tipo aggressiva poiché nella parte inferiore il muro frontale è a contatto con il terreno.

**Sezione a Momento Positivo**

Dimensioni della sezione di calcolo

-	Altezza totale	h=	200 cm
	Altezza utile	d=	194 cm
	Larghezza di calcolo	b=	100 cm
	Area Acciaio teso	As=	31.40 cm <sup>2</sup>
	Area Acciaio compresso	As'=	31.40 cm <sup>2</sup>
lembo superiore:			1 $\Phi$ 20/10
lembo inferiore:			1 $\Phi$ 20/10
Calcestruzzo		Rck =	300 daN/cm <sup>2</sup>
Copriferro teso (da baric arm tesa)		c=	6 cm
Copriferro compresso (da baric arm compr)		d'=	6 cm
Momento sollecitante comb.frequente		Mf	573.70 kN m
Momento sollecitante comb. Quasi permanente		Mq.p.	0.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)		x=	35.00 cm
Momento di inerzia della sezione omog.		Ji=	13732629 cm <sup>4</sup>
Area omogeneizzata		Ai=	4441.5 cm <sup>2</sup>

**Verifica a flessione**

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sr} = 4074.2 \text{ daN/cm}^2$$

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	77 di 92

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cII} =$	-14.6 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio teso - fase 1	$\sigma_{s1II} =$	0 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3	$\sigma_{s2-3II} =$	996.4 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio teso - complessiva	$\sigma_{sII} =$	996.4 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio compresso	$\sigma_{s'II} =$	-181.7 daN/cm <sup>2</sup>

**Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure**

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	2.00 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	10.00 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_t =$	2.00 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	10.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	35.00 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	100.00 cm
asse neutro x	$y_n =$	35.00 cm
braccio coppia interna	$z =$	182.33 cm
Momento d'inerzia sezione fess.	$I_f =$	13732629 cm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia sez.inter.reag.	$I_i =$	74990179 cm <sup>4</sup>
Momento di prima fess. a fless.	$M_{1f} =$	234583 daN m
Momento di prima fess. a traz.	$M_{1t} =$	195486 daN m
Momento di formaz. fessure	$M_{ff} =$	119421 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	20.00 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	2000 cm <sup>2</sup>
<u>Verifica combinazione rara</u>		
<u>in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive</u>	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	18.37 cm

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	78 di 92

Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.000193
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.04 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_1 =$	0.20 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.06 mm

**VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO  $W_k < W_1$**

In aggiunta alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

#### 2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

##### Strutture in C.A.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: MF\_rara

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Sbalzo\_sez. d'estremità

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	230

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	6
2	31.42	224

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

**Sezio...**

**Solecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	1495	0	kN
M <sub>xEd</sub>	806.6	574	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

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

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

**Materiali**

B450C	C30/37
ε <sub>su</sub> 67.5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3.5 ‰
E <sub>s</sub> 200'000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0.8
ε <sub>syd</sub> 1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 11.5
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0.6933
	τ <sub>c1</sub> 2.029

σ<sub>c</sub> -1.174 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 85.99 N/mm²

ε<sub>s</sub> 0.4299 ‰  
 d 224 cm  
 x 38.08 x/d 0.17  
 δ 0.7

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

$$\sigma_c = 1.174 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 30 = 16.5 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\sigma_s = 85.99 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo.

Verifica C.A. S.L.U. - File: MF\_qp

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sbalzo\_sez. d'estremità

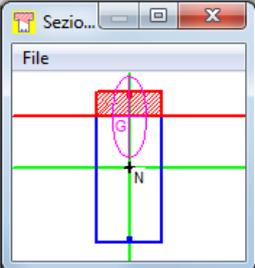
N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	230	1	31.42	6
			2	31.42	224

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 1495 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 806.6 361.4 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Sezio...  
 File  


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

Materiali

B450C		C30/37	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200'000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8 ?
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	11.5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub>	0.6933
		τ <sub>c1</sub>	2.029

σ<sub>c</sub> -0.7392 N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s</sub> 54.14 N/mm<sup>2</sup>

ε<sub>s</sub> 0.2707 ‰  
d 224 cm  
x 38.08 w/d 0.17  
δ 0.7

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

$$\sigma_c = 0.7392 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30 = 12 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

### 11.1.3 Verifica a taglio

Come armature a taglio di considerano spille  $\Phi 10/25 \times 25$ . Si riporta di seguito la verifica.

#### Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	370	kg/cm <sup>2</sup>	
$f_{cd} =$	205	kg/cm <sup>2</sup>	
$f'_{cd} =$	102	kg/cm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1		coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	230	cm	altezza della soletta
$c =$	5	cm	copriferro armatura superiore
$d =$	225	cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100	cm	
$\phi =$	10	mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	4		ferri a pettine passo 20 cm
$A_{sw} =$	3.14	cm <sup>2</sup> /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	25	cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90	°	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57	rad	

Il valore di  $\theta$  che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione  $V_{sd}$  e a taglio compressione  $V_{cd}$  è

$\theta =$	12.66	°	inclinazione dei puntoni d'anima
------------	-------	---	----------------------------------

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	82 di 92

$V_{rsd} = 4433 \text{ daN}$       taglio trazione

$V_{rcd} = 4433 \text{ daN}$       taglio compressione

$\text{ctg } \theta = 4.45$       => si assume  $\text{ctg } \theta = 2.5$

$V_{rsd} = 248934 \text{ daN}$

$V_{rcd} = 714802 \text{ daN}$

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}]$       **2489 kN**

$V_{ed} = 124.8 \text{ kN}$        $V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$  **verifica soddisfatta**

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	83 di 92

## 12 VERIFICA DEL MURO ANDATORE

Per la verifica del muro andatore si rimanda alla verifica dello scatolare a tergo della spalla, che presenta la medesima geometria ed i medesimi carichi.

## 13 VERIFICA DELLA SOLETTA

Per la verifica della soletta si rimanda alla verifica dello scatolare a tergo della spalla, che presenta la medesima geometria ed i medesimi carichi.

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	84 di 92

## 14 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

### 14.1 Riepilogo carichi sui pali

	$N_{min}$ (kN)	$N_{max}$ (kN)	$H_{max}$ (kN)
SLE Q.P.	1976	3005	10
SLE FREQUENTE	2194	3333	11
SLE RARA	2324	3566	32
SLU STR	3545	5503	52
SLV ( $q = 1.5 - \gamma_{Rd} = 1.1$ )	1434	3840	869

### 14.2 Verifica capacità portante verticale palo

Il carico totale viene confrontato con la curva di capacità portante. Le curve comprendono già il peso proprio del palo e partono dalla quota testa palo. Per le verifiche seguenti si useranno le sollecitazioni massime tra le combinazioni SLU e SLV (fattore di struttura 1.5 e coefficiente di sovraresistenza 1.1).

Opera	Binario	Pila/Spalla	$N_{min}$ (kN)	$N_{max}$ (kN)	$L_{palo}$ (m)
VI02	Entrambi	Spalla B	1434	5503	30

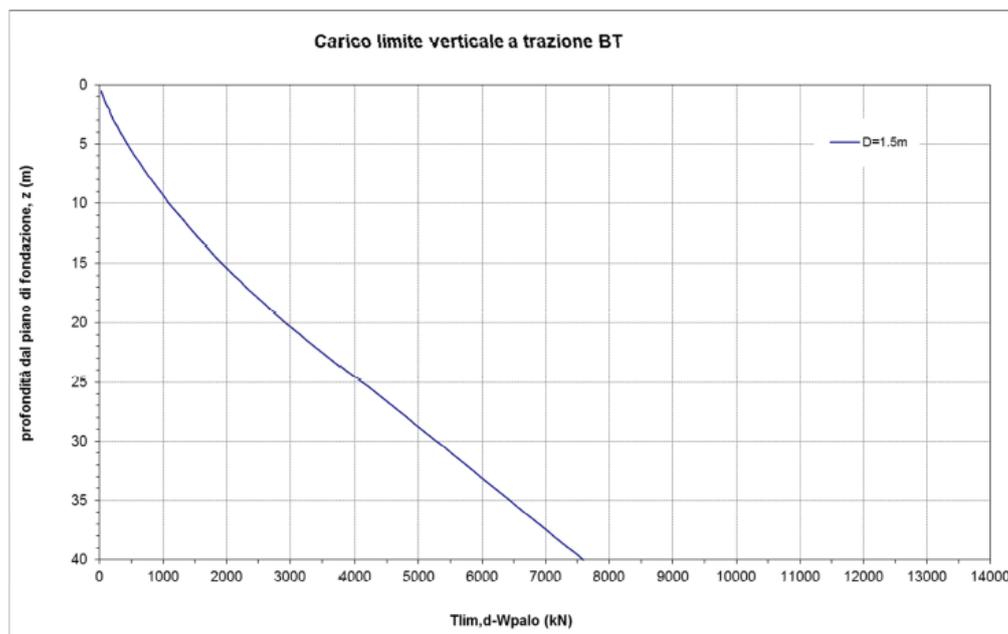
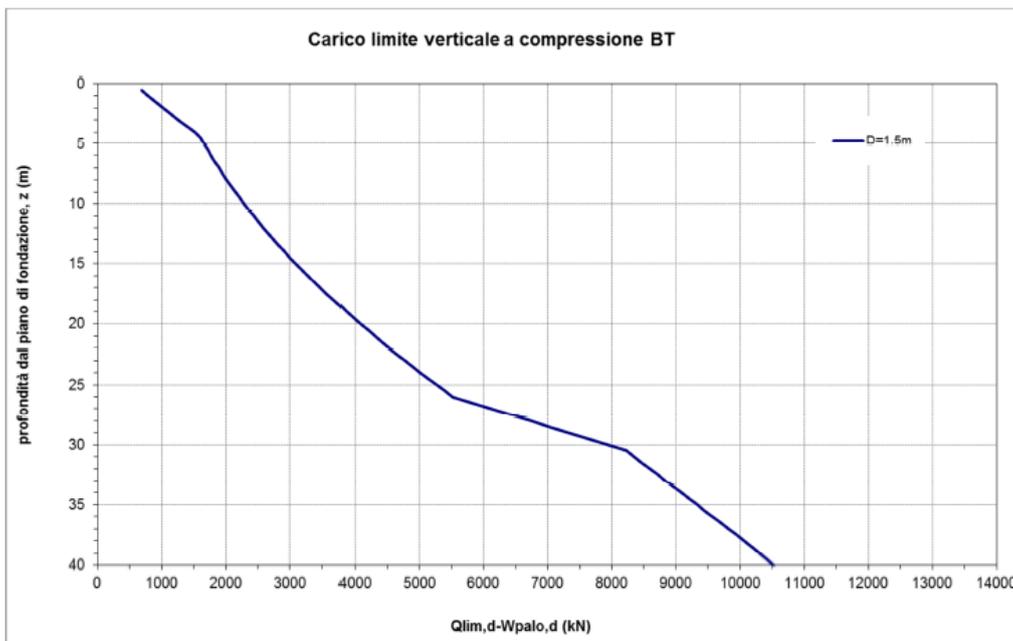
**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	85 di 92

**VI02**

**Da P18 a SpB**



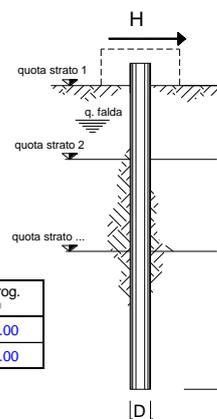
### 14.3 Verifica palo per forze orizzontali

Viadotto	Binario	Opera	Pila/Spalla	$\gamma_t$	$\varphi'$	cu	n°vert	q.ta falda	Hsd	My	Hrd	c.r.
-	-	-	-	kN/m	°	kPa	-	m	kN	kNm	kN	-
VI02		Spalle	SB	20.5	32	-	2	8	870	5265	1250	0.70

#### 14.3.1 Capacità portante orizzontale (Broms)

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\varphi}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_r$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
SILU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	20.5	10.5	32	3.69		32	3.69	
□ strato 2						1.00			1.00	
□ strato 3						1.00			1.00	
□ strato 4						1.00			1.00	
□ strato 5						1.00			1.00	
□ strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **8.00** (m)  
 Diametro del palo D **1.50** (m)  
 Lunghezza del palo L **30.00** (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My **5'265.95** (kNm)  
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctf+r)

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	3'351	(kN)	3'351	(kN)
Palo intermedio	35'317	(kN)	35'317	(kN)
Palo corto	135'106	(kN)	135'106	(kN)
$H_{med}$	3'351	(kN)	$H_{min}$	3'351 (kN) Palo lungo
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{med}/\xi_4)$				
Coefficiente di gruppo palificata: k = <b>0.8</b> (-)				
$H_d = (H_k/\gamma_r) \cdot k$ <b>1'250</b> (kN)				
Carico Assiale Permanente (G): G = <b>870</b> (kN)				
Carico Assiale variabile (Q): Q = <b>0</b> (kN)				
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$ <b>870</b> (kN)				
c.s. = Hd / Fd = <b>1.44</b> (-)				

**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B – VI02

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 002	A	87 di 92

## 14.4 Resistenza strutturale

Per le verifiche seguenti si useranno le sollecitazioni massime tra le combinazioni SLU e SLV (fattore di struttura 1).

### Verifica Strutturale palo

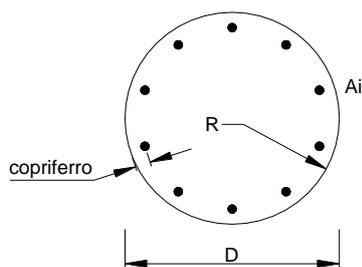
	Mp-testa	Hp max	Hp max/k	Mp max	Mrd	c.s.(>1)
SLU	0	52.17979	65.22474	201.5444	5265	<b>26.1</b>
SLV	0	1184.645	1480.806	4575.691	5265	<b>1.2</b>

Costante elastica - Matlock Reese  $\alpha = M_p / H_p$  **3.09**

Coefficiente di gruppo k **0.8**

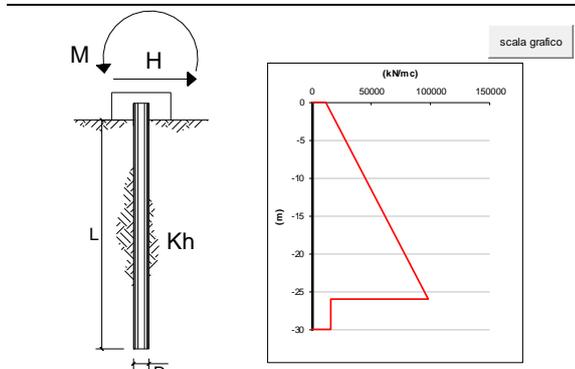
Taglio massimo palo (con coeff di gruppo) Hp max / k

Momento elastico sul palo (con coeff di g  $M_p \max = (H_p \max / k) * \alpha$ )



### Armature

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
33	$\phi$ 30	23326.33	50

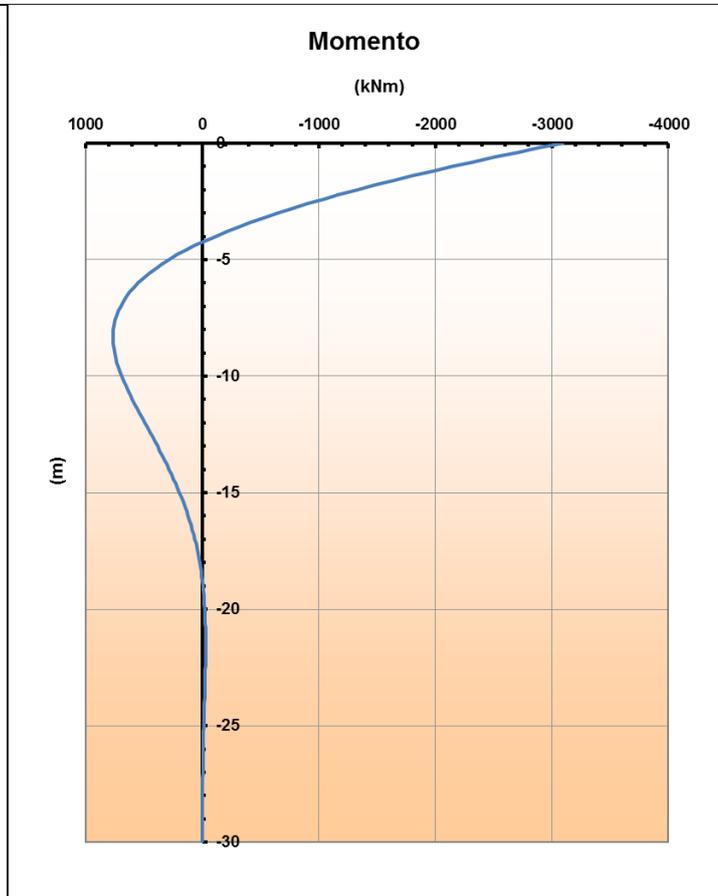


strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\rho_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1	Ls	0.00	11'667	5'000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	Ag	-26.00	15'633	
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1.5 (m)  
 J palo 0.24850 (m<sup>4</sup>)  
 Lunghezza del palo 30 (m)  
 Forza orizzontale in testa 1000 (kN)  
 Momento in testa 0 (kNm)  
 E cls 31476 (Mpa)  
 dimensione elementi 0.2 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo impedito di traslare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)



### 14.4.1 Taglio strutturale

#### Verifica a taglio elemento palo

$d_{palo} = 150$  cm  
 $f_{yd} = 39.13$  kN/cm<sup>2</sup>  
 $R_{ck} = 30$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ck} = 25$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{cd} = 14.2$  N/mm<sup>2</sup>    1.42 kN/cm<sup>2</sup>  
 $\alpha_c = 0.85$   
 $\gamma = 1$

	cotθ	d	Armatura a taglio	$(A_{sw}/s)$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rd}$	SLU	SLV	c.s.	VRd/Tmax
		[cm]						$T_{max}$	$T_{max}$		
				[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
VI02 - Spalla A	1	117	Φ 16 / s= 10 cm	4.02	1660	4763	1660	65	1086	0.65	1.53

OK

## 14.5 Verifiche SLE

### Verifiche SLE palo

	Mp-testa	Hp max	Hp max/k	Mp max
SLE_qp	0	10	12	38
SLE_frequente	0	11	13	41
SLE_rara	0	32	40	123

Costante elastica - Matlock Reese  $\alpha = M_p / H_p$  3.09  
 Coefficiente di gruppo k 0.8  
 Taglio massimo palo (con coeff di gruppo)  $H_p \text{ max} / k$   
 Momento elastico sul palo (con coeff di g  $M_p \text{ max} = (H_p \text{ max} / k) * \alpha$

Per le verifiche a SLE oltre alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

#### 2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

##### Strutture in C.A.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

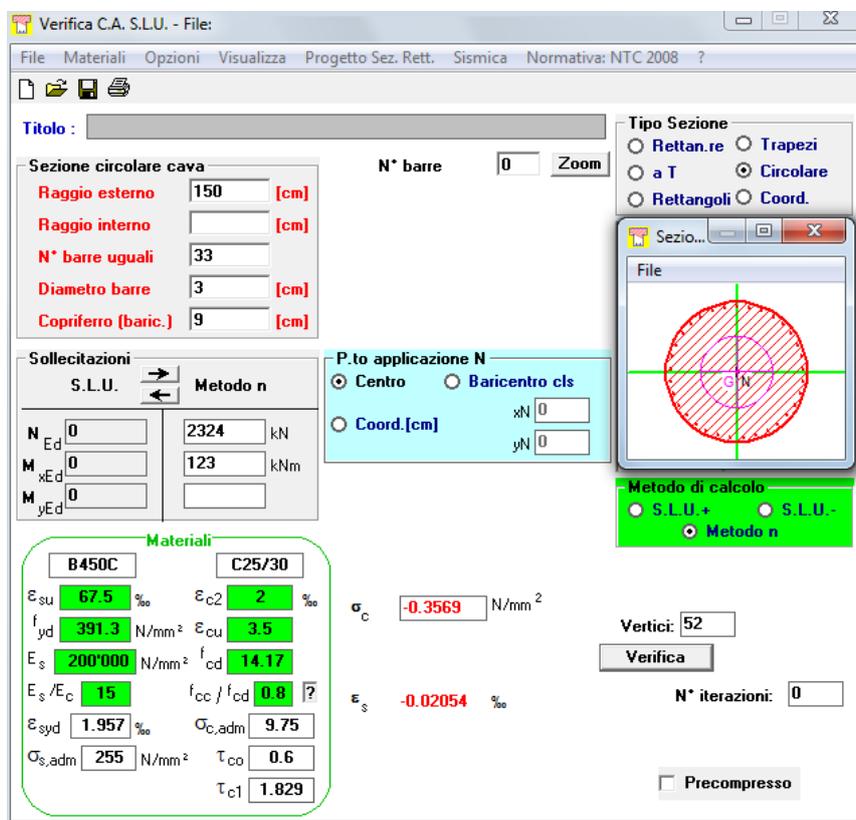
##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

*SLE rara:*

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio.

### Minimo Sforzo normale e Massimo Momento



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**TITOLO :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 150 [cm]  
Raggio interno: \_\_\_\_\_ [cm]  
N° barre uguali: 33  
Diametro barre: 3 [cm]  
Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sezio...**

File

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 2324 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 123 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200'000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8 ?
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

$\sigma_c$ : -0.3569 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$ : -0.02054 ‰

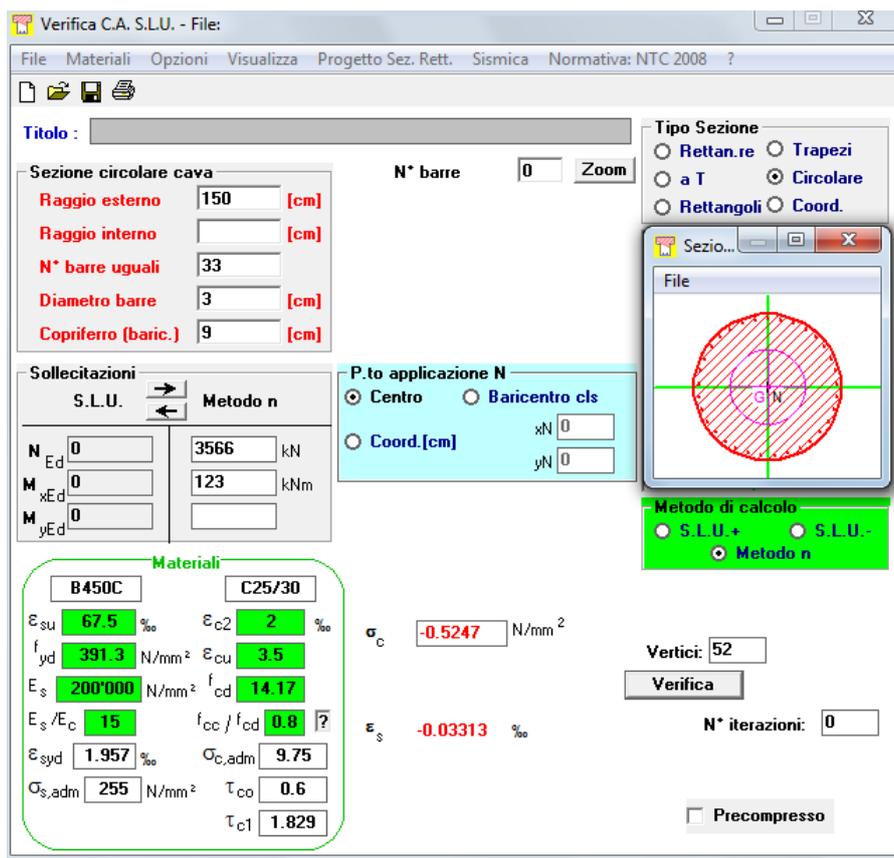
Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 0

Precompresso

Massimo Sforzo normale e Massimo Momento



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 150 [cm]  
Raggio interno: \_\_\_\_\_ [cm]  
N° barre uguali: 33  
Diametro barre: 3 [cm]  
Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 3566 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 123 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

B450C C25/30

ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 14.17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9.75 ‰  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6  
τ<sub>c1</sub>: 1.829

σ<sub>c</sub>: -0.5247 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>s</sub>: -0.03313 ‰

Vertici: 52  
N° iterazioni: 0

Precompresso

Verifica

Verifiche:

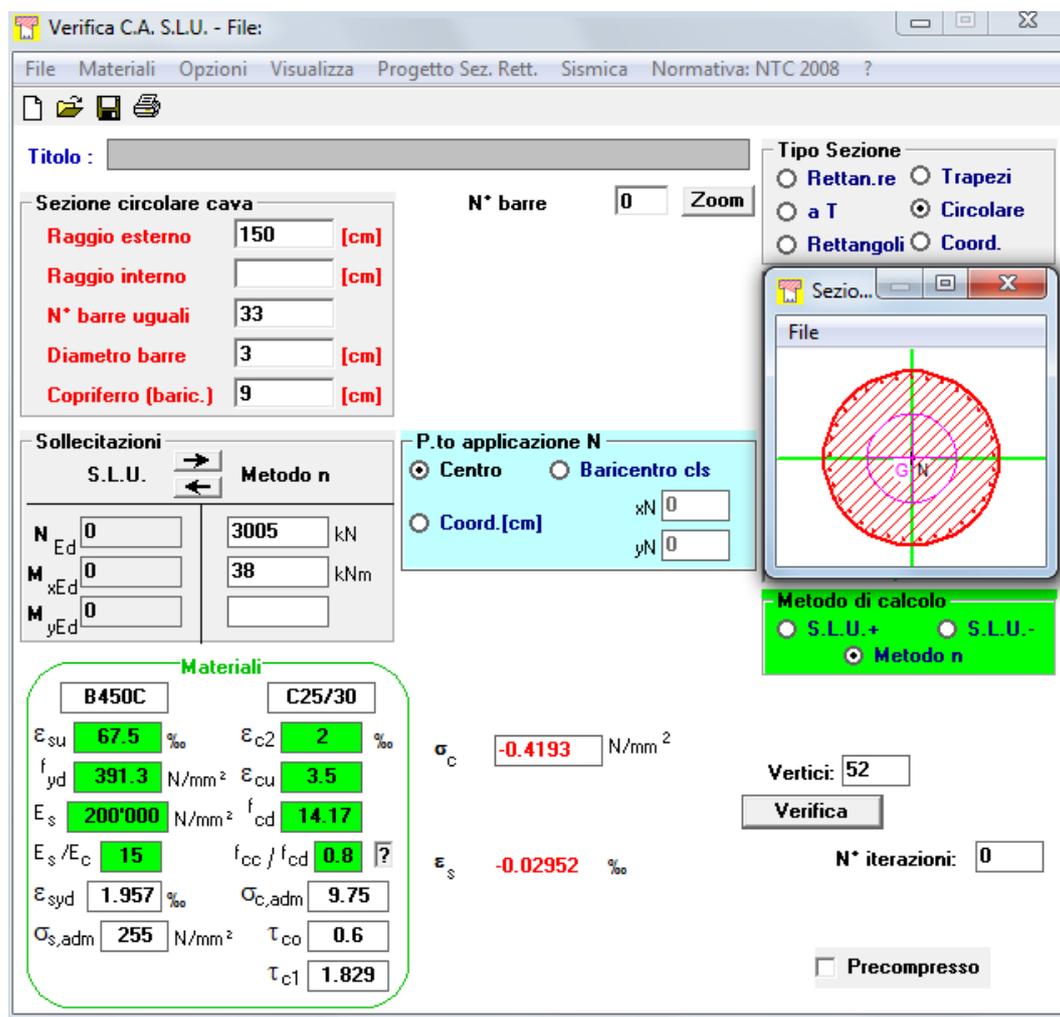
$\sigma_c = 0.52 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 25 = 13.75 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 0 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$

→ VERIFICATO  
→ VERIFICATO

Non si esegue la verifica a fessurazione in quanto la sezione è interamente compressa in questa condizione di carico.

*SLE quasi permanente:*

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo.



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 150 [cm]  
Raggio interno: \_\_\_\_\_ [cm]  
N° barre uguali: 33  
Diametro barre: 3 [cm]  
Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 3005 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 38 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

B450C	C25/30
ε <sub>su</sub> : 67.5 ‰	ε <sub>c2</sub> : 2 ‰
f <sub>yd</sub> : 391.3 N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub> : 3.5 ‰
E <sub>s</sub> : 200'000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> : 14.17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> : 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> : 0.8
E <sub>syd</sub> : 1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> : 9.75
σ <sub>s,adm</sub> : 255 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub> : 0.6
	τ <sub>c1</sub> : 1.829

σ<sub>c</sub>: -0.4193 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>s</sub>: -0.02952 ‰

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

$$\sigma_c = 0.42 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 25 = 10 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{VERIFICATO}$$