

Committente:



# AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15  
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22  
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO  
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)  
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

## PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.

Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

*(Handwritten signatures and initials in blue ink)*

**IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.**

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.

Il Direttore Tecnico:

*Il Responsabile di Progetto*  
**Dott. Ing. Luca Bondanelli**

Il Geologo:

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:



Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n. 3581

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n. 3581

Consulenza specialistica a cura di:

Progettista Responsabile Imprezione Prestazioni Specialistiche:

Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.

Ing. Pietro Mazzoli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

*(Circular stamp: PROVINCIA DI PALERMO, INGEGNERI, N. 3581)*  
*(Handwritten signature: Dott. Ing. PIETRO MAZZOLI)*  
*(Stamp: IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A. ISCRITTO ORDINE INGEGNERI/PARMA n. 821)*

Titolo Elaborato:

**CANTIERIZZAZIONE  
CANTIERIZZAZIONE  
PONTE BAILEY SUL CANALE RECCHIO (NORD)  
RELAZIONE DI CALCOLO E SUI MATERIALI SPALLE**

Data Emissione Progetto:

26/02/2015

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N Progr. Doc.	REV.
	RAAA	1	E	I	CN	CN	02	V	RE	005	A
A	26/02/2015	EMISSIONE				MARI	GENNARI	MAZZOLI			
Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE				Redatto	Controllato	Approvato			

**SOMMARIO**

1	GENERALITA' .....	3
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	4
3	RELAZIONE SUI MATERIALI .....	4
3.1	DURABILITA' E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	5
3.2	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE .....	6
4	IPOSTESI DI CALCOLO .....	7
4.1	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE .....	7
4.2	AZIONI SISMICHE DI RIFERIMENTO .....	8
5	MODELLO NUMERICO.....	10
5.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO .....	10
5.2	ANALISI DEI CARICHI .....	10
5.2.1	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO .....	11
5.2.2	PESI PROPRI SPALLE.....	11
5.2.3	SISMA.....	12
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO .....	12
5.4	CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA.....	13
5.5	CALCOLO SOLLECITAZIONI .....	13
6	VERIFICA STRUTTURALE SPALLE .....	15
6.1	CIABATTA DI FONDAZIONE .....	15
6.2	PULVINO .....	17
6.3	PARAGHIAIA.....	19
7	VERIFICA GEOTECNICA SPALLE.....	22
7.1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	22
7.2	VERIFICA FONDAZIONE.....	22

## 1 GENERALITA'

Oggetto del presente documento è il dimensionamento strutturale e geotecnico delle spalle del ponte provvisorio da realizzarsi per il superamento del torrente Recchio (NORD), in corrispondenza Viadotto Taro, nell'ambito delle opere d'arte comprese nel I Lotto funzionale del "Raccordo autostradale A15/A22 Corridoio plurimodale Tirreno-Brennero tra l'Autostrada della Cisa – Fontevivo (PR) e l'Autostrada del Brennero – Nogarole Rocca (VR).

Il superamento del torrente Recchio con la pista di cantiere avverrà tramite la realizzazione di un ponte di tipo bailey ad una luce, la cui durata è limitata alla durata del cantiere; il ponte poggerà su due spalle situate in prossimità dei rilevati arginali e la luce tra appoggio-appoggio sarà pari a 21,19 metri.

L' intradosso del ponte è stato mantenuto ad una quota pari a circa +42.85m, ossia 0.30mt al di sopra della quota degli argini spondali.

Stante la larghezza utile di passaggio del ponte, larghezza carreggiata, pari a circa 4.20 m e la larghezza della pista di circa 6 m, occorre predisporre un invito con guard rail in modo tale da evitare possibili problemi da parte dei mezzi che non si avvedessero del restringimento di carreggiata.

Il ponte bailey è una tipologia standard per il cui dimensionamento si rimanda al fornitore dello stesso; la verifica delle fondazioni dell'attraversamento verrà comunque effettuata assumendo i carichi derivanti dalla normativa sui ponti stradali e le relative azioni di frenatura etc..

Oggetto di dimensionamento nella presente relazione sono solamente le strutture da realizzare in opera, in calcestruzzo armato, per la realizzazione delle spalle di appoggio del ponte tipo bailey. Non sono invece oggetto di verifica e dimensionamento le strutture in acciaio che costituiscono l'impalcato del ponte, oggetto di specifico dimensionamento da parte del fornitore del ponte stesso.

## 2 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali sono state svolte in conformità alla normativa vigente ed in particolare alle seguenti norme:

- D.M. 14.01.2008: *Nuove Norme tecniche per le costruzioni*
- CIRCOLARE 02/02/2009 n° 617: *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008*

## 3 RELAZIONE SUI MATERIALI

I materiali utilizzati per l'esecuzione delle opere in oggetto avranno le caratteristiche riportate nel seguito.

- **Calcestruzzo strutture di fondazione:**

- Classe di resistenza C25/30
- Classe di esposizione XC2;
- Diametro massimo dell'inerte < 32 mm;
- Classe di consistenza S4;

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \text{acc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. QP)	→	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 11.21 \text{ N/mm}^2$

- Acciaio per c.a. tipo B450 C:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/Re \leq 1,35$
Rapporto $f_y$ misurato/ $f_y$ nom	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$

Fattore di sicurezza acciaio →  $\gamma_s = 1.15$   
 Resistenza a trazione di calcolo →  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$

### 3.1 DURABILITA' E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Fondazione CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, <b>XC2</b> , XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Le fondazioni (spalle) dell'opera si trovano in condizioni ambientali Ordinarie.

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	d	Stato limite	d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	w <sub>2</sub>	ap. fessure	w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	w <sub>2</sub>	ap. fessure	w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	w <sub>2</sub>	ap. fessure	w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione		ap. fessure	w <sub>1</sub>
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure		ap. fessure	w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione		ap. fessure	w <sub>1</sub>

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

In grigio chiaro sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche delle fondazioni.

### 3.2 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE

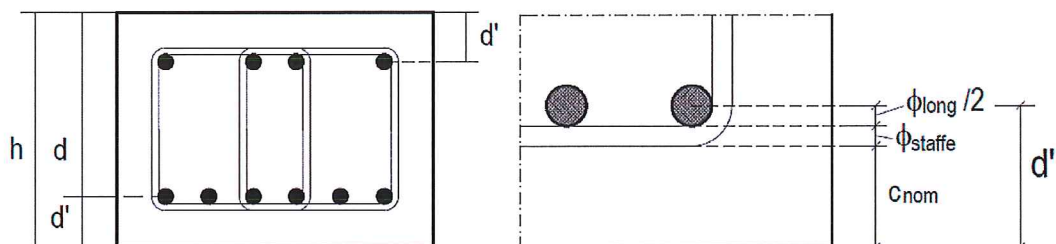
Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

Classe di esposizione ambientale	Copriferro $c_{min,dur}$ [mm]							
	15	25	30	35	40	45	50	55
XC1	C25/30, 0.60, 300							
XC2	C25/30, 0.60, 300							
XC3	C28/35, 0.55, 320							
XC4	C32/40, 0.50, 340							
XD1	C28/35, 0.55, 320							
XD2	C35/45, 0.45, 360							
XD3	C35/45, 0.45, 360							
XS1	C28/35, 0.55, 320							
XS2	C35/45, 0.45, 360							
XS3	C35/45, 0.45, 360							
XF1	C28/35, 0.50, 320							
XF2 – XF3	C25/30, 0.50, 340							
XF4	C28/35, 0.45, 360							
XA1	C28/35, 0.55, 320							
XA2	C32/40, 0.50, 340							
XA3	C35/45, 0.45, 360							

$$c_{nom} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}) + 10 \text{ (mm)} \geq 20 \text{ mm}$$

$$c_{min,b} = \phi \sqrt{n_b} \quad n_b \text{ numero di barre di un eventuale gruppo di barre; per barra singola } n_b = 1.$$



Altezze  $d$  e  $d'$

## 4 IPOTESI DI CALCOLO

### 4.1 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

La zona di realizzazione delle spalle del ponte bailey al servizio del cantiere, oggetto di numerose indagini geognostiche, è caratterizzata da terreni superficiali di tipo limoso in sponda sinistra del fiume Taro, al di sotto dei quali si riscontrano strati consistenti di ghiaie.

La relazione geotecnica per l'opera principale può ragionevolmente essere assunta anche per il dimensionamento delle strutture dell'opera provvisoria distante pochi metri: si riportano alcuni estratti dal profilo geotecnico – Asse principale – Tav. 3/9 doc. n° RAAA1ERGEXX01EPG002B:

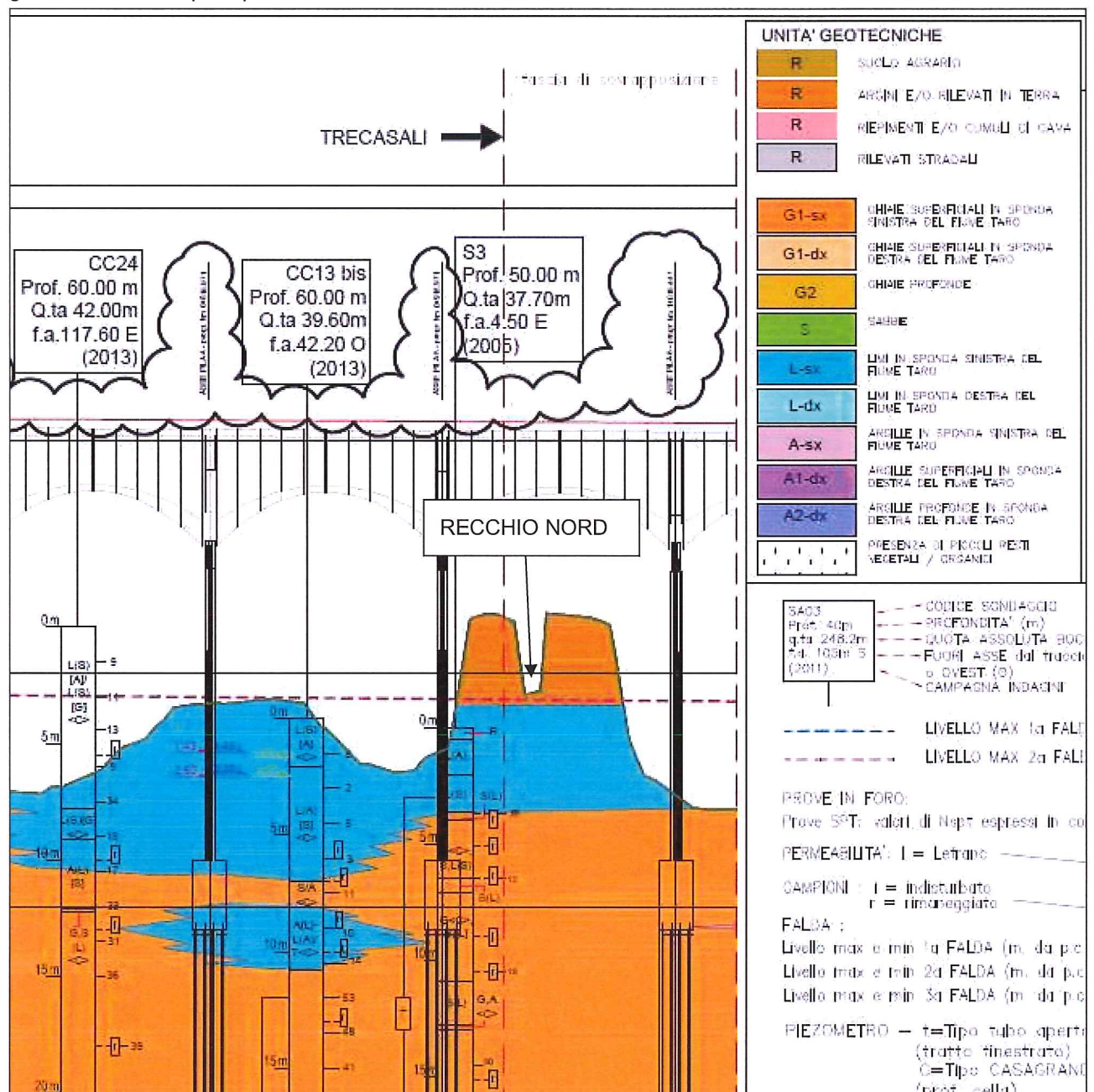


Figura 1: Estratto profilo geotecnico

Ai fini del dimensionamento delle spalle di fondazione, come evidenziato negli elaborati grafici allegati

alla presente relazione, ci si trova chiaramente all'interno dell'argine spondale del recchio, pertanto si considererà cautelativamente la caratterizzazione geotecnica relativa.

La tabella seguente riporta i parametri geotecnici delle varie unità stratigrafiche:

Unità Geotecnica	Profondità (m da P.C.)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$C_u$ (kPa)	E (Mpa)
R	-	18.5÷20.0	0	26÷30	-	5-20
G1-sx	< 15	19.0÷20.5	0	40÷46	-	50-85
	> 15	19.0÷20.5	0	38÷43	-	85-110
G1-dx	-	19.5÷20.0	0	39÷44	-	60-90
G2	-	19.0÷19.8	0	38÷43	-	120-150
S	< 18	18.5÷20.0	0	31÷38	-	25-50
	18 - 25	18.5÷20.0	0	34÷39	-	25-50
	> 25	20,0	0	36÷40	-	25-50
L-sx	-	19.0÷20.5	0÷5	26÷30	30÷80	10-20
L-dx	< 10	19.5÷20.5	5÷15	25÷30	40÷140	10-15
	> 10	19.5÷20.5	5÷15	25÷30	40÷100	10-15
A-sx	-	19.5÷20.5	5÷20	25÷30	80÷140	80-100
A1-dx	< 6	18.5÷20.0	10÷25	18÷28	40÷120	10-20
	6 - 10	18.5÷20.0	10÷25	18÷28	60÷150	25-40
	> 10	18.5÷20.0	10÷25	18÷28	40÷100	20-25
A2-dx	-	19.5÷20.0	15÷25	22÷26	60÷160	80-100

Sinteticamente vengono riportati i parametri geotecnica di riferimento per i terreni interessati dall'intervento:

Peso unità di volume 18.5 kN/mc

$\phi = 30^\circ$

Poiché trattasi di un'opera provvisoria, che quindi ha una vita utile legata alla durata del cantiere, si ritiene di poter assumere il valore più elevato del range indicato in tabella per il valore dell'angolo di resistenza a taglio.

## 4.2 AZIONI SISMICHE DI RIFERIMENTO

Per opere provvisorie la cui durata nel tempo è limitata a meno di dieci anni (caso nel quale ricade l'opera provvisoria in oggetto), al par. 2.4.3. NTC è previsto debba assumersi un tempo di ritorno non inferiore a  $V_R = 35$  anni.

La classe d'uso dell'opera è assunta quale Classe II, da cui un  $C_U = 1.0$

I terreni sono classificati di categoria C, come desunto dalla "Relazione sulle indagini dirette – RAAA1ERGEXX01SRE001B" da cui si ricava che la categoria indicata è sempre la peggiore per le opere più superficiali.

Non sono da prevedersi amplificazioni topografiche; i parametri di riferimento per l'individuazione dell'opera sono i seguenti:

- Latitudine = 44°,870384
- Longitudine = 10°,235950
- Vita nominale  $V_n < 10$  ann
- Classe uso II
- $C_u = 1.0$
- Tr allo stato limite di salvaguardia della vita = 332 anni



- o  $a_g/g = 0.117$
- o  $F_0 = 2.474$
- o  $T_c^* = 0.280$

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO -  $P_{VR} = 81\%$
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$

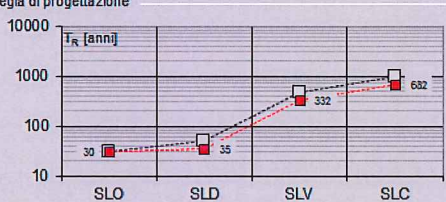
Stati limite ultimi - SLU {

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

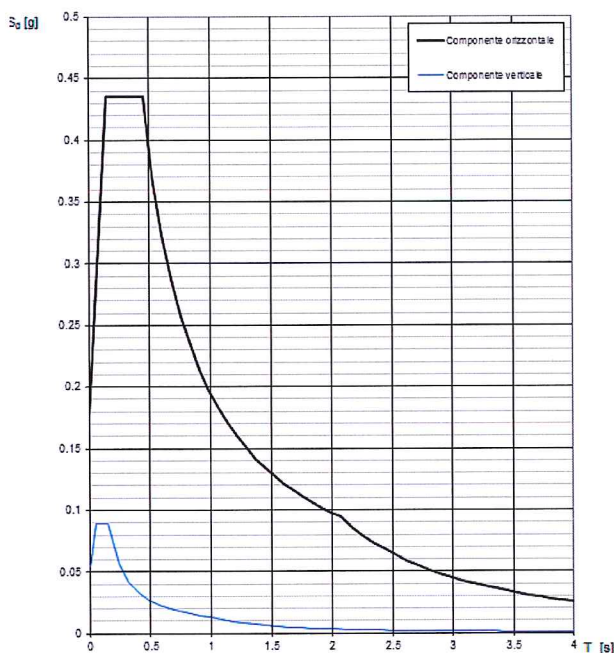
INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0.042	2.508	0.234
SLD	35	0.046	2.502	0.240
SLV	332	0.117	2.474	0.280
SLC	682	0.153	2.477	0.285

Dal punto di vista del calcolo delle strutture, per l'opera in oggetto assume significato il solo SLV (in quanto verrà eseguita verifica in campo totalmente elastico per quanto attiene le strutture di fondazione).

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



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
$a_s$	0.117 g
$F_a$	2.474
$T_a$	0.280 s
$S_a$	1.800
$C_a$	1.899
$S_r$	1.000
$q$	1.000

Parametri dipendenti	
$S$	1.800
$\eta$	1.000
$T_B$	0.149 s
$T_C$	0.448 s
$T_D$	2.069 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_r \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 - \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_a \cdot T_a \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	$S_e$ [g]
0.000	0.176
0.149	0.435
0.448	0.435
0.525	0.371
0.602	0.324
0.679	0.287
0.756	0.258
0.834	0.234
0.911	0.214
0.988	0.197
1.065	0.183
1.143	0.171
1.220	0.160
1.297	0.150
1.374	0.142
1.451	0.134
1.529	0.127
1.606	0.121
1.683	0.116
1.760	0.111
1.837	0.106
1.915	0.102
1.992	0.098
2.069	0.094
2.161	0.086
2.253	0.079
2.345	0.073
2.437	0.068
2.529	0.063
2.621	0.059
2.713	0.055
2.805	0.051
2.897	0.048
2.989	0.045
3.080	0.042
3.172	0.040
3.264	0.038
3.356	0.036
3.448	0.034
3.540	0.032
3.632	0.031
3.724	0.029
3.816	0.028
3.908	0.026
4.000	0.025

Come detto il calcolo è svolto considerando un fattore di struttura unitario, pertanto si assumerà:

$$q = 1$$

nei calcoli che seguiranno.

Per la determinazione delle azioni sismiche massime agenti sulle strutture si prevede, cautelativamente, di assumere il valore massimo dell'ordinata di spettro riportata nella figura precedente, pertanto, per l'opera in esame il valore di riferimento vale:

$$S_d(t) = 0.435$$

## 5 MODELLO NUMERICO

Per il calcolo della spalla del ponte non è stato implementato un modello numerico agli elementi finiti, in quanto l'opera, per la sua particolare conformazione geometrica, è più facilmente assimilabile ad un corpo rigido, di fatto un plinto e come tale è stato trattato nel successivo dimensionamento.

### 5.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni agenti sui vari elementi strutturali, oltre che per determinare le sollecitazioni trasmesse al suolo per le successive verifiche geotecniche, si è fatto uso di uno specifico foglio di calcolo, appositamente sviluppato per l'analisi in oggetto, che fornisce, partendo dai dati di input geometrici e di carico, tutte le sollecitazioni nelle varie combinazioni di carico considerate.

### 5.2 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano nel seguito le varie condizioni di carico elementari considerate nel dimensionamento delle spalle del ponte.

### **5.2.1 CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO**

Le azioni derivanti dalla presenza della struttura metallica sono derivate dai disegni della JansonBridging (fornitore del ponte bailey) nel quale sono riportate le azioni agli appoggi; per comodità di lettura, le stesse vengono di seguito ripetute:

*(estratto elaborato Janson del 13 febbraio 2015)*

Azioni sugli appoggi (valori nominali)	appoggi fissi		appoggi scorrevoli	
	A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]
Reazione verticale CARICHI PERMANENTI	93	93	93	93
Reazione verticale CARICHI MOBILI	529	529	529	529
Reazione orizzontale longitudinale FRENAMENTO	252	252	–	–
Reazione orizzontale longitudinale ATTRITO	–	–	23	23
Reazione orizzontale trasversale VENTO	36	36	36	36

Come è possibile notare l'azione longitudinale massima è data dalla frenatura dei veicoli, rispetto all'azione parassita dell'attrito che è del tutto trascurabile.

Il dimensionamento della spalla viene quindi condotto per il lato appoggi fissi, in quanto chiaramente è la situazione peggiore.

### **5.2.2 PESI PROPRI SPALLE**

Il peso proprio delle spalle è determinato dal foglio di calcolo in automatico, una volta assegnata la geometria della struttura.

DIMENSIONI SPALLA			Htot = H1+H2 =	2.5 [m]
PULVINO	B	1.85	ECC LONG.	-0.175 [m]
	H	1.7		
	L	7.8		
	W1 =	613.275 [kN]		
CIABATTA	B	3.6	ECC LONG.	0 [m]
	H	0.8		
	L	8.8		
	W12=	633.6 [kN]		
	Wtot =	1246.875		

### 5.2.3 SISMA

I parametri sismici sono già stati esplicitati in precedenza, per la determinazione delle azioni sismiche si è operato nel modo seguente:

- Determinazione delle masse sismiche corrispondenti ad ogni appoggio:
  - Le masse sismiche sono assunte pari alla sola aliquota di carico permanente oltre ovviamente ai pesi propri dell'impalcato:
    - $A = B = C = D = 93 \text{ kN} + 5$  (altri permanenti eventuali) = 98 kN
    - Massa totale = 392 kN
- Calcolo dell'azione sismica orizzontale:
  - Direzione longitudinale (// asse ponte), solo appoggi fissi:
    - $M/2 \cdot S_d(t) = 392/2 \cdot 0.435 = \mathbf{82.26 \text{ kN}}$
  - Direzione trasversale (ortogonale asse ponte), tutti gli appoggi:
    - $M/4 \cdot S_d(t) = 392/4 \cdot 0.435 = \mathbf{42.63 \text{ kN}}$

Le azioni indicate sono quindi inserite nel foglio di calcolo per la determinazione delle combinazioni di carico di progetto.

## 5.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico impiegate nelle verifiche sono riassunte nelle tabelle riportate a seguire, secondo le richieste del punto 2.5.3 del DM 14.01.2008.

COMBINAZIONI	SLU1	SLU2	SLU3	SLU2-GEO	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4	SLV5	SLV6	SLV7	SLV8
PS	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PNS	1.5	1.5	1.5	1.3	1	1	1	1	1	1	1	1
MOB	1.35	1.0125	1.0125	0.8625	0	0	0	0	0	0	0	0
FREN	0	1.35	0	1.15	0	0	0	0	0	0	0	0
VEN	0.9	0.9	1.5	0.78	0	0	0	0	0	0	0	0
ATTR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EX	0	0	0	0	1	0.3	-1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3
EY	0	0	0	0	0.3	1	0.3	1	-0.3	-1	-0.3	-1

Come indicato in precedenza l'attrito non è considerato in quanto relativo solo alla spalla lato appoggi mobili.

Per quanto riguarda l'azione sismica, è eseguita la combinazione 100%+30% con permutazione dei segni, come richiesto dalla norma.

## 5.4 CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA

La procedura di calcolo e verifica prevede di operare come segue:

- Determinazione delle azioni relative alle combinazioni di carico indicate in precedenza;
- Determinazione delle reazioni vincolari del ponte, agenti sulla spalla, per ognuno dei 4 appoggi presenti;
- Determinazione delle sollecitazioni alla quota del piede della fondazione/spalla, per ognuno degli appoggi
- Calcolo della sollecitazione globale, comprensiva anche dell'azione del peso della spalla, del terreno a monte e dell'azione sismica sulla spalla stessa

Una volta determinate le sollecitazioni massime agenti nella struttura (sia essa il pulvino, la ciabatta o il terreno) si procede all'esecuzione delle verifiche strutturali e geotecniche come per una qualsiasi struttura.

## 5.5 CALCOLO SOLLECITAZIONI

Si sono riportate in tabella le sollecitazioni agenti sui vari appoggi del ponte:

APPOGGIO	Peso proprio strutture - Verticale	Permanente non strutturale - Verticale	Carichi Mobili - Verticale	Frenatura - Orizzontale long.	Vento - Orizzontale trasv.	Attrito - Orizzontale long.	EX (LONGIT.)	EY (TRASV.)
	PS	PNS	MOB	FREN	VEN	ATTR	EX	EY
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
A	93	0	529	252	36	0	82.26	42.63
B	93	0	529	252	36	0	82.26	42.63
C	93	0	529	0	36	23	0	42.63
D	93	0	529	0	36	23	0	42.63

Sulla base dei coefficienti di combinazione precedentemente riportati si sono determinate le sollecitazioni globali agenti allo SLUstatico, SLV sismico, per ogni singolo appoggio.

REAZIONI VINCOLARI		SLU1	SLU2	SLU3	SLU2-GEO	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4	SLV5	SLV6	SLV7	SLV8
A	V	839.7	661.1625	661.1625	549.2625	93	93	93	93	93	93	93	93
	H-L	0	340.2	0	289.8	82.26	24.678	-82.26	-24.678	82.26	24.678	-82.26	-24.678
	H-T	32.4	32.4	54	28.08	12.789	42.63	12.789	42.63	-12.789	-42.63	-12.789	-42.63
B	V	839.7	661.1625	661.1625	549.2625	93	93	93	93	93	93	93	93
	H-L	0	340.2	0	289.8	82.26	24.678	-82.26	-24.678	82.26	24.678	-82.26	-24.678
	H-T	32.4	32.4	54	28.08	12.789	42.63	12.789	42.63	-12.789	-42.63	-12.789	-42.63
C	V	839.7	661.1625	661.1625	549.2625	93	93	93	93	93	93	93	93
	H-L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	H-T	32.4	32.4	54	28.08	12.789	42.63	12.789	42.63	-12.789	-42.63	-12.789	-42.63
D	V	839.7	661.1625	661.1625	549.2625	93	93	93	93	93	93	93	93
	H-L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	H-T	32.4	32.4	54	28.08	12.789	42.63	12.789	42.63	-12.789	-42.63	-12.789	-42.63

I valori indicati in tabella sono espressi in [kN] per le forze e [kNm] per i momenti flettenti.

Si procede quindi alla determinazione delle sollecitazioni agenti alla quota di intradosso fondazioni.

A	V	1993.19	1814.65	1814.65	1403.70	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44
	H-L	0.00	340.20	0.00	289.80	82.26	24.68	-82.26	-24.68	82.26	24.68	-82.26	-24.68
	H-T	32.40	32.40	54.00	28.08	12.79	42.63	12.79	42.63	-12.79	-42.63	-12.79	-42.63
	M_B	325.17	1175.67	325.17	965.36	987.74	464.93	-506.02	16.80	987.74	464.93	-506.02	16.80
	M_L	81.00	81.00	135.00	70.20	194.34	647.81	194.34	647.81	-194.34	-647.81	-194.34	-647.81
B	V	1993.19	1814.65	1814.65	1403.70	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44
	H-L	0.00	340.20	0.00	289.80	82.26	24.68	-82.26	-24.68	82.26	24.68	-82.26	-24.68
	H-T	32.40	32.40	54.00	28.08	12.79	42.63	12.79	42.63	-12.79	-42.63	-12.79	-42.63
	M_B	325.17	1175.67	325.17	965.36	987.74	464.93	-506.02	16.80	987.74	464.93	-506.02	16.80
	M_L	81.00	81.00	135.00	70.20	194.34	647.81	194.34	647.81	-194.34	-647.81	-194.34	-647.81
C	V	1993.19	1814.65	1814.65	1403.70	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44
	H-L	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	H-T	32.40	32.40	54.00	28.08	12.79	42.63	12.79	42.63	-12.79	-42.63	-12.79	-42.63
	M_B	325.17	325.17	325.17	240.86	782.09	403.23	-300.37	78.49	782.09	403.23	-300.37	78.49
	M_L	81.00	81.00	135.00	70.20	194.34	647.81	194.34	647.81	-194.34	-647.81	-194.34	-647.81
D	V	1993.19	1814.65	1814.65	1403.70	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44	947.44
	H-L	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	H-T	32.40	32.40	54.00	28.08	12.79	42.63	12.79	42.63	-12.79	-42.63	-12.79	-42.63
	M_B	325.17	325.17	325.17	240.86	782.09	403.23	-300.37	78.49	782.09	403.23	-300.37	78.49
	M_L	81.00	81.00	135.00	70.20	194.34	647.81	194.34	647.81	-194.34	-647.81	-194.34	-647.81

Si procede quindi al calcolo delle sollecitazioni globali al piede della spalla, pari alla somma dei valori degli appoggi A+B e C+D, chiaramente ha interesse la somma A+B relativa alla spalla lato appoggi fissi, che presenta le sollecitazioni massime.

Vtot - A+B	3986.38	3629.31	3629.31	2807.40	1894.88	1894.88	1894.88	1894.88	1894.88	1894.88	1894.88	1894.88	1894.88
H-Ltot - A+B	0.00	680.40	0.00	579.60	164.52	49.36	-164.52	-49.36	164.52	49.36	-164.52	-49.36	-49.36
H-Ttot - A+B	64.80	64.80	108.00	56.16	25.58	85.26	25.58	85.26	-25.58	-85.26	-25.58	-85.26	-85.26
M_B tot	650.33	2351.33	650.33	1930.73	1975.49	929.86	-1012.03	33.60	1975.49	929.86	-1012.03	33.60	33.60
M_L tot	162.00	162.00	270.00	140.40	388.68	1295.61	388.68	1295.61	-388.68	-1295.61	-388.68	-1295.61	-1295.61

Le sollecitazioni evidenziate sono quelle che risultano essere le più gravose per il dimensionamento della struttura.

## 6 VERIFICA STRUTTURALE SPALLE

La verifica strutturale della spalla è distinta tra la verifica della ciabatta di fondazione e la verifica del pulvino di appoggio dell'impalcato.

### 6.1 CIABATTA DI FONDAZIONE

La verifica della ciabatta di fondazione in c.a. viene condotta con il metodo tirante puntone, stante la geometria del plinto di fondazione stesso, particolarmente tozzo.

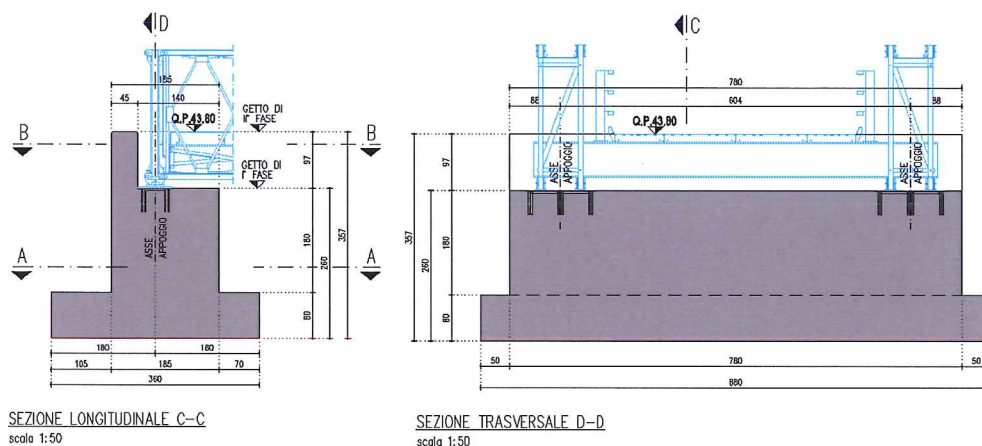
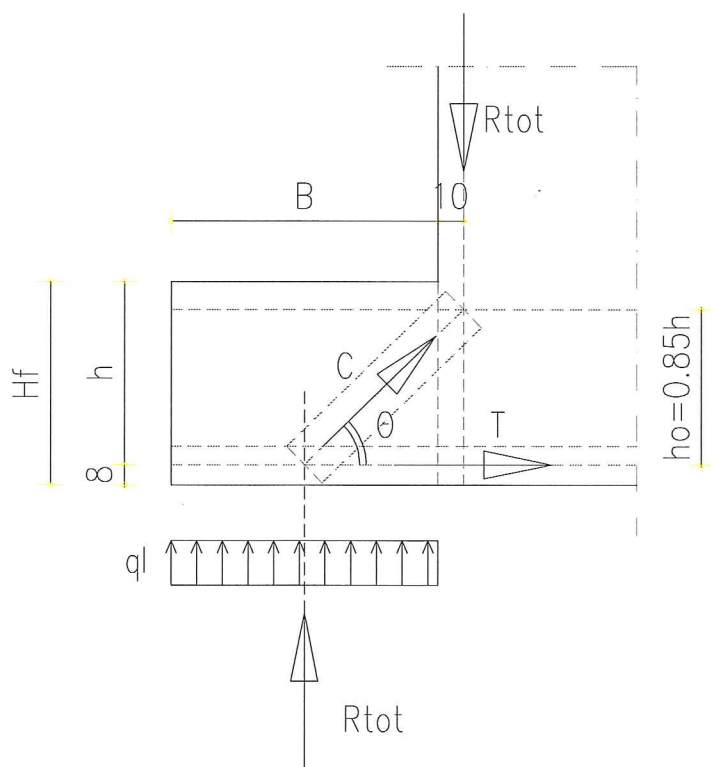


Figura 2: Carpenteria fondazione

Lo schema di calcolo è riportato nell'immagine seguente



Schema di calcolo

$$H_f = 0.80 \text{ m}$$

$$h = 0.72 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.612 \text{ m}$$

$$b = 0.625 \text{ m}$$

$$\tan \theta = (h_0 / b) = 0.9792$$

$$\theta = 44^\circ,40$$

L'azione massima data dalla massima pressione al suolo, come si mostrerà in seguito, è pari a 260.4 kN (la pressione massima al suolo vale 248 kPa) allo SLU; in compressione l'angolo formato dal puntone e dal tirante è pari a  $(90-44.40) = 45.60^\circ$ ; le azioni derivanti sono pertanto:



$$N_{cTOT} = 260.40 - 0.8 \cdot 1.05 \cdot 25 = 239.40 \text{ kN}$$

Sottraendo dall'azione agente i pesi relativi alla fondazione.

$$T = 239.40 \cdot \tan 45.6^\circ = 244.50 \text{ kN}$$

$$P = 239.40 / \cos 45.6^\circ = 342.20 \text{ kN}$$

Trattandosi di trazione semplice, la quantità minima di armatura richiesta è pari a:

$$A_a = \frac{244.5 \cdot 1000 \cdot 1.15}{450} = 625 \text{ mm}^2 \rightarrow 6.25 \text{ cm}^2$$

Si dispongono come armatura  $1\phi 16/25$

Armatura disposta =  $201 \cdot 4 = 804 \text{ mm}^2 >> 625 \text{ mm}^2$  richiesti  $\rightarrow$  la verifica è soddisfatta.

La verifica svolta secondo il metodo classico, considerando la sezione sottoposta a flessione porta a verifiche meno gravose, la sezione di progetto, di dimensioni B100xh80 cm, ha un momento resistente pari a  $M_{rd} = 222.80 \text{ kNm}$ .

## 6.2 PULVINO

Il pulvino rappresenta la porzione superiore dell'elemento spalla, soggetto alle azioni direttamente trasmesse dall'impalcato, nelle combinazioni di carico precedentemente indicate.

Per le verifiche si è operato determinando preventivamente le sollecitazioni per unità di lunghezza agenti alla base del pulvino, che quindi presenta una sezione di calcolo pari a B100xh185 cm, ragionando per unità di lunghezza appunto.

Le sollecitazioni massime agenti sul pulvino sono, alla sezione di incastro con la ciabatta di fondazione, pari a:

V <sub>tot</sub> - A+B	2393.02
H-L <sub>tot</sub> - A+B	693.90
H-T <sub>tot</sub> - A+B	73.80
M <sub>B</sub> tot	1598.41
M <sub>L</sub> tot	125.46

Dove:

- V<sub>tot</sub> = Azione verticale di compressione se  $> 0$
- H-L<sub>tot</sub> = Azione orizzontale longitudinale // asse ponte
- H-T<sub>tot</sub> = Azione orizzontale trasversale asse ponte
- M<sub>B</sub> tot = momento flettente agente lungo asse trasversale al ponte su B=3.60 mt
- M<sub>L</sub> tot = momento flettente agente lungo asse parallelo al ponte su L = 7.80 mt

Le azioni sono indicate in [kN] e [kNm].

La sezione risulta armata con  $1+1\phi 16/25$  sul perimetro, quindi sulla sezione di calcolo B100xh185 cm, sono presenti in tutto  $4+4\phi 16$ .

La verifica è riportata nelle immagini seguenti:

Verifica C.A. S.L.U. - File: PULVINO SPALLA PONTE BAILEY

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

**Titolo:** PULVINO SPALLA PONTE BAILEY

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	185	1	8.04	6
			2	8.04	179

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

N<sub>Ed</sub> 306.8 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 205 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

**Tipo rottura**  
Lato acciaio - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 832 kNm

**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>·ε<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> -14.17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 2.353 ‰  
ε<sub>s</sub> 67.5 ‰  
d 179 cm  
x 6.029 x/d 0.03368  
δ 0.7

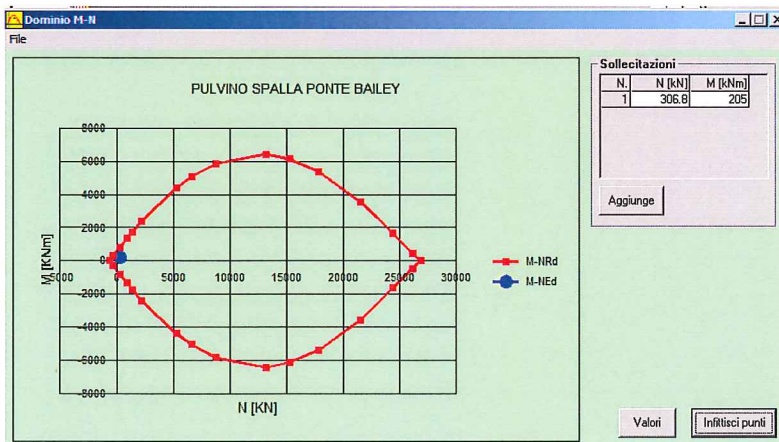
**Tipo Sezione**  
Rettan.re Trapezi  
a T Cicolare  
Rettangoli Coord.

**Sezione C.A.**  
File

**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>o</sub> 0 cm Col. modello  
Precompresso



Il momento resistente della sezione è quindi pari a  $M_{rd} = 832$  kNm, maggiore del valore agente pari a  $M_{sd} = 205$  kNm, la verifica è soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica a taglio, il valore della resistenza a taglio per sezioni non specificatamente armate è pari a:

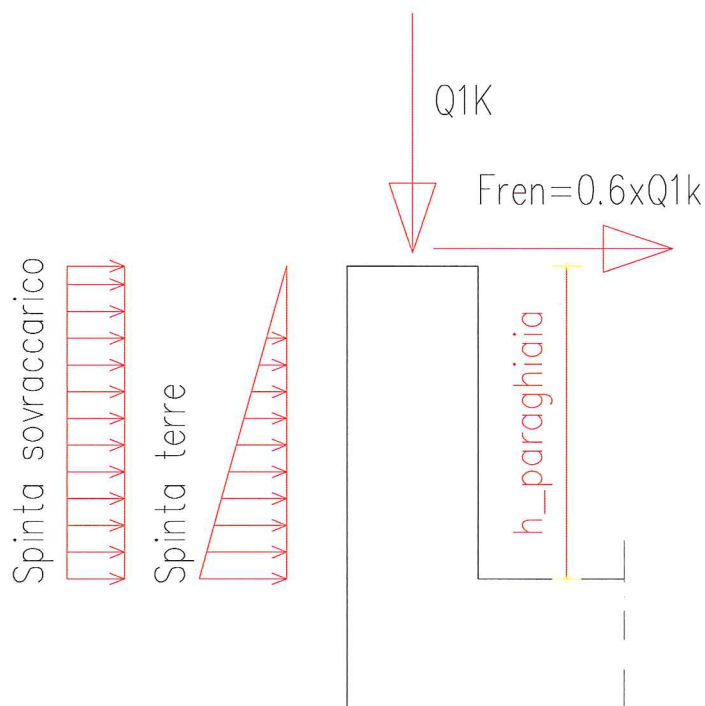
SEZIONE RETTANGOLARE					
B =	1000	[mm]		fck =	25 [N/mm <sup>2</sup> ]
H =	1850	[mm]		$\gamma_c$ =	1.5
Copf =	60	[mm]		fcd =	14.17 [N/mm <sup>2</sup> ]
Asl tesa =	804	[mm <sup>2</sup> ]			
Nsd =	306.8	[kN]		f <sub>yk</sub> =	450 [N/mm <sup>2</sup> ]
$\sigma_{cp\ lim}$ =	0.16584	[N/mm <sup>2</sup> ]		$\gamma_s$ =	1.15
d =	1790	[mm]		f <sub>yd</sub> =	391.30 [N/mm <sup>2</sup> ]
k =	1.33426				
$\rho$ =	0.00045			Vsd =	88.96 [kN]
V <sub>rd</sub> =	342.42	[kN]	Verificato		
<	V <sub>min</sub> =	527.31	<---		

Anche la verifica a taglio è quindi soddisfatta.

### 6.3 PARAGHIAIA

Il paraghiaia ha spessore 45 cm ed è alto circa 80 centimetri, secondo le geometrie desumibili dagli elaborati grafici.

Le sollecitazioni cui è sottoposto il paraghiaia sono dunque la spinta del terreno e l'azione di frenatura con relativo sovraccarico.



Sovraccarico accidentale  $Q = 9 \text{ kN/mq}$

$\phi$  (angolo attrito terreno rampa) = 35°  $\lambda_a = 0.2711$

Spinta terreno =  $\gamma \cdot h \cdot \lambda_a = 20 \cdot 1.07 \cdot 0.271 = 5.80$  kN/m

Spinta sovraccarico =  $Q \cdot \lambda_a = 9 \cdot 0.271 = 2.439$  kN/m

Spinta azione di frenatura:

per quanto riguarda l'azione di frenatura, si procede considerando che l'azione massima di frenatura realmente ipotizzabile come agente sull'elemento, risulta di fatto imputabile solamente al carico  $Q1k = 300$  kN per asse; adottando la formulazione relativa all'azione di frenatura si ottiene:

$Q = 0.60 \cdot (300) = 180$  kN

Tale valore si considera distribuito su tutta una larghezza pari a:

$L = 2.00 + 0.40 + 2 \cdot 1.07 = 4.54$  mt

Le sollecitazioni complessivamente agenti sono:

$N = 300 \cdot 1.00 + 0.45 \cdot 1.07 \cdot 25 \cdot 4.54 = 354.65$  kN  $\rightarrow$  78.12 kN/ml

$M = (180 \cdot 1.35) \cdot 1.07 + [2.439 \cdot 1.35 \cdot 1.07^2/2 + 5.8 \cdot 1.07/2 \cdot 1.07/3 \cdot 1.35] \cdot 4.54 = 275.35$  kNm  $\rightarrow$  60.65 kNm/ml

$V = 180 \cdot 1.35 + (2.439 \cdot 1.07 \cdot 1.35 + 5.8 \cdot 1.07 \cdot 1.35/2) \cdot 4.54 = 278.01$  kN  $\rightarrow$  61.24 kN/ml

La verifica è la seguente ( l'armatura disposta è 1+1 $\phi$ 12/20" in entrambe le facce del paraghiaia):

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

**NOME SEZIONE:** Paraghiaia

Descrizione Sezione: Paraghiaia spalla

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi

Normativa di riferimento: N.T.C.

Tipologia sezione: Sezione predefinita

Forma della sezione: Rettangolare

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO	-	Classe: C25/30	
		Resis. compr. di calcolo $f_{cd}$	: 141.60 daN/cm <sup>2</sup>
		Resis. compr. ridotta $f_{cd}'$	: 70.80 daN/cm <sup>2</sup>
		Def.unit. max resistenza $ec2$	: 0.0020
		Def.unit. ultima $ecu$	: 0.0035
		Diagramma tensione-deformaz.	: Parabola-Rettangolo
		Modulo Elastico Normale $E_c$	: 314750 daN/cm <sup>2</sup>
		Coeff. di Poisson	: 0.20
		Resis. media a trazione $f_{ctm}$	: 26.00 daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO	-	Tipo: B450C**	
		Resist. caratt. snervam. $f_{yk}$	: 4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
		Resist. caratt. rottura $f_{tk}$	: 4582.0 daN/cm <sup>2</sup>
		Resist. snerv. di calcolo $f_{yd}$	: 3913.0 daN/cm <sup>2</sup>

<sup>1</sup> Angolo di attrito ridotto considerando il terreno rimaneggiato da rilevato

Resist. ultima di calcolo ftd: 3985.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.010  
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base: 100.0 cm  
 Altezza: 45.0 cm  
 Barre inferiori : 4Ø12 (4.52 cm<sup>2</sup>)  
 Barre superiori : 4Ø12 (4.52 cm<sup>2</sup>)  
 Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 4.0 cm  
 Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 4.0 cm

Verifica C.A. S.L.U. - File: PARAGHIAIA PONTE BAILEY

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

Titolo: PARAGHIAIA

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	45	1	4.52	4
			2	4.52	41

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

Sezione C.A. File

Diagramma sezione:

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 78.12 kN  
 M<sub>xEd</sub> 60.65 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snerato

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

Tipologia flessione:  Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

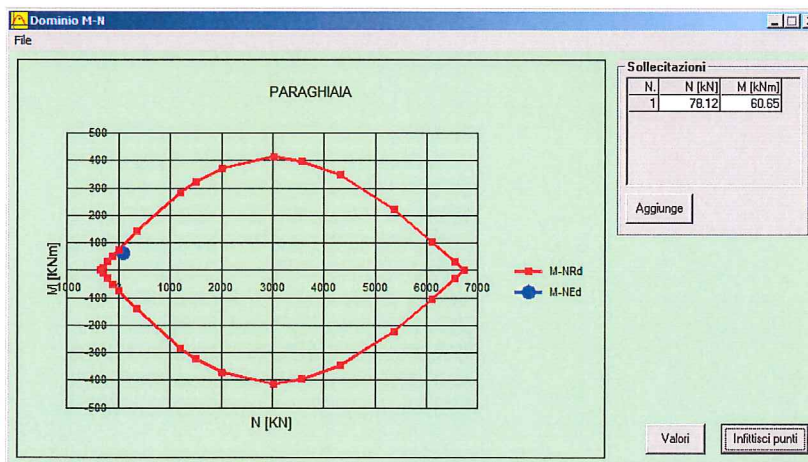
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/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 N/mm<sup>2</sup>  
 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/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829 N/mm<sup>2</sup>

M<sub>xRd</sub> 89.46 kNm  
 σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 43.4 ‰  
 d 41 cm  
 x 3.06 x/d 0.07463  
 δ 0.7



La verifica a pressoflessione della sezione risulta soddisfatta.

Per quanto attiene alla verifica a taglio di sezioni non specificatamente armate a taglio:

B =	1000	[mm]		fck =	25	[N/mmq]
H =	450	[mm]		$\gamma_c$ =	1.5	
Copf =	40	[mm]		fcd =	14.17	[N/mmq]
Asl tesa =	452	[mmq]				
Nsd =	78.11	[kN]		fyk =	450	[N/mmq]
$\sigma_{cp}$ lim =	0.17358	[N/mmq]		$\gamma_s$ =	1.15	
d =	410	[mm]		fyd =	391.30	[N/mmq]
k =	1.69843					
$\rho$ =	0.0011			Vsd =	61.24	[kN]
Vrd =	127.83	[kN]	Verificato			
<	Vmin =	169.49	<---			

La verifica a taglio risulta soddisfatta anche in assenza di specifica armatura a taglio.

## 7 VERIFICA GEOTECNICA SPALLE

### 7.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Come riepilogato al par. 4.1 "Considerazioni Geotecniche", i terreni su cui insistono le spalle oggetto di dimensionamento sono essenzialmente gli argini spondali del torrente Recchio, caratterizzati dalle seguenti caratteristiche:

Peso unita di volume 18.5 kN/mc

$\phi = 30^\circ$

### 7.2 VERIFICA FONDAZIONE

La verifica geotecnica delle strutture di fondazione è eseguita nel documento "relazione geotecnica" RAAA1EICNCN02VRE006A, basandosi sulle sollecitazioni determinate in precedenza e qui riportate nuovamente per completezza.

	SLU1	SLU2	SLU3	SLU2- GEO	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4	SLV5	SLV6	SLV7	SLV8
Vtot - A+B	3986.38	3629.31	3629.31	2807.40	1894.88	1894.88	1894.88	1894.88	1894.88	1894.88	1894.88	1894.88
H-Ltot - A+B	0.00	680.40	0.00	579.60	164.52	49.36	-164.52	-49.36	164.52	49.36	-164.52	-49.36
H-Ttot - A+B	64.80	64.80	108.00	56.16	25.58	85.26	25.58	85.26	-25.58	-85.26	-25.58	-85.26
M_B tot	650.33	2351.33	650.33	1930.73	1975.49	929.86	-1012.03	33.60	1975.49	929.86	-1012.03	33.60
M_L tot	162.00	162.00	270.00	140.40	388.68	1295.61	388.68	1295.61	-388.68	-1295.61	-388.68	-1295.61

Le combinazioni oggetto di verifica sono quelle evidenziate.