



COMUNE DI TEMPIO PAUSANIA

***Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio - strada provinciale per Aglientu - PIA SS 17-19 "Alta Gallura"***

**PROGETTO DEFINITIVO**

PROGETTAZIONE : R.T.I.

 **bonifica** S.p.A.



Ing. Angelo Binaghi

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI  
E PROGETTAZIONE STRADALE

*Ing. F. P. Bocchetto (Bonifica)*

PROGETTAZIONE STRUTTURALE

*Ing. A. Leonori – G. Fornari  
(Bonifica)*

ASPETTI AMBIENTALI

*Ing. A. Addis – Ing. M. Magazzeni  
(Bonifica)*

PROGETTAZIONE IDRAULICA

*Ing. F. Galli Ing. U. Galli  
(SGI studio Galli ingegneria)*

IL RESPONSABILE DEL  
PROCEDIMENTO

*Dott. Ing. Giuseppe Pinna*

IL GEOLOGO

*Dott. Geol. M. Crescenzi*

CONSULENZA SPECIALISTICA

*Dott. Geol. A. Melis*

SICUREZZA IN FASE  
DI PROGETTAZIONE

*Ing. A. Binaghi*

*Ing. A. Binaghi*

**OPERE D'ARTE MAGGIORI**

**VIADOTTO "TUORTU"  
RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE**

CODICE ELABORATO

PD OMG RC - 03 REV. A

SCALA

-

DATA CONSEGNA

ottobre 2006

D					
C					
B					
A	EMISSIONE	30.09.2006	F. Battocletti	A. Addis	F.P. Bocchetto
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE

## SOMMARIO

<b>1. GENERALITA'</b>	<b>2</b>
1.1 Premessa	2
1.2 Normativa di riferimento	3
1.3 Caratteristiche dei materiali	4
<b>2. IMPALCATO</b>	<b>6</b>
2.1 Appoggi e giunti	31
<b>3. PILE</b>	<b>33</b>
3.1 Descrizione e caratteristiche geometriche	33
3.2 Azioni e Sollecitazioni	34
3.2.1 Analisi dei carichi	34
Incremento dinamico	37
3.2.2 Calcolo delle sollecitazioni	40
3.3 Verifiche di Resistenza	42
3.3.1 Pulvino	42
3.3.2 Fusto Pila h max 20m	43
3.4.1 Azioni sulla Fondazione	47
3.4.2 Verifiche del Plinto di Fondazione	50
<b>4. SPALLE</b>	<b>51</b>
4.1 Descrizione e caratteristiche geometriche	51
4.2 Azioni e Sollecitazioni	52
4.2.1 Analisi dei carichi Spalla 1 (fissa)	52
4.2.2 Analisi dei carichi Spalla 2 (mobile)	61
4.3 Verifiche di Resistenza	68
4.3.1 Paraghia	68
4.3.2 Spalla 1 (Fissa)	69
Verifica a taglio	70
Verifiche a Presso-Flessione	70
4.4 Fondazioni	71
4.4.1 Azioni sulla fondazione	71
4.4.3 Verifiche del Plinto di Fondazione	72

## 1. GENERALITA'

### 1.1 Premessa

La relazione seguente riporta le verifiche di stabilità e di resistenza dell'impalcato in c.a.p., pile e spalle relative al viadotto TUORTU posto tra le progressive 3+767,50 e 4+117,10 del nuovo tracciato per l'ammodernamento della SS 133 tra Tempio ed il bivio con la S.P. per Aglientu.

La bretella stradale si trova nel territorio comunale di Tempio Pausania, a seguito della nuova classificazione sismica effettuato con l'O.P.C.M 3274 la Sardegna è stata classificata di IV categoria sismica, a favore di sicurezza si effettua una verifica in base al D.M 96 ipotizzando una zona sismica di III categoria con  $S=6$ .

Il viadotto è costituito da n.11 campate con schema di trave semplicemente appoggiata e di lunghezza pari a 32,0m ciascuna per una lunghezza complessiva pari a 352m circa.

Il tracciato del viadotto in oggetto risulta in rettilineo.

La sezione-tipo dell'impalcato è costituita da n.4 travi a cassone in c.a.p. di altezza pari a 1.80m poste ad interasse pari a 3.13 m solidarizzate da una soletta collaborante in c.a. di spessore minimo pari a 25cm e larghezza pari a 14,70m.

Al di sopra di quest'ultima sarà realizzata la piattaforma stradale costituita da una carreggiata bitumata di larghezza pari a 11,70m e da due marciapiedi laterali di larghezza pari a 1,50m ciascuno. Su ciascuna campata, nelle sezioni di pila e/o di spalla sono previsti dei trasversi in c.a. che hanno il compito di aumentare la rigidità trasversale dell'impalcato.

Le pile sono costituite da un fusto a sezione prismatica 7,20 x 2.40 cava con pareti aventi spessori di cm 40 , il pulvino, di dimensioni in pianta pari a 4,0m12,30m ed ha uno spessore di m 1.50.

Le spalle sono del tipo tradizionale con muri di risvolto e paraghiaia e come le pile sono fondate su una zattera diretta in c.a

Per evitare il giunto stradale in corrispondenza di ciascuna campata, la soletta è stata progettata in continuità ed assorbe anche le rotazioni dell'estremità delle travi in fase d'esercizio.

Lo schema degli appoggi è pertanto previsto in modo che l'impalcato possa scorrere longitudinalmente su tutte le pile e sulla spalla 2 (detta mobile) mentre viene fissato alla spalla 1 (detta Fissa) in modo da trasmettere ad essa le azioni longitudinali di frenamento e quelle sismiche.

L'analisi delle sollecitazioni è stata condotta a mezzo di programmi di calcolo automatico secondo un'analisi elastica lineare mentre le verifiche di resistenza e di stabilità sono state condotte con il metodo alle tensioni ammissibili.

## 1.2 Normativa di riferimento

Le verifiche e le calcolazioni, di cui alle pagine seguenti ed inserite nei files di calcolo indicati più avanti, fanno riferimento alla vigente normativa sotto segnata:

- Legge N° 1086 del 05/11/1971: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. LL.PP. 12/02/1992 e relative istruzioni emanate con Circ. N° 37406/STC del 24/06/1993: "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica", per quanto riguarda il metodo delle tensioni ammissibili.
- D.M. LL.PP. 09/01/1996 e relative istruzioni emanate con Circ. del 15/10/1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. LL.PP. 04/05/1990 e relative istruzioni emanate con Circ. del 25/02/1991: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".
- D.M. LL.PP. 11/03/1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Legge N°64 del 02/02/1974: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M. LL.PP. 16/01/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" e relative istruzioni emanate con Circ. N° 65 del 10/04/1997.
- D.M. LL.PP. 12/02/1982 e relative istruzioni emanate con Circ. N° 22631 del 24/05/1982: "Aggiornamento delle Norme Tecniche relative ai Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".
- D.M. LL.PP. 16/01/1996 e relative istruzioni emanate con Circ. del 04/07/1996: "Norme Tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

### 1.3 Caratteristiche dei materiali

#### **Calcestruzzo per Travi in c.a.p.**

- classe  $R_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$  ;  $R_{ckj} = 45 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico  $E_p = 5.700 \times \sqrt{55} = 42.300 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica  $1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Tensioni ammissibili (+ compressione, - trazione):  

iniziali	$\sigma^+ = 0,48 \times R_{ckj} = 21,6 \text{ N/mm}^2$	$\sigma^- = 0,04 \times R_{ckj} = -1,8 \text{ N/mm}^2$
esercizio	$\sigma^+ = 0,38 \times R_{ck} = 20,9 \text{ N/mm}^2$	$\sigma^- = 0,03 \times R_{ck} = -1,65 \text{ N/mm}^2$
$\sigma^-_{\text{princ}} = 0,02 \times R_{ck} = 1,1 \text{ N/mm}^2$		

#### **Acciaio armonico in trefoli**

- Modulo elastico:  $E_p = 206.000 \text{ N/mm}^2$   $n_p = 6$
- Coefficiente di dilatazione termica  $1,2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Tensioni ammissibili  

$f_{ptk} = 1.900 \text{ N/mm}^2$	$f_{p(1)k} = 1.700 \text{ N/mm}^2$
$\sigma_{spi} = 0,9 f_{p(1)k} = 1.530 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{sp} = 0,6 f_{ptk} = 1.140 \text{ N/mm}^2$

#### **Calcestruzzo per predalles prefabbricate, soletta e trasversi**

- classe  $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico  $E_c = 5.700 \times \sqrt{35} = 33.700 \text{ N/mm}^2$   $n_c = 33.700 / 42.300 = 0,80$
- Coefficiente di dilatazione termica  $1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Tensioni ammissibili:  

$\sigma_{c,amm} = 110 \text{ daN/cm}^2$	$\tau_{c,0} = 6,67 \text{ daN/cm}^2$	$\tau_{c,1} = 19,71 \text{ daN/cm}^2$
---	--------------------------------------	---------------------------------------

#### **Barre di acciaio per precompressione tipo Dywidag (St 85/105)**

- Modulo elastico:  $E = 206.000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica  $1,2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Tensioni ammissibili:  

$f_{ptk} = 1.050 \text{ N/mm}^2$	$f_{pyk} = 850 \text{ N/mm}^2$
$\sigma_{spi} = 0,85 f_{pyk} = 722 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{sp} = 0,6 f_{ptk} = 630 \text{ N/mm}^2$

### **Calcestruzzo per pile e spalle**

- classe  $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico  $E_c = 5.700 \times \sqrt{35} = 33.700 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica  $1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Tensioni ammissibili:

$$\sigma_{c,amm} = 110 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{c,0} = 6,67 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{c,1} = 19,71 \text{ daN/cm}^2$$

### **Calcestruzzo per plinti di fondazione**

- classe  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico  $E_c = 5.700 \times \sqrt{30} = 31.220 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica  $1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Tensioni ammissibili:

$$\sigma_{c,amm} = 97,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{c,0} = 6,00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{c,1} = 18,29 \text{ daN/cm}^2$$

### **Calcestruzzo per pali trivellati in c.a.**

- classe  $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico  $E_c = 5.700 \times \sqrt{25} = 28.500 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica  $1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Tensioni ammissibili:

$$\sigma_{c,amm} = 85,0 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{c,0} = 5,33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{c,1} = 16,86 \text{ daN/cm}^2$$

### **Acciaio per c.a. in barre ad a.m. FeB 44 K**

- Modulo elastico:  $E = 206.000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica  $1,2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Tensioni ammissibili:

$$f_{tk} = 5.400 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4.300 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{amm} = 2.550 \text{ daN/cm}^2$$

## 2. IMPALCATO

Trave 1 Lc= 29.50

### RELAZIONE DI CALCOLO DELL'IMPALCATO

#### INDICE

Pag. 3	- Unita' di misura e convenzioni di segno Dati geometrici dell'impalcato
Pag. 4	- Modalita' di costruzione dell'impalcato Modalita' di costruzione delle travi
Pag. 5	- Sovraccarichi adottati e norme di calcolo
Pag. 6	- Caratteristiche dei materiali
Pag. 7	- Metodo ed ipotesi di calcolo Sistema di riferimento
Pag. 8	- Ripartizione trasversale dei carichi
Pag. 9	- Analisi dei carichi
Pag. 11	- Parametri di sollecitazione sulla trave prefabbricata
Pag. 12	- Parametri di sollecitazione sulla soletta
Pag. 13	- Sezione della trave prefabbricata VL180_B240
Pag. 14	- Armature di precompressione
Pag. 15	- Cadute di tensione
Pag. 17	- Calcolo delle tensioni nella trave prefabb.
Pag. 23	- Tensioni nella trave prefabbricata Tensioni nelle armature di precompressione
Pag. 24	- Verifica delle armature a taglio
Pag. 25	- Verifica a rottura e fessurazione per la sezione di mezzeria
Pag. 26	- Verifica delle deformazioni
Pag. 27	- Verifiche in fase transitoria
Pag. 28	- Verifica della soletta
Pag. 29	- Indice analitico

UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unita' di misura :

lunghezza : cm  
forza : Kg

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici ( =25.4 mm).

I carichi agenti sull'impalcato sono, come e' naturale assumere, positivi se diretti verso il basso.  
Le tensioni sono positive se di compressione nel calcestruzzo, e positive se di trazione per quanto riguarda l'acciaio.

DATI GEOMETRICI IMPALCATO

Luce di calcolo	2950.000
Larghezza cordolo sinistro	150.000
Larghezza carreggiata	1050.000
Larghezza cordolo destro	150.000
Larghezza fuori tutto	1470.000
Tipo travi	VL180_B240
Larghezza sezione	240.000
Lunghezza retrotrave	46.000
Lunghezza ringrosso	180.000
Lunghezza svasatura	50.000
Numero travi	4
Interasse travi	340.000
Eccentricita' travi-soletta	0.000
Spessore medio soletta	27.000
Spessore minimo soletta	20.000
Luce di calcolo soletta	142.000
Spessore medio cordoli	28.000
Spessore pavimentazione	7.000
Larghezza marc. sinistro	70.000
Dist. marc. sinistro-carreggiata	80.000
Larghezza marc. destro	70.000
Dist. marc. destro-carreggiata	80.000

#### MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO

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

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

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

Prima fase :

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

Seconda fase:

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

#### MODALITA' DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a pie' d'opera e varate.

Il sistema di precompressione e' del tipo a fili aderenti.

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

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

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza  $R_{ckj}$  che e' richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza  $R_{ckj}$  si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

SOVRACCARICHI ADOTTATI E NORME DI CALCOLO

Nella stesura del calcolo sono rispettate le seguenti norme:

Normative sui ponti stradali :

- D.M. 04.05.1990 - Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali.
- Circ. Min. LL.PP. 25.02.1991 - Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali.

Normative sulle strutture in c.a. e c.a.p. :

- Legge 05.11.1971 n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. 09.01.1996 e D.M. 14.02.1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Circ. Min. LL.PP. 04.07.1996 - Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Normative sulle costruzioni prefabbricate :

- D.M. 03.12.1987 - Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- Circ. Min. LL.PP. 16.03.1989 - Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.

Per la stesura della presente relazione si sono inoltre seguite le indicazioni contenute nel documento CNR 10024/84 - Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per le travi prefabbricate:

Confezionato con cemento Portland  
e con inerte proveniente da cava vagliato e lavato.

Rck a tempo infinito	$\geq$	550.00 Kg/cm <sup>2</sup>
in esercizio	$\sigma$ adm comp. =	209.00
	$\sigma$ adm traz. =	-16.50
(con arm. sussidiaria)	$\sigma$ adm traz. =	-33.00
Rckj al taglio trefoli	$\geq$	400.00 Kg/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$\sigma$ adm comp. =	192.00
	$\sigma$ adm traz. =	-16.00
(con arm. sussidiaria)	$\sigma$ adm traz. =	-32.00

Calcestruzzo per il getto integrativo (soletta e traversi):

Rck a tempo infinito	$\geq$	350.00 Kg/cm <sup>2</sup>
in esercizio	$\sigma$ adm comp. =	110.00

Acciaio per c.a.p.:

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

carico a rottura fptk	$\geq$	19000.00 Kg/cm <sup>2</sup>
carico caratteristico all'1% fp(1)k	$\geq$	17000.00 Kg/cm <sup>2</sup>
alla tesatura	$\sigma$ spi adm =	15300.00
carichi permanenti	$\sigma$ sp adm =	11400.00
carichi mobili	$\sigma$ sp adm =	12540.00
cadute di tensione per rilassamento		
a 1000 ore ( $\sigma$ spi = 0.75 fptk)	=	2.20 %
cadute di tensione per rilassamento		
a 5000 ore ( $\sigma$ spi = 0.75 fptk)	=	2.80 %

Acciaio FeB44K

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura per assorbire  
gli sforzi di taglio nella trave, gli sforzi di aderenza tra  
la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera ed altri  
sforzi locali di trazione nei manufatti.  
Costituisce l'armatura della soletta e dei traversi.

tensione di snervamento fyk	$\geq$	4400.00 Kg/cm <sup>2</sup>
in esercizio	$\sigma$ s adm =	2600.00
come arm. sussidiaria	$\sigma$ s adm =	1800.00

#### METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

L'impalcato viene realizzato con 4 travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta. Esso si presenta quindi come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia. Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \times B = n \times i$$

$n$  = n.travi ,  $i$  = interasse travi

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilit  della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Non viene considerato nel calcolo l'effetto dei traversi di testata.

Le verifiche vengono condotte con il metodo delle Tensioni Ammissibili.

#### SISTEMA DI RIFERIMENTO

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali  $x,y$  individua ogni punto di esso.

L'asse  $x$    assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse  $y$  ortogonalmente.

L'origine di questo sistema di riferimento   posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (  indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine  $x$ ).

Le grandezze  $y$  rappresentano perci  le eccentricita' dei carichi ed hanno segno negativo verso sinistra e positivo verso destra, guardando le sezioni nelle figure allegate.

Le grandezze  $x$  sono sempre positive;  $x = 1594.00$    la mezzeria dell'impalcato.

L'asse delle  $z$ , ortogonale al piano  $x,y$ , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

Parametri di Massonnet :

Luce di calcolo travi principali	L =	2950
Interasse traversi	L1 =	1
Semilarghezza teorica impalcato	B =	680
Interasse travi	B1 =	340

Trave :

Traverso :

Ap =	17930	Ae =	20	cm <sup>2</sup>
Dp =	139	De =	10	cm
Jp =	90299393	Je =	667	cm <sup>4</sup>
Cp =	33361203	Ce =	667	cm <sup>4</sup>

Larghezza soletta collaborante con trave = 340.00

Coeff. di omogen. cls soletta / cls trave = 1.000

Theta = 0.953

Radice alfa = 1.000

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1a trave che ha una eccentricita' y = 510.000 cm e che risulta essere la piu' sollecitata :

y	-680	-510	-340	-170	0	170	340	510	680
K0	-0.13	-0.17	-0.18	-0.10	0.22	0.90	2.01	3.31	4.31
K1	0.09	0.14	0.23	0.40	0.68	1.12	1.74	2.35	2.60
Kα	0.09	0.14	0.23	0.40	0.68	1.12	1.74	2.35	2.60

Si calcolano i coefficienti d'influenza del traverso nella sezione y = 170.00 ( y=0 in asse travi ).

μα	-.0100	-.0117	-.0134	-.0112	0.0078	0.0804	0.0048	-.0183	-.0266
----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

## ANALISI DEI CARICHI

### CARICHI PERMANENTI

Peso proprio trave (tratto in campata)	21.875 Kg/cm
(tratto d'estremità)	31.755 Kg/cm
Peso della soletta (1a fase)	22.612

Vengono considerati ripartiti in egual modo tra tutte le travi e distribuiti uniformemente lungo x :

Paviment.( 0.030 Kg/cm2) (2a fase)	7.875 Kg/cm/trave
Peso dei cordoli (2a fase)	5.250

Viene considerato concentrato in direzione y e uniformemente distribuito in direzione x :

carico	Kg/cm	ecc. y	K Massonnet	μ Massonnet
parapetti dx	1.0000	660.000	2.575	-.02578
sicurvia dx	1.0000	540.000	2.415	-.02024
parapetti sx	1.0000	-660.000	0.100	-.01021
sicurvia sx	1.0000	-540.000	0.134	-.01141

### CARICHI MOBILI

Si dispongono sull'impalcato delle colonne di carico formate, come previsto dalle norme citate a pag.5, da un carico convenzionale da 60 tonnellate (qla) posizionato di volta in volta nel modo piu' sfavorevole e, allineato con questo, un carico uniformemente ripartito pari a 3 tonnellate al metro (qlb) e posto ad una distanza di rispetto di 7.50 m dall'asse del carico da 60 Ton.

Di questi valori di carico vengono prese delle aliquote percentuali a seconda della categoria del ponte e della colonna a cui appartengono.

Tutti i carichi mobili vengono amplificati da un coefficiente di incremento dinamico determinato in base alla specifica verifica da eseguire.

Categoria ponte : 1 a

Disposizione carichi mobili per verificare la 1a trave :

	intensita'	eccentricita'	K Massonnet
colonna 1	qla=100% qlb=100%	350.000	1.781
colonna 2	qla= 50% qlb= 50%	0.000	0.678
colonna 3	qla= 35% qlb= 35%	-350.000	0.226
qle destra	2.8000	640.000	2.554
qle sinistra	2.8000	-640.000	0.105

Coefficiente di incremento dinamico = 1.254

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

Disposizione carichi mobili per verifica traverso a M max positivo :

	intensita'	eccentricita'	μ medio
colonna 1	qla=100% qlb=100%	170.000	0.02683

Disposizione carichi mobili per verifica traverso a M min negativo :

	intensita'	eccentricita'	μ medio
colonna 1	qla=100% qlb=100%	-350.000	-.01284
qle destra	2.8000	640.000	-.02499
qle sinistra	2.8000	-640.000	-.01040

Coefficiente di incremento dinamico = 1.400

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x a cavallo dell'ascissa del traverso verificato.

PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE SULLA TRAVE PREFABBRICATA

Sezione x = (cm)                      1475.00                      0.00

Precompressione (Kg , Kgcm)

N iniziale	1001159	0
M iniziale	-58691246	0
DN taglio tr.-getto sol.	-67780	0
DM taglio tr.-getto sol.	3973474	0
DN getto sol.-tempo inf.	-90640	0
DM getto sol.-tempo inf.	10461715	0

Momento flettente (Kgcm)

Peso proprio travi	27916847	0
Peso soletta	28727326	0
Peso sovrastruttura	16674236	0
Carichi mobili	41249263	0
Carichi lineari aggiunt.	1659400	0

Taglio (Kg)

Peso proprio travi	0	36440
Peso soletta	0	36044
Peso sovrastruttura	0	20921
Carichi mobili	18032	60147
Carichi lineari aggiunt.	0	2082

Momento torcente (Kgcm)

Carichi mobili	-9042	-2144962
Folla sui marciapiedi	1688	703842
Carichi lineari aggiunt.	0	323716

PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE SULLA SOLETTA

Il momento massimo (che tende le fibre inferiori) dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato usando uno schema semplificato di trave in semplice appoggio.

I carichi permanenti considerati sono il peso proprio della soletta, la pavimentazione.

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta individuando il piu' gravoso tra i carichi:  
qla (6 assi da 10t) e 1/2 qla (3 assi da 10t)

come previsto dal D.M. 4 Maggio 1990 - punto 3.4.4.4  
Ogni carico da 10t ha una impronta quadrata di lato 64.000 cm.  
L'impronta e' data dalla diffusione a 45 gradi del carico da 10 Ton (30x30 cm) fino a meta' spessore minimo della soletta.  
Il carico viene amplificato del fattore di incremento dinamico pari a 1.4 e ripartito longitudinalmente su una lunghezza di 150 cm, pari all'interasse tra i carichi da 10 Ton.

Il momento minimo dato dall'effetto locale viene invece valutato, con uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

	Momento massimo	Momento minimo
effetto locale perm.	245.7487	-163.8325
acc.	2566.6666	-1544.4914
effetto globale	1851.5121	-794.6778
	-----	-----
M totale (Kgcm/cm)	4663.9274	-2503.0017

"RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"

Pag. 13

TRAVE PREFABBRICATA VL180\_B240

Coeff. torsione (per calcolo Massonnet) = 33361203.000  
 Area torsionale (per calcolo tensioni) = 24704.0000  
 Sezione larga 240.000 cm

Vertice n.	sezione di estremità		sezione in campata	
	y	z	y	z
1	-60.000	0.000	-60.000	0.000
2	-83.400	154.800	-83.400	154.800
3	-90.700	164.700	-90.700	164.700
4	-120.000	168.900	-120.000	168.900
5	-120.000	180.000	-120.000	180.000
6	-59.800	180.000	-70.900	180.000
7	-38.000	36.100	-48.230	30.100
8	-31.700	27.000	-42.000	21.000
9	0.000	26.000	0.000	20.000
10	31.000	27.000	42.000	21.000
11	38.000	36.100	48.230	30.100
12	59.800	180.000	70.900	180.000
13	120.000	180.000	120.000	180.000
14	120.000	168.900	120.000	168.900
15	90.700	164.700	90.700	164.700
16	83.000	154.800	83.400	154.800
17	60.000	0.000	60.000	0.000

Sezione in campata      Spessore complessivo anime = 32.200  
                                  Area sezione di calcestruzzo = 8750.170  
                                  quota z baricentro = 81.910  
                                  J baricentrico = 33955634.604

Sezione di estremità      Spessore complessivo anime = 54.300  
                                  Area sezione di calcestruzzo = 12702.055  
                                  quota z baricentro = 84.969  
                                  J baricentrico = 43935065.875

ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE

Tipo acciaio : 6/10" stabilizzato.

Numero trefoli : 52

Per contenere le tensioni entro i limiti consentiti dalle norme vengono disposte verso le sezioni di estremità della trave 29 guaine che annullano ivi l'effetto di altrettanti trefoli. La lunghezza delle guaine (L guaine) è quella reale, cioè misurata dalla testata del manufatto.

quota z	n.trefoli	n.guaine	L guaine
---------	-----------	----------	----------

175.00			
155.00	4		
135.00			
105.00			
85.00			
75.00			
45.00			
15.00	15	13	300.00
10.00	15	10	600.00
5.00	18	6	900.00

ascissa	cavo risultante		sezione sola trave		
	Asp	dsp	At	dt	Jt
0.00		<sezione non precompressa>			
1594.00	72.280	20.865	9111.6	79.49	35796516

ascissa	sezione trave + soletta		
	At	dt	Jt
0.00	<sezione non precompressa>		
1594.00	18156.6	136.29	95347621

Coeff. di omogeneizzazione E acc.precomp. / E cls trave = 6.00

Coeff. di omogeneizzazione E cls soletta / E cls trave = 1.00

Larghezza soletta collaborante con trave = 335.00

Tensione iniziale di precompressione = 14250.00

# CADUTE DI TENSIONE

## RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE

La caduta di tensione nell'acciaio da precompressione per rilassamento dell'acciaio stesso viene calcolata in base alla tensione iniziale di precompressione  $\sigma_{spi}$ .

Viene seguito il metodo indicato dal D.M. 09.01.96 - punto 2.3.6., applicabile qualora si disponga di prove a lunga durata.

Tensione iniziale di precompressione = 14250.00

Operando con una tensione  $\sigma_{spi} = 0.75 f_{ptk}$  si ha una caduta di tensione percentuale pari a :

(D.M. 09.01.96 - punto 2.3.6 - C=3 con prove a lunga durata)

$$2.80 + 3.00 \times (2.80 - 2.20) = 4.60 \%$$

## RITIRO DEL CALCESTRUZZO

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

$$\epsilon_{cs} = 0.000250$$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso :

$$\Delta \sigma_p = -(0.000250 \times 2000000) = -500.00$$

## VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosita') al fine del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio si assume, secondo le norme (D.M. 09.01.1996 - punto 3.2.7.2), pari a 2.00 volte la deformazione elastica.

## RIPARTIZIONE PERCENTUALE DELLE CADUTE DI TENSIONE NELLE FASI :

	Rilass.	Ritiro	Viscosita'
Posa in tens. - taglio trefoli	41.40	25.50	0.00
Taglio trefoli - getto soletta	25.90	25.50	33.30
Getto soletta - tempo infinito	32.70	49.00	66.70

PROCEDIMENTO DI CALCOLO DELLE TENSIONI NELLE SEZIONI PRECOMPRESSE

L'ipotesi alla base delle verifiche dello stato tensionale della trave è quella di considerare attiva la precompressione a partire da una sezione posta ad una distanza dalla testata pari a 70 volte il diametro dei trefoli utilizzati; nel caso in esame tale lunghezza risulta pari a 107.00 , per cui sono state considerate precompresse tutte le sezioni con  $x > 61.00$  (distanza dall'asse di appoggio). Nel tratto che va dall'asse di appoggio fino a questa ascissa le verifiche sono state condotte secondo la consueta teoria del cemento armato, parzializzando le sezioni.  
I valori ottenuti dal calcolo sono tabellati a pagina 23.

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

Prima fase (sola trave)

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto della soletta
- c) dopo il getto della soletta

Seconda fase (trave + soletta)

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

CALCOLO TENSIONI LONGITUDINALI

Prima fase (sola trave)

- a) al manifestarsi della precompressione

In base a quanto esposto nel capitolo precedente, le cadute di tensione maturate al momento del taglio dei trefoli sono :

per rilassamento acciaio	-271.38
per ritiro calcestruzzo	-127.50

Sforzo iniziale di precompressione (al taglio dei trefoli) :

$$N_{pi} = A_{sp} \times (14250.00 - 398.88)$$
$$M_{pi} = N_{pi} \times (D_t - D_{sp})$$

$N_{pi}$  e' costante lungo la trave,  $M_{pi}$  varia invece sezione per sezione al variare della posizione  $z$  del baricentro della sezione omogeneizzata.

Subito dopo il taglio dei trefoli, si manifesta la precompressione nella trave che, inarcandosi, risulta sollecitata dallo sforzo di precompressione e dal peso proprio. Si calcolano le tensioni, comprensive dell'effetto della caduta istantanea per deformazione elastica :

$\sigma$  e all'estradosso della trave  
 $\sigma$  i all'intradosso della trave

b) prima del getto della soletta

Nello spazio di tempo che intercorre tra il taglio dei trefoli e il getto della soletta si sono verificate le ulteriori cadute di tensione nell'acciaio :

per rilassamento acciaio      -169.77  
 per ritiro calcestruzzo      -127.50

che saranno costanti lungo la trave e perciò le stesse per tutte le sezioni di verifica, mentre

per viscosita'       $\Delta \sigma_{sp} = -(0.333 \times 2.000 \times 6.00 \times \sigma_c)$

dove  $\sigma_c$  e' la tensione nel calcestruzzo in corrispondenza del baricentro dell'armatura di precompressione. Le cadute per viscosita' saranno perciò :

sezione x	caduta per viscosita'
1475.00	-640.46
0.00	0.00

Si calcolano quindi i valori delle cadute di sforzo totale e momento di precompressione :

$\Delta N_p = A_{sp} \times \Delta \sigma_{sp}$   
 $\Delta M_p = \Delta N_p \times (D_t - D_{sp})$

che sono riportati a pag. 11.

Con questi valori si ricavano le tensioni risultanti ai lembi della trave prima del getto della soletta :

$\sigma$  e all'estradosso della trave  
 $\sigma$  i all'intradosso della trave

c) dopo il getto della soletta

Il momento dovuto al getto della soletta provoca un ulteriore incremento delle tensioni nella trave prefabbricata :

$\sigma$  e all'estradosso della trave  
 $\sigma$  i all'intradosso della trave

Seconda fase (trave + soletta)

d) impalcato scarico

Le residue cadute di tensione nell'acciaio sono :

per rilassamento acciaio	-214.35
per ritiro calcestruzzo	-245.00

che saranno ancora costanti lungo la trave, mentre

per viscosita'  $\Delta \sigma_{sp} = -(0.667 \times 2.000 \times 6.00 \times \sigma_c)$

con  $\sigma_c$  tensione nel calcestruzzo in corrispondenza del bari-centro dei trefoli.

Le cadute per viscosita' saranno perciò :

sezione x	caduta per viscosita'
1594.00	-794.67
0.00	0.00

Vengono calcolati i valori finali della precompressione :

$\Delta N_p = A_{sp} \times \Delta \sigma_{sp}$   
 $\Delta M_p = \Delta N_p \times (D_t - D_{sp})$

Le tensioni nella sezione resistente trave+soletta diventano:

$\sigma_e$  all'estradosso della trave  
 $\sigma_i$  all'intradosso della trave  
 $\sigma_s$  al lembo superiore della soletta  
 $\sigma_s$  al lembo inferiore della soletta

e) impalcato carico

Vengono sommate alle tensioni calcolate al punto d) le tensioni dovute alla sovrastruttura ed ai carichi mobili. Si ottiene :

$\sigma_e$  all'estradosso della trave  
 $\sigma_i$  all'intradosso della trave  
 $\sigma_s$  al lembo superiore della soletta  
 $\sigma_s$  al lembo inferiore della soletta

# CALCOLO DELLE TENSIONI PRINCIPALI E ARMATURE A TAGLIO

Le massime tensioni principali di trazione vengono cercate in corrispondenza alla quota  $z = 154.000$  cm.

Prima fase (sola trave)

c) al getto della soletta

La tensione tangenziale nella trave alla quota  $z$  vale :

$$\tau = \frac{T \times S}{J \times b}$$

dove  $T$  e' il taglio,  $S$  il momento statico della parte superiore alla quota considerata rispetto al baricentro della sola trave,  $J$  il momento d'inerzia della sezione omogeneizzata della trave e  $b$  e' lo spessore dell'anima.

Seconda fase (trave + soletta)

e) impalcato carico

Con la stessa formula del punto c), riferita pero' al sistema trave + soletta, si calcola l'incremento della tensione tangenziale dovuto ai carichi applicati in questa fase :

$$\tau = \frac{T \times S}{J \times b}$$

dove  $T$  e' il taglio dato dai carichi applicati in 2a fase,  $S$  e  $J$  sono riferiti alla stessa quota  $z$  vista prima ma calcolati sulla sezione composta da trave + soletta.

A questo valore si somma l'effetto dovuto ai momenti torcenti:

$$\tau \text{ max torcente} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times s}$$

dove  $M_t$  e' il momento torcente dato dai carichi applicati in seconda fase,  $\Omega$  e' l'area torsionale, cioe' l'area racchiusa dal perimetro medio di trave e soletta e  $s$  e' lo spessore minimo delle pareti della sezione.

Con il valore di  $\tau$  totale e con quello della tensione normale  $\sigma_x$  alla stessa quota  $z$ , si valuta la massima tensione di trazione in tal punto (lo sforzo di precompressione sara' assunto intero o ridotto a 2/3, in modo da individuare la condizione piu'gravosa, D.M. 09.01.1996 - punto 3.2.9.) :

$$\sigma_{\min} = 1/2 [\sigma_x - \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \tau^2}]$$

La trazione nelle staffe della trave data dalle tensioni tangenziali nell'anima della trave sara' percio' :

$$\sigma_{\text{staffe}} = \frac{\sigma_{\min} \times b \times i}{A_{\text{staffe}}}$$

$i$  = interasse (passo) delle staffe  
 $A_{\text{staffe}}$  = area di una staffa a 4 bracci

La trazione nelle staffe dovuta invece allo sforzo di scorrimento tra trave e soletta e' data da :

$$\sigma_{\text{staffe}} = \frac{\tau \times b \times i}{A_{\text{staffe}}}$$

dove  $\tau$  e  $b$  sono ora riferiti all'asse di separazione trave-soletta.

L'interasse delle staffe lungo la trave prefabbricata viene progettato, sezione per sezione, tenendo conto degli sforzi di scorrimento valutati a questi due livelli. Verso gli appoggi risulta piu' restrittivo lo sforzo nell' anima della trave.

Nelle tabelle che seguono sono riportati i valori delle tensioni ottenuti con il procedimento appena descritto.

TENSIONI NELLA TRAVE PREFABBRICATA

Legenda :

$\sigma_e$	$\sigma$ cls al bordo superiore trave prefabbricata
$\sigma_i$	$\sigma$ cls al bordo inferiore trave prefabbricata
$\sigma_s(\text{sup})$	$\sigma$ cls al bordo superiore della soletta
$\sigma_s(\text{inf})$	$\sigma$ cls al bordo inferiore della soletta
$\tau$	$\tau$ cls al lembo superiore anima trave
$\sigma_{\text{min}}$	$\sigma$ di massima trazione nel calcestruzzo

Sezione a                      1475.00                      0.00

$\sigma_e$ a)	23.47	
$\sigma_i$	178.21	
$\sigma_e$ b)	27.19	
$\sigma_i$	161.95	
$\sigma_e$ c)	107.85	
$\sigma_i$	98.16	
$\sigma_e$ d)	107.65	
$\sigma_i$	78.22	
$\sigma_s(\text{sup})$	2.77	
$\sigma_s(\text{inf})$	-0.20	
$\sigma_e$ e)	134.97	
$\sigma_i$	-6.95	
$\sigma_s(\text{sup})$	46.96	
$\sigma_s(\text{inf})$	27.12	
$\tau$ c)	0.00	8.29
$\tau$ T e)	3.40	16.32
$\tau$ Mt e)	0.01	0.83
$\sigma_{\text{min}}$ e)	-0.10	

TENSIONI NELLE ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE

sez. x	quota z	fase A	fase B	fase C	fase D	fase E
1475.00	155.00	13581.4	13104.4	12740.8	11429.0	11358.9
	5.00	12807.6	11815.4	12174.1	10926.9	11419.1

VERIFICA DELLE ARMATURE A TAGLIO

Staffe Ø 10 a 4 bracci.

Sezione x = 1475.00 (sezione di mezzeria)

Sforzo di scorrimento alla superficie di separazione  
trave-soletta :  $\tau \times b = 98.166 \text{ Kg/cm}$

Sforzo di scorrimento massimo nell'anima della trave  
prefabbricata :  $\sigma_{\min} \times b = -3.264 \text{ Kg/cm}$

Verifica :  $\sigma \text{ max staffe (passo } 30.000) = 937.41 \text{ Kg/cm}^2$

Sezione x = 0.00 (sezione all'appoggio)

Sforzo di scorrimento alla superficie di separazione  
trave-soletta :  $\tau \times b = 481.462 \text{ Kg/cm}$

Sforzo di scorrimento massimo nell'anima della trave  
prefabbricata :  $\tau \times b = 886.269 \text{ Kg/cm}$

Verifica :  $\sigma \text{ max staffe (passo } 0.000) = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$

VERIFICA A ROTTURA E FESSURAZIONE PER LA SEZIONE DI MEZZERIA

Sezione di mezzeria x = 1475.00 cm

Verifica a rottura :

Numero trefoli inferiori considerati = 48

Momento totale = 116227072

Momento di rottura = 195753213

Sicurezza a rottura = 1.684

Verifica a fessurazione :

Resistenza a trazione cls ( $R_{ck} = 550.00$ ) = 46.722 Kg/cm<sup>2</sup>

Incremento di M che porta alla fessuraz. = 27825355.83

Momento totale = 116227072.36

Coefficiente di sicurezza alla fess. = 1.239

VERIFICA ARMATURA LONGITUDINALE ALL'APPOGGIO

Si verifica lo stato tensionale dell'armatura longitudinale inferiore all'appoggio che garantisce il funzionamento del modello a traliccio in quella zona del manufatto, soggetta alla forza concentrata rappresentata dalla reazione dell'appoggio.

La verifica viene eseguita nelle ipotesi che lo sforzo longitudinale inferiore sia pari al taglio e che tale sforzo sia mitigato dalla presenza dello sforzo di compressione longitudinale esercitato dai trefoli attivi (non inguainati).

Per valutare la compressione data dai trefoli si ipotizza una legge lineare di trasferimento del carico dai trefoli al calcestruzzo, a partire dalla testata della trave. Si adotta prudenzialmente un coefficiente riduttivo per tale compressione pari a 0.7

Taglio totale = 155634.61

Numero di trefoli attivi = 19

Tensione trefoli attivi = 3940.59

Compressione totale = 104070.92

Armatura presente : 16 Ø 18 As = 40.72 a quota 8.00

Tensione nell'armatura = 1266.45

# VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI

Per il calcolo delle frecce in mezzzeria della trave prefabbricata si ritiene opportuno ridurre l'effetto della viscosita' del calcestruzzo moltiplicandolo per il coefficiente 0.5000

## Al taglio dei trefoli

azioni considerate :                    - Precompressione  
    - Peso proprio trave

Modulo di elasticita' cls =        250000.00    Kg/cm2  
 J trave =                                35796515.5682 cm4  
 f1 (freccia in mezzzeria trave) =    -5.0441 cm        (1/    632 L)

## Dopo il getto eseguito in opera

azioni considerate :                    - Viscosita' 1a fase =  
    = 0.333 x 2.000 x f1 x 0.500  
    - Peso soletta

Modulo di elasticita' cls =        300000.00    Kg/cm2  
 J trave =                                35796515.5682 cm4  
 f2 (freccia dopo getto in opera) =   -3.7391 cm        (1/    853 L)

## A impalcato scarico

ulteriori azioni considerate : - Viscosita' 2a fase =  
    = 0.667 x 2.000 x f2 x 0.500  
    - Peso pavimentazione  
    - Peso dei cordoli

Modulo di elasticita' cls =        350000.00    Kg/cm2  
 J trave + soletta =                    95347621.2406 cm4  
 f3 (freccia a impalcato scarico) =   -4.0938 cm        (1/    779 L)

## Carichi mobili

Modulo di elasticita' cls =        350000.00    Kg/cm2  
 J trave + soletta =                    95347621.2406 cm4  
 freccia dovuta ai carichi mobili =    1.1914 cm        (1/    2676 L)

VERIFICA IN FASE TRANSITORIA - SBALZO MASSIMO

Lunghezza tratto in testata = 180.00  
 Lunghezza tratto di raccordo = 50.00  
 Lunghezza sbalzo (compreso retrotrave) = 150.00  
 Peso proprio trave tratto in testata = 31.755  
 Peso proprio trave tratto in campata = 21.875  
 Coefficiente di incremento dinamico = 1.150

Sezione critica (dalla testata) X = 407.00

Armatura di precomp.: n. trefoli = 36  
 Asp = 50.040  
 Dsp = 26.528

Sezione omogeneizzata: At = 9000.370  
 Dt = 80.370  
 Jt = 35222550.63

Sollecitazioni: M peso proprio = 13471042  
 N precompressione = 693110  
 M precompressione = -37318855

Tensioni:  $\sigma_c$  lembo sup. = 9.55  
 $\sigma_c$  lembo inf. = 131.42

VERIFICA DELLA SOLETTA

La verifica della soletta per le sollecitazioni calcolate a pagina 12 viene eseguita su una sezione rettangolare aventi le seguenti caratteristiche :

altezza = 20.000 cm  
 base = 100.000 cm

armatura superiore : 5 Ø 16  
 distanza asse barre superiori - lembo sez.= 3.000

armatura inferiore : 5 Ø 18  
 distanza asse barre inferiori - lembo sez.= 3.000

Verifica : M max  $\sigma_a$  = 2469.59  $\sigma_c$  = 86.07  
 M min  $\sigma_a$  = 1663.82  $\sigma_c$  = 49.00

INDICE ANALITICO

ARGOMENTO	pagina
Armatura a taglio	6,21,24
Acciaio FeB44K	6
Acciaio per c.a.p.	6,14,15
Armatura di precompressione	14
Armatura sussidiaria	6,25
Cadute di tensione	15,16,17,18,19
Calcestruzzo	6
Carichi, permanenti, mobili	9,10
Coefficienti di omogeneizzazione	14
Deformazioni	26
Fluage del calcestruzzo	vedi Viscosita'
Frecce	vedi Deformazioni
Guaine per annullamento trefoli	14
Luce di calcolo	3
Marciapiedi	3
Materiali, caratteristiche	6
Momenti	vedi Sollecitazioni
Normative	5
Parametri di sollecitazione	11,12
Rilassamento dell'acciaio	6,15,17,18,19
Ritiro del calcestruzzo	6,15,17,18,19
Sezioni di verifica	14
Sistema di riferimento	7
Soletta	3,6,28
Staffe	vedi Armatura a taglio
Tagli	vedi Sollecitazioni
Tensioni	23,24,27,28
Trasporto e stoccaggio	27
Travi prefabbricate	4,6,13
Unita' di misura	3
Verifiche	23,24,25,26,27,28
Viscosita' del calcestruzzo	15,17,18,19

## 2.1 Appoggi e giunti

### Reazioni Vincolari

p.p trave = 365 KN

P.SOLETTA = 368 KN

PERM= 376 KN

-----

TOT PERM = 1109 KN

ACC= 601 KN

-----

R TOT. = 1710 KN si adottano appo da 2000 KN

### Escursioni degli appoggi e dei giunti

In direzione trasversale agisce soltanto l'escursione termica che comporta:

$$\Delta L = \alpha \Delta T L = 1 \times 10^{-5} \times 15 \times 4.30 = 0,64\text{mm}$$

In direzione longitudinale si opera in condizione sismica essendo quest'ultima azione di gran lunga superiore a quella dovuta al frenamento.

Si valutano dapprima le spostamenti elementari degli appoggi dovuti alle varie condizioni di carico.

#### *Escursione Termica*

$$\Delta L = \alpha \Delta T L = 1 \times 10^{-5} \times 15 \times 11 \times 32.000 = 52,8\text{mm}$$

#### *Frenamento*

Considerando che l'azione di frenamento agisca interamente su tutta la lunghezza dell'impalcato, l'escursione è pari alla deformazione elastica dell'impalcato stesso e cioè:

$$\Delta L = (H_{\text{fren}} L / E A)$$

$$H_{s,\text{lon}} = 1071\text{KN}$$

L, E, A rispettivamente la lunghezza, il modulo elastico e l'area dell'impalcato soggetta alla forza di frenamento

$$\Delta L = 1071 \times 352 / (42.300.000 \times 6,19) = 0,14 \text{ mm (trascurabile)}$$

*Azioni sismiche*

Considerando che l'azione sismica longitudinale agisca interamente su tutta la lunghezza dell'impalcato, l'escursione è pari alla deformazione elastica dell'impalcato stesso e cioè:

$$\Delta L = (H_{s,lon} L / E A)$$

$$H_{s,lon} = 7852 \times 11 \times 0,04 \times 1,2 = 2.512 \text{ KN}$$

L, E, A rispettivamente la lunghezza, il modulo elastico e l'area dell'impalcato soggetta alla forza sismica

$$\Delta L = 2512 \times 352 / (42.300.000 \times 6,19) = 0,34 \text{ mm}$$

Pertanto l'escursione massima degli apparecchi di appoggio e l'ampiezza del giunto valgono:

$$\eta_{tot} = 52,8 + 9 \times 0,34 = 52,8 + 3,06 = \pm 55,86 \text{ mm} \approx \pm 60 \text{ mm}$$

### 3. PILE

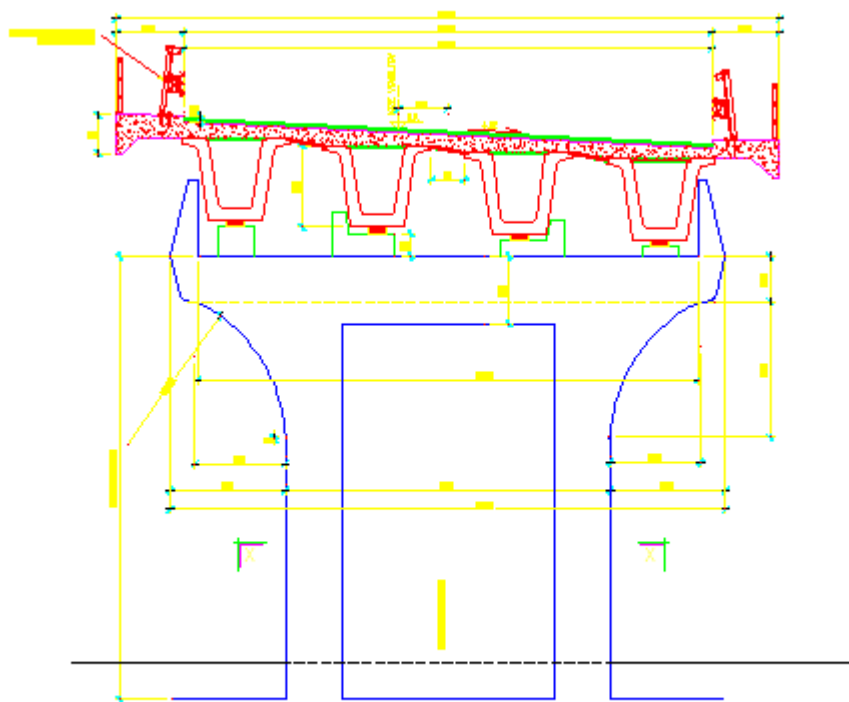
#### 3.1 Descrizione e caratteristiche geometriche

La pile in oggetto sono costituite da un fusto unico in c.a. a sezione prismatica cava uno spessore di cm 40, le sue dimensioni max esterne sono di m 7,20 x 2.40 m.

Alla sua estremità la pila è dotata di un pulvino per il supporto dell'impalcato, esso ha una larghezza di m 4,00 per una lunghezza di m 12,30 ed uno spessore di m 1,50.

Il fusto è raccordato al pulvino con due semicerchi

La fondazione di tipo diretto è costituita da un plinto di dimensioni in pianta pari a 7,0 x 7,0 ed ha uno spessore di m 2,00.



## 3.2 Azioni e Sollecitazioni

### 3.2.1 Analisi dei carichi

Sono state analizzate le seguenti condizioni di carico:

- A) Carichi permanenti impalcato
- B) Peso proprio Pila (compresi pulvino e baggioli)
- C) Carichi mobili sull'impalcato (compreso incremento dinamico)
- D) Azione centrifuga (trasversale)
- E) Azione del vento (trasversale)
- F) Azioni Sismiche (verticale ed orizzontale trasversale)
- G) Resistenze parassite dei vincoli

Si riporta l'analisi dei carichi agenti sulla pila con l'indicazione delle eccentricità dei carichi verticali rispetto all'asse e l'altezza di applicazione dei carichi orizzontali rispetto alla quota di appoggio sul pulvino (il riepilogo dello sviluppo dei calcoli è riportato in fondo al paragrafo).

#### A) CARICHI PERMANENTI IMPALCATO

Sezione di impalcato 23,1 x 4	= 213,8 KN /m
Traversi 0,4 x 2,00 x 13,1 x 25 x4/ 32	= 32,75 KN /m
p.soletta 14,70 x 0.25x 25	= 91,88 KN/ml
p mariapiedi 0,25 x 1,5 x 25 x 2	= 18,75 KN/ml
p.pavimentazione 11,7 x 2,5	= 29,25 KN/ml
sicurveda	= 2 KN /m
veletta 5,0 x 2	=10 KN/ml

-----  
TOT. PERM =398,43 KN/m

Interasse tra le pile

L= 32,00 m

N= 399X 32,00 = 12768KN

B) PESO PROPRIO PULVINO - PILA

Pulvino:  $1.60 \times 10.10 \times 4,0 \times 25 + 0.6 \times 1.70 \times 4.0 \times 25 = 1718 \text{ KN}$

Fusto:  $6,50 \times 25 = 162,5 \text{ KN/ml}$

C) CARICHI MOBILI SULL'IMPALCATO

C1) Folla sulle banchine

Larghezza banchina 1,50 m.

$$N = 4,0 \times 1,0 \times 32,00 = 128 \text{ KN}$$

Folla  $N_{\max}$  (su 2 lati di 2 campate)

$$N = 2 \times 128 = 256 \text{ KN}$$

Folla  $M_t \max$  (su 1 lato di 2 campate)

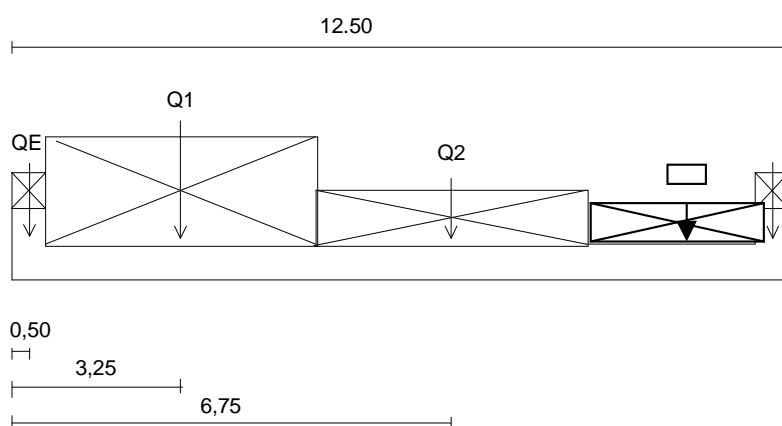
$$N = 128 \text{ KN} \quad M_t = 128 \times 5,75 = 736 \text{ Knm}$$

Folla  $M_l \max$  (su 2 lati di 1 campata)

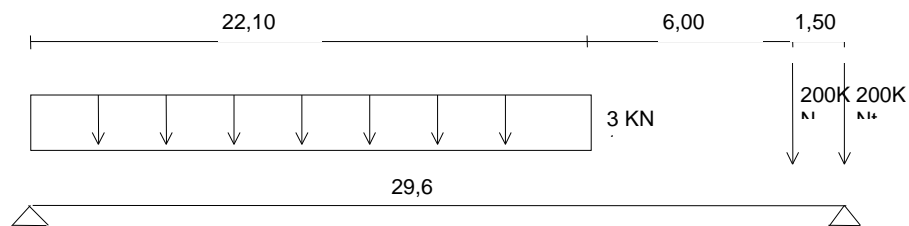
$$N = 128 \text{ KN} \quad M_t = 128 \times 1.20 = 154 \text{ KNm}$$

C2) Carichi stradali

$N_{\max}$  tre stese di carico su 2 campate



"RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"



$$R = 2 \times \left( \frac{22,1 \times 30,0 \times 11,05 + 200 \times 28,10 + 200 \times 29,6}{29,60} \right) + 200 = 1474 \text{ KN}$$

$$N = 1.85 \times 1474 = 2727 \text{ KN}$$

$$M_t = 2727 \times 0.82 = 2236 \text{ KNm}$$

$$M_l = 0$$

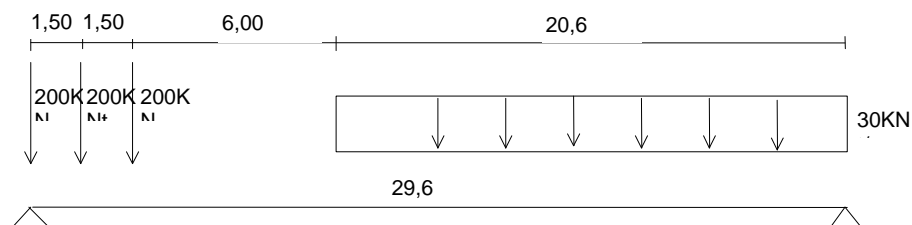
M t max una stesa di carico su una campata 1 colonna di carico su 2 campate

$$N = 1474 \text{ KN}$$

$$M_t = 1474 \times 3.0 = 4422 \text{ KNm}$$

$$M_l = 0$$

MI max tre stese di carico su una campata



$$R = \frac{200 \times (29,6 + 28,1 + 26,6) + 30 \times 20,6 \times 10,3}{29,60} = 785 \text{ KN}$$

$$N = 785 \times 1.85 = 1452 \text{ KN}$$

$$M_t = 1452 \times 0.82 = 1191 \text{ KNm}$$

$$M_l = 1452 \times 1.20 = 1743 \text{ KNm}$$

Incremento dinamico

$$\phi = 1.4 - (L - 10) : 150$$

$$\phi = 1.4 - (29,6 - 10) / 150 = 1.27$$

#### D AZIONE CENTRIFUGA

$F_t = 300 / R$  (KN/ ml) per ogni stesa di carico

Essendo  $R = 800$  m

$$F_t = 300 / 800 = 0,38 \times 32 = 12 \text{ KN applicata ad } 1.00 \text{ m dal p. stradale}$$

D1 ) tre colonne di carico per due impalcati

$$F_t = 0,38 \times 3 \times 32 = 37 \text{ KN} \quad M_t = 37 \times (2,5 + 1,0) = 130 \text{ KNm}$$

D2) Una colonna di carico su due campate

$$F_t = 0,38 \times 32 = 12 \text{ KN} \quad M_t = 12 \times 3.5 = 42 \text{ KNm}$$

D.3) Tre colonne di carico su una campate

$$F_t = 0,38 \times 16 \times 3 = 18 \text{ KN} \quad M_t = 18 \times 3.5 = 63 \text{ KNm}$$

#### E) AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento si traduce in una forza orizzontale trasversale pari a  $Q_5 = 2,50 \text{ KN/m}^2$  ripartita su una superficie continua di altezza pari a quella dell'impalcato (3,0m) più 3,0m a partire dal piano stradale (a ponte carico); a ponte scarico si considera un ingombro pari ad 1,0m che tiene conto di marciapiede e parapetto .

$$\text{A ponte scarico : } 2,5 \times (3+1) \times 32 = 320 \text{ KN}$$

$$\text{A ponte carico : } 2,5 \times (3+3) \times 32 = 480 \text{ KN}$$

#### F) AZIONE SISMICA

Le azioni orizzontali derivanti dal sisma agiscono sulla pila solo in direzione trasversale, quelle verticali agiscono in entrambe le direzioni e valgono:

$$F_h = C \times R \times \beta \times I \times W$$

$$F_v = 2 \times C \times I \times W$$

Dove  $C = (S-2) / 100 = 0,04$  (Coefficiente di Intensità sismica per  $S = 6 - \text{III categoria}$ )

$R = 1,0$  (Coefficiente di risposta)

$I = 1,0$  (Coefficiente di protezione sismica)

$\beta = 1,2$  (Coefficiente di struttura)

$W$  = Carichi permanenti dell'impalcato e peso proprio pila

Per cui:

$$F_{h,t} = 0,04 \times 1,0 \times 1,2 \times W = \pm 0,05 \times W$$

$$F_v = 2 \times 0,04 \times 1,0 \times W = \pm 0,2 \times W$$

**G) RESISTENZA PARASSITE DEI VINCOLI**

Gli appoggi in direzione longitudinale sono del tipo scorrevole e pertanto non producono sulla pila azioni dovute al frenamento ma nascono delle azioni dovute alla resistenza passiva (attrito).

Tenendo conto degli appoggi impiegati (acciaio-teflon) per la forza di attrito si è assunto il valore di 0,03 dei carichi permanenti agenti su una sola campata.

**RIEPILOGO AZIONI SULLA PILA (KN,m)**

"RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"

ANALISI DEI CARICHI PILA TUORTU H =( 19M )			UNITA' DI MISURA KN - m				
CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI							
CARICO	COEFF.	N	MI	Mt	HI	Ht	Mtorc.
1) Permanenti Impalcato	1	8608,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2.a) Folla ( N max)	1	256,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2.b) Folla( Mt max)	1	128,00	0,00	800,00	0,00	0,00	0,00
2.c) Folla( MI max)	1	128,00	154,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3.a) Accidentale stradale ( Nmax)	1	2727,00	0,00	4990,00	0,00	0,00	0,00
3.b) Accidentale Stradale ( Mt max)	1	1474,00	0,00	6044,00	0,00	0,00	0,00
3.c) Accidentale Stradale ( MI max)	1	1452,00	1743,00	2657,00	0,00	0,00	0,00
4.a) Incremento dinamico	1,27	736,29	0,00	1347,30	0,00	0,00	0,00
4.b) Incremento dinamico	1,27	397,98	0,00	1631,88	0,00	0,00	0,00
4.c) Incremento dinamico	1,27	392,04	470,61	717,39	0,00	0,00	0,00
5) Frenatura	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6.a) Centrifuga ( Nmax)	1	0,00	0,00	130,00	0,00	37,00	0,00
6.b) Centrifuga ( Mt max)	1	0,00	0,00	42,00	0,00	12,00	0,00
6.c) Centrifuga ( MI max)	1	0,00	0,00	63,00	0,00	18,00	0,00
7.a) Vento su impalcato	1	0,00	0,00	0,00	0,00	320,00	0,00
7.b) Vento su accidentale	1	0,00	0,00	0,00	0,00	480,00	0,00
7.c) Vento su accidentale	1	0,00	0,00	0,00	0,00	480,00	0,00
8) Sisma verticale positivo	1	1721,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9)Sisma verticale negativo	1	-1721,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10) sisma orizzontale trasversale	1	0,00	0,00	0,00	0,00	430,40	0,00
11) Sisma orizzontale longitudinale	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12) Attrito agli appoggi	1	0,00	0,00	0,00	258,24	0,00	0,00
COMB. DI CARICO TENSIONI AMMISSIBILI TESTA PILA(rifer assi longitudinale e trasversale)							
COMB.		N	MI	Mt	HI	Ht	Mtorc.
AI		8608,00	0,00	0,00	258,24	320,00	0,00
AII(Nmax)		12327,29	0,00	6337,30	258,24	480,00	0,00
AIIIMtmax)		10607,98	0,00	8475,88	258,24	480,00	0,00
AII(Mlmax)		10580,04	2367,61	3374,39	258,24	480,00	0,00
AIII(Nmax)		12327,29	0,00	6337,30	258,24	160,00	0,00
AIII(Mtmax)		10607,98	0,00	8475,88	258,24	160,00	0,00
AIII(Mlmax)		10580,04	2367,61	3374,39	258,24	160,00	0,00
AIV(Nmax)		12327,29	0,00	5120,00	258,24	197,00	0,00
AIV(Mtmax)		10607,98	0,00	8517,88	258,24	172,00	0,00
AIV(Mlmax)		10580,04	2367,61	3437,39	258,24	178,00	0,00
AV(sisma tra+vert)		10329,60	0,00	0,00	0,00	430,40	0,00
AV(sisma tra-vert)		6886,40	0,00	0,00	0,00	430,40	0,00
AV(sisma lon+vert)		10329,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
AV(sisma lon-vert)		6886,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
COMB. DI CARICO STATO LIMITE DI FESS. TESTA PILA(rifer. assi longitudinale e trasversale)							
COMB.		N	MI	Mt	HI	Ht	Mtorc.
F1(Nmax)		10329,60	0,00	0,00	0,00	128,00	0,00
F1(Mtmax)		10329,60	0,00	0,00	0,00	320,00	0,00
F1(Mlmax)		10329,60	0,00	0,00	0,00	320,00	0,00
F2(Nmax)		13181,39	0,00	4859,16	0,00	0,00	0,00
F2(Mtmax)		11863,10	0,00	6498,93	0,00	0,00	0,00
F2(Mlmax)		11841,67	1815,38	2587,33	0,00	0,00	0,00
F3(Nmax)		12284,32	0,00	3330,65	0,00	0,00	0,00
F3(Mtmax)		11380,71	0,00	4454,60	0,00	0,00	0,00
F3(Mlmax)		11366,03	1244,33	1773,45	0,00	0,00	0,00
LUCE	29,60	PSI1	0,77	PSI2	0,53		

### 3.2.2 Calcolo delle sollecitazioni

I calcoli sono stati effettuati considerando le combinazioni di carico di cui al D.M. 04/05/1990 dalla AI alla AV.

AI	Permanenti +/- Var.Termiche + Vento +/- Attrito vincoli
AII	Permanenti +/- Var.Termiche + Mobili max (min) + 0,6 Vento +/- Attrito vincoli
AIII	Permanenti +/- Var.Termiche + Mobili max (min) +/- Frenamento + 0,2 Vento +/- Attrito
AIV	Permanenti +/- Var.Termiche + Mobili max (min) + Centrifuga + 0,2 Vento +/- Attrito
AV	Permanenti +/- Var.Termiche +/- Azioni Sismiche

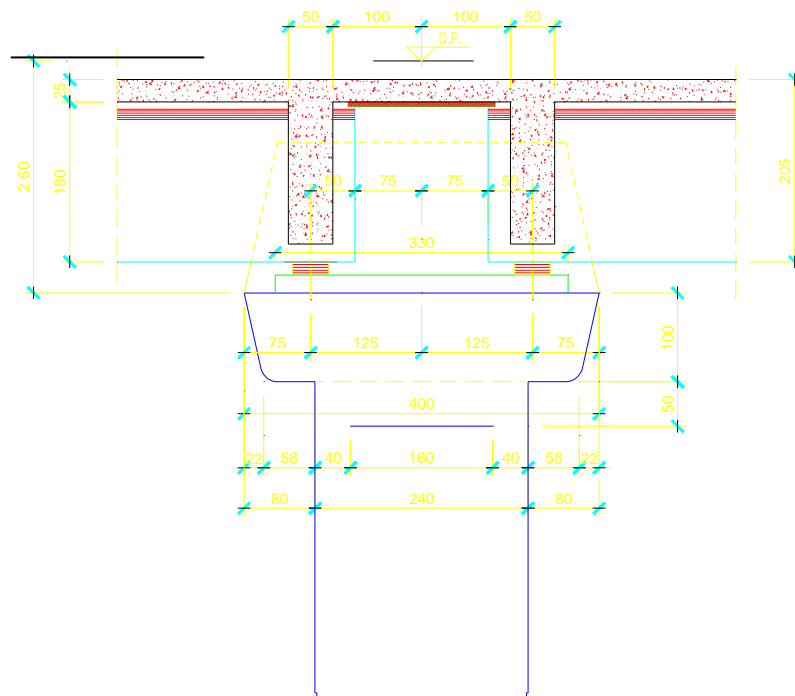
Combinando le azioni riportate al paragrafo precedente, si sono calcolate le sollecitazioni agenti allo spiccato della pila di altezza pari a 15,0m nelle varie condizioni di carico che si riportano nel prospetto seguente:

"RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"

ANALISI DEI CARICHI FUSTO PILA			GAMMA CLS	25			
<b>PESI PROPRI</b>							
PULVINO	10,65	X	4,00	X	2,50	=	2662,5
FUSTO	7,85	X	16,60	X	1,00	=	3257,75
				P.TOT. PILA		=	5920,25
<b>VENTO SULLA PILA</b>			P ( T/MQ)	0,25			
Ht(T)	0,25	1,20	X	19	=		5,7
SOLL FLETTENTI SPICCATO			h=	9,5	m	Mt	54,15
<b>AZIONI SISMICHE SULLA PILA</b>			S= 6	C=0.04	BETA= 1.2	I= 1.0	
Fh=	CxRxEx Beta x Gamma=			0,04 X 1,2 X	=	0,05	W
FH PULVINO		133,13		h pulv.	17,8	m	
FH FUSTO		162,89		hfusto	8,3	m	
	Htot(T)	296,0125		Mflettente=	1351,96625		
<b>SOLL ALLO SPICCATO DELLA PILA ( IMPALCATO + PILA)</b>							
COMB.		N	MI	Mt	HI	Ht	Mtorc.
AI		14528	4907	6080	258	320	0
AI(Nmax)		18248	4907	15490	258	483	0
AI(Mtmax)		16528	4907	17628	258	483	0
AI(Mlmax)		16500	7274	12527	258	483	0
AI(Nmax)		18248	4907	9388	258	161	0
AI(Mtmax)		16528	4907	11527	258	160	0
AI(Mlmax)		16500	7274	6425	258	171	0
AI(Nmax)		18248	4907	8874	258	197	0
AI(Mtmax)		16528	4907	11797	258	172	0
AI(Mlmax)		16500	7274	6830	258	178	0
AV(sisma tra+vert)		16250	0	9530	0	726	0
AV(sisma tra-vert)		12807	0	9530	0	726	0
AV(sisma lon+vert)		16250	1352	0	296	0	0
AV(sisma lon-vert)		12807	1352	0	296	0	0
<b>COMB. DI CARICO LIMITE DI FESS. SPICCAT</b>							
COMB.		N	MI	Mt	HI	Ht	Mtorc.
F1(Nmax)		16250	0	2454	0	130	0
F1(Mtmax)		16250	0	6080	0	320	0
F1(Mlmax)		16250	0	6080	0	320	0
F2(Nmax)		19102	0	4859	0	0	0
F2(Mtmax)		17783	0	6499	0	0	0
F2(Mlmax)		17762	1815	2587	0	0	0
F3(Nmax)		18205	0	3331	0	0	0
F3(Mtmax)		17301	0	4455	0	0	0
F3(Mlmax)		17286	1244	1773	0	0	0

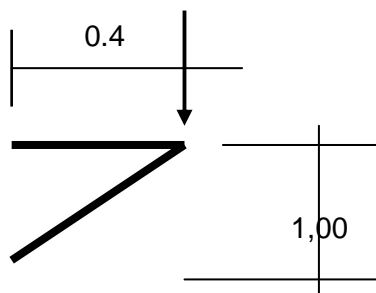
### 3.3 Verifiche di Resistenza

#### 3.3.1 Pulvino



### Verifica a taglio

Si verifica il pulvino ipotizzando un comportamento a mensola tozza



$$T = P \times 0.4 = 2000 \times 0.4 = 800 \text{ KN}$$

Si adottano  $A_s = 6\phi 26$ / appoggio

$$\sigma_a = 8000 / 31,86 = 2510 \text{ daN/cm}^2$$

### **3.3.2 Fusto Pila h max 20m**

#### Verifica a taglio

Si verifica la pila sotto l'azione del taglio trasversale dovuto al sisma

$$T_{t,max} = 726 \text{ KN}$$

$$\tau_{c,max} = 72600 / 720 \times 80 = 1.524 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{c,o}$$

Le altre combinazioni di carico comportano sollecitazioni taglianti di gran lunga inferiori.

#### Verifiche a Presso-Flessione

Si operano le verifiche a pressoflessione deviata, riportate alle pagine seguenti, nella sezione di spiccato ( $A_s = 1\phi 24/20$  nelle seguenti combinazioni di carico:

*In Esercizio - A.II.MT MAX*

$$N = 16528 \text{ KN}$$

$$M_I = 4907 \text{ KNm}$$

$$M_t = 17628 \text{ KNm}$$

*In Esercizio - A.III.ML MAX*

$$N = 16500 \text{ KN}$$

$$Ml = 7274 \text{ KNm}$$

$$Mt = 6830 \text{ KNm}$$

*Sisma - A.V -, tras*

$$N = 16250 \text{ KN}$$

$$Ml = 0 \text{ KNm}$$

$$Mt = 9530 \text{ KNm}$$

# "RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"

## CALCOLO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI SEZIONE

LAVORO: PILATUORTO

TIPO CALCOLO : Verifica

RIFERIMENTO SOLLECIT. : Baricentro

TIPO SEZIONE : Generica

SOLLECIT.: Presso-tenso fless. DEVIATA

N. CONDIZIONI DI CARICO : 3

TENS.Amm.ACCIAIO: 2550 daN/cm<sup>2</sup> MODULO EL. ACCIAIO : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO [daN; cm]

Dom. N.	TIPO	Segno +/-	N. Vertice o Raggio	Coord. vertici o centro circ.	Tensioni ammis. Sigma Tau0 Tau1 omog.	Coeff. 
1	Polig.	+	1	-235.0 -120.0	%1105.0 6.7 19.7	15.0
			2	-360.0 -60.0		
			3	-360.0 60.0		
			4	-235.0 120.0		
			5	235.0 120.0		
			6	360.0 60.0		
			7	360.0 -60.0		
			8	235.0 -120.0		
2	Polig.	-	1	235.0 -60.0	85.0 5.3 16.9	15.0
			2	-235.0 -60.0		
			3	-235.0 60.0		
			4	235.0 60.0		

### DATI TONDINI ISOLATI

N.	Coordinate	, cm	Af input, cm <sup>2</sup>
1	-230.0	-115.0	4.52
2	-355.0	-55.0	4.52
3	-355.0	55.0	4.52
4	-230.0	115.0	4.52
5	230.0	115.0	4.52
6	355.0	55.0	4.52
7	355.0	-55.0	4.52
8	230.0	-115.0	4.52
9	235.0	-65.0	4.52
10	-235.0	-65.0	4.52
11	-235.0	65.0	4.52
12	235.0	65.0	4.52

### DATI GENERAZIONI LINEARI TONDINI

N.	N.Tondi	Tondo Iniz.	Tondo Fin.	Area tondo
1	5	1	2	4.52
2	5	2	3	4.52
3	5	3	4	4.52
4	10	4	5	4.52
5	5	5	6	4.52
6	5	6	7	4.52
7	5	7	8	4.52

"RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"

8	10	1	8	4.52
9	10	9	10	4.52
10	10	11	12	4.52

SOLLECITAZIONI PER LE CONDIZIONI DI CARICO  
[Riferite agli assi principali d'inerzia]

Cond. n.	N ,daN	Mx ,daNm	My ,daNm	Ty ,daN	Tx ,daN
1	1652800	490700	1762800	0	0
2	1650000	727400	683000	0	0
3	1625000	0	953000	0	0

POSIZIONE ASSE NEUTRO

Cond. N.	Coeff. equaz. a	ax + by + c = 0 b	c
1	-0.000000255	0.000000570	0.000115738
2	-0.000000099	0.000000842	0.000115683
3	-0.000000137	0.000000000	0.000113945

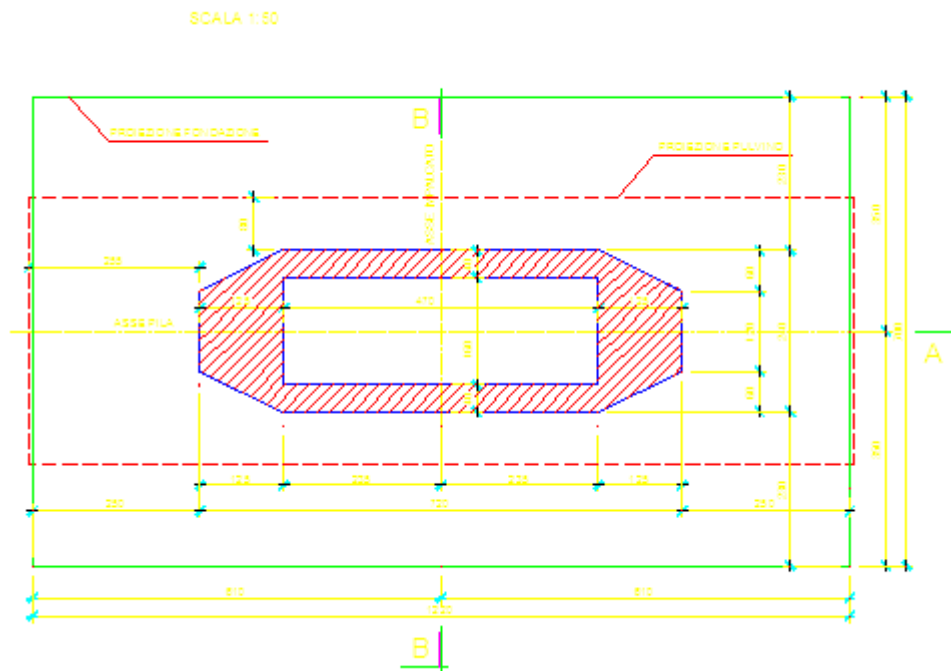
MASSIME TENSIONI NORMALI CALCOLATE

Cond. car. N.	Sezione Dom. n.	compressa Xc cm	Yc cm	Sc max daN/cm <sup>2</sup>	Acciaio teso (-) Xf cm	Yf cm	Sf min daN/cm <sup>2</sup>	Acciaio compresso Xf cm	Yf cm	Sf max daN/cm <sup>2</sup>
1	1	-235.0	120.0	32.5	230.0	-115.0	-17	-230.0	115.0	480
	2	-235.0	60.0	28.0						
2	1	-235.0	120.0	32.0	230.0	-115.0	-8	-230.0	115.0	470
	2	-235.0	60.0	25.2						
3	1	-360.0	-60.0	21.8	355.0	-36.7	130	-355.0	55.0	325
	2	-235.0	-60.0	19.5						

### 3.4 Fondazioni

#### 3.4.1 Azioni sulla Fondazione

Considerata la geometria del Plinto di Fondazione e le azioni che esso introduce in termini di pesi:



Si riportano le sollecitazioni le sollecitazioni all'intradosso plinto:

"RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"

<b>SOLLECITAZIONI SUL TERRENO DI FONDAZIONE</b>							
area base	85,4	n°					
WL = 12.2 x 7 x 7 / 6	99,6333	mc					
WT= 7 x 12.20 x 12.2 / 6	173,647	mc					
P.plinto ( 7,0 x 12,20 x 2,0 x 25)	4270	KN	H PLINTO	=	2,00	M	
P.Terreno ( 7,0x12,20 - 16,8 ) x 0,5 x 1	617,4	KN					
Ptotale zattera di fondazione	3931,91	KN					
COMB.		N	MI	Mt	HI	Ht	Mtorc.
AI		21424	8427	7040	383	320	0
AII(Nmax)		25143	8427	16984	383	487	0
AII(Mtmax)		23424	8427	19122	383	487	0
AII(Mlmax)		23396	10794	14021	383	487	0
AIII(Nmax)		25143	8427	9886	383	162	0
AIII(Mtmax)		23424	8427	12020	383	160	0
AIII(Mlmax)		23396	10794	6966	383	184	0
AIV(Nmax)		25143	8427	9478	383	197	0
AIV(Mtmax)		23424	8427	12326	383	172	0
AIV(Mlmax)		23396	10794	7377	383	178	0
AV(sisma tra+vert)		23978	0	15908	0	875	0
AV(sisma tra-vert)		18871	0	15908	0	875	0
AV(sisma lon+vert)		23978	1863	0	236	0	0
AV(sisma lon-vert)		18871	1863	0	236	0	0
COMB. DI CARICO LIMITE DI FESS. SPICCAT							
COMB.		N	MI	Mt	HI	Ht	Mtorc.
F1(Nmax)		23978	0	2874	0	133	0
F1(Mtmax)		23978	0	7040	0	320	0
F1(Mlmax)		23978	0	7040	0	320	0
F2(Nmax)		26830	0	4859	0	0	0
F2(Mtmax)		25511	0	6499	0	0	0
F2(Mlmax)		25490	1815	2587	0	0	0
F3(Nmax)		25932	0	3331	0	0	0
F3(Mtmax)		25029	0	4455	0	0	0
F3(Mlmax)		25014	1244	1773	0	0	0

Le reazioni max sul terreno di fondazione risultano

"RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"

SOLLECITAZIONI MAX E MINIME						
COMB.		<b>SIG MAX</b>	<b>SIG MIN</b>			
AI		376	126			
AII(Nmax)		477	112			
AII(Mtmax)		469	80			
AII(Mlmax)		463	85			
AIII(Nmax)		436	153			MA MAX( KN
AIII(Mtmax)		428	120			477
AIII(Mlmax)		422	125			
AIV(Nmax)		434	155			
AIV(Mtmax)		430	119			
AIV(Mlmax)		425	123			
AV(sisma tra+vert)		372	189			
AV(sisma tra-vert)		313	129			
AV(sisma lon+vert)		299	262			
AV(sisma lon-vert)		240	202			
COMB.		<b>SIG MAX</b>	<b>SIG MIN</b>			
F1(Nmax)		297	264			
F1(Mtmax)		321	240			
F1(Mlmax)		321	240			
F2(Nmax)		342	286			
F2(Mtmax)		336	261			
F2(Mlmax)		332	265			
F3(Nmax)		323	284			
F3(Mtmax)		319	267			

### 3.4.2 Verifiche del Plinto di Fondazione

Verifica in direzione longitudinale

Si schematizza a mensola ed il valore del momento flettente vale

$$M = 477 \times 2.3 \times 2.3 \times 0.5 = 1261 \text{ KNm/ml}$$

Si effettua la verifica a flessione avendo posto come armatura  $A_s = \phi 26 / 10 = 53,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$B = 100 \text{ cm} \quad H = 200 \text{ cm} \quad h' = 195 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 44 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1353 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica in direzione trasversale

Si schematizza a mensola ed il valore del momento flettente vale

$$M = 477 \times 2.5 \times 2.5 \times 0.5 = 1491 \text{ KNm/ml}$$

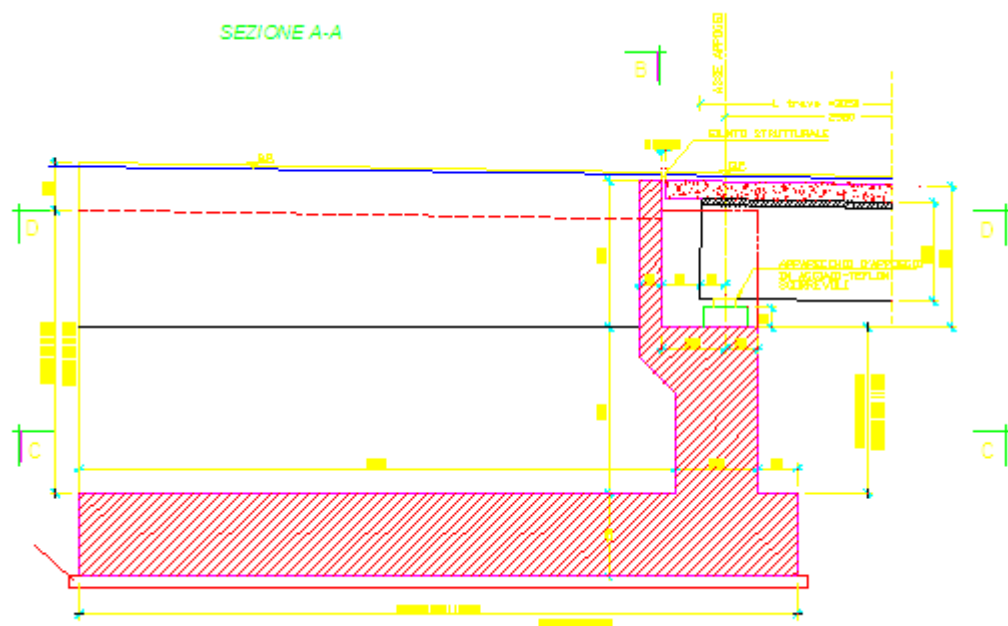
Si effettua la verifica a flessione avendo posto come armatura  $A_s = \phi 26 / 10 = 53,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$B = 100 \text{ cm} \quad H = 200 \text{ cm} \quad h' = 190 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 44 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1642 \text{ daN/cm}^2$$

## 4. SPALLE



### 4.1 Descrizione e caratteristiche geometriche

La spalle del viadotto sono entrambe di tipo tradizionale a muro di sostegno in c.a. con una parete frontale di larghezza pari 180cm e due muri di risvolto di spessore pari a 70cm e profondità tale da contenere lateralmente il terrapieno stradale retrostante; La stesse sono completate da una parete paraghiaia di spessore pari a 40 cm e di altezza media pari a 2,50m.

#### SPALLA 1

Sulla spalla 1 sono posti gli appoggi di tipo fisso che assorbono le azioni del frenamento e sismiche orizzontali longitudinali; essa ha un'altezza pari a 3,0m, calcolata dal piano di appoggio della trave cuscino allo spiccatto del muro.

La fondazione di tipo diretto è costituita da un plinto di dimensioni in pianta pari a 13,0 x 15,00 m ed ha una altezza di m 1,5.

#### SPALLA 2

Sulla spalla 2 sono posti gli appoggi di tipo unidirezionali o multidirezionali che assorbono le sole azioni trasversali (centrifuga, vento e sisma); essa ha un'altezza pari a 3,0m, calcolata dal piano di appoggio della trave cuscino allo spiccatto del muro.

La fondazione è costituita da un plinto di dimensioni in pianta pari a 13,0 x 15,00 ed ha una altezza pari a 1,5m.

## 4.2 Azioni e Sollecitazioni

### 4.2.1 Analisi dei carichi Spalla 1 (fissa)

Sono state analizzate le seguenti condizioni di carico:

- A) Carichi permanenti impalcato
- B) Peso proprio Spalla (compresi paraghiaia)
- C) Spinta delle terre
- D) Carichi mobili sull'impalcato (compreso incremento dinamico)
- E) Azione centrifuga (trasversale)
- F) Azione del vento (trasversale)
- G) Azioni Sismiche (verticali ed orizzontali)
- H) Resistenza parassite dei vincoli

Si riporta l'analisi dei carichi agenti sulla spalla con l'indicazione delle eccentricità dei carichi verticali rispetto al filo anteriore del muro di sostegno e l'altezza di applicazione dei carichi orizzontali rispetto alla sezione di spiccato. (il riepilogo dello sviluppo dei calcoli è riportato in fondo al paragrafo).

#### A) CARICHI PERMANENTI IMPALCATO

Sezione di impalcato 1.115 x 25 x 3	= 83,64 KN /m
Traversi 0,4 x 2,00 x 13,1 x 25 x4/ 32	= 32,75 KN /m
p.soletta 14.7 x 0.25x 25	= 91,88 KN/ml
p.mariapiedi 0,35 x 1,5 x 25 x 2	= 26,25 KN/ml
p.pavimentazione 10,5 x 2,5	= 26,2 KN/ml
sicurvia	= 2 KN /m
veletta 5,0 x 2	=10 KN/ml

-----  
TOT. PERM =272,72 KN/m

Interasse tra le pile L= 32,00 m  
N= 280 X 32,00 X0,5 = 4480 KN

## B) PESO SPALLA

Si determina con foglio di calcolo excel

## C) SPINTA DELLE TERRE

*Caratteristiche del terreno (rilevato)*

Peso specifico	18 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno	$\varphi = 35^\circ$
Coesione	0
Sovraccarico stradale	$p = 20 \text{ KN/m}^2$

*Valutazione spinta statica*

Coefficiente di spinta statica (Teoria di Coulomb) :  $K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,271$

Spinta statica terreno  $F_t = \frac{1}{2} \gamma_a H^2 = 1/2 \times 18 \times 0,271 \times 7,0^2 = 119,5 \text{ KN/m}$

Applicata ad un' altezza  $h_t = H/3 = 7,0 / 3 = 1,64 \text{ m}$

Spinta sovraccarico  $F_p = k_a p H = 0,271 \times 20 \times 7,0 = 37,9 \text{ KN/m}$

Applicata ad un' altezza  $h_p = H/2 = 7,0 / 2 = 3,5,0 \text{ m}$

Spinta totale statica  **$F = F_t + F_p = 157,4 \text{ KN/m}$**

Applicata ad un' altezza  $h_F = (F_t \times h_t + F_p \times h_p) / F = 2,0 \text{ m}$

Si è proceduto anche al calcolo della Spinta sismica secondo la vigente normativa per le zone sismiche.

## D) CARICHI MOBILI SULL'IMPALCATO

D1) Folla sulle banchine

Larghezza banchina 1,50 m.

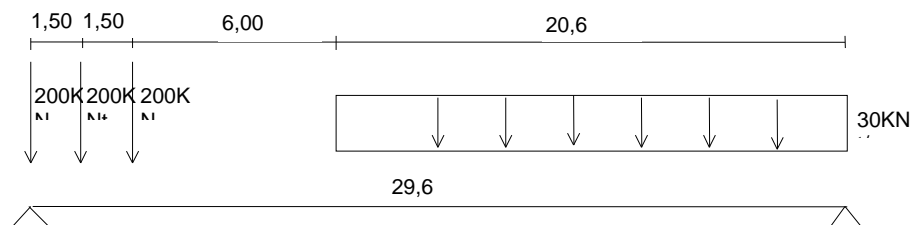
$N = 4,0 \times 1,0 \times 32,00 \times 0,5 = 64 \text{ KN}$

Folla Mt max (su 1 lato )

$N = 32 \text{ KN}$   $Mt = 32 \times 5,75 = 184 \text{ Knm}$

## D2) Carichi stradali

N MAX tre stese di carico su una campata



$$R = \frac{200 \times (29,6 + 28,1 + 26,6) + 30 \times 20,6 \times 10,3}{29,60} = 785 \text{ KN}$$

$$N = 785 \times 1,85 = 1452 \text{ KN}$$

$$M_t = 1452 \times 1,83 = 2658 \text{ KNm}$$

M t max una stesa di carico su una campata 1 colonna di carico su 2 campate

$$N = 1474 \text{ KN}$$

$$M_t = 1474 \times 3,0 = 4422 \text{ KNm}$$

$$M_l = 0$$

Incremento dinamico

$$\phi = 1,4 - (L - 10) : 150$$

$$\phi = 1,4 - (29,6 - 10) / 150 = 1,27$$

## E AZIONE CENTRIFUGA

$F_t = 300 / R$  (KN/ ml) per ogni stesa di carico

Essendo  $R = 800 \text{ m}$

$$F_t = 300 / 800 = 0,38 \times 32 = 12 \text{ KN applicata ad } 1,00 \text{ m dal p. stradale}$$

E1 ) tre colonne di carico per un impalcato

$$F_t = 0,38 \times 3 \times 32 \times 0,5 = 19 \text{ KN} \quad M_t = 19 \times (2,5 + 1,0) = 66 \text{ KNm}$$

E2) Una colonna di carico su una campata

$$F_t = 0,38 \times 32 \times 0,5 = 6 \text{ KN} \quad M_t = 6 \times 3,5 = 21 \text{ KNm}$$

#### F) AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO

Per l'azione di frenamento si considera la maggiore tra i due seguenti valori:

1/10 del carico totale ( $q_{1a} + q_{1b}$ ) di una sola colonna di carico per può interessare l'intero impalcato di  $L=11 \times 32=352\text{m}$  e cioè:

$$[600 + 30 \times (352-15)] / 10 = 1071 \text{ KN}$$

20% del carico totale  $q_{1a}$  che può interessare l'impalcato e cioè:

$$0,2 \times (1+0,5+0,35) \times 600 = 222 \text{ KN}$$

Tale carico è considerato agente sul piano degli appoggi dell'impalcato

#### G) AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento si traduce in una forza orizzontale trasversale pari a  $Q_s = 2,50 \text{ KN/m}^2$  ripartita su una superficie continua di altezza pari a quella dell'impalcato (3,0m) più 3,0m a partire dal piano stradale (a ponte carico); a ponte scarico si considera un ingombro pari ad 1,0m che tiene conto di marciapiede e parapetto .

$$\text{A ponte scarico} : 2,5 \times (3+1) \times 32 \times 0,5 = 160 \text{ KN}$$

$$\text{A ponte carico} : 2,5 \times (3+3) \times 32 = 240 \text{ KN}$$

#### H) AZIONE SISMICA

Le azioni orizzontali derivanti dal sisma agiscono sulla pila solo in direzione trasversale, quelle verticali agiscono in entrambe le direzioni e valgono:

$$F_h = C \times R \times \beta \times I \times W$$

$$F_v = 2 \times C \times I \times W$$

Dove  $C = (S-2) / 100 = 0,04$  (Coefficiente di Intensità sismica per  $S = 6 - \text{III categoria}$ )

$R = 1,0$  (Coefficiente di risposta)

$I = 1,0$  (Coefficiente di protezione sismica)

$\beta = 1,2$  (Coefficiente di struttura)

$W$  = Carichi permanenti dell'impalcato e peso proprio pila

Per cui:

$$F_{h,t} = 0,04 \times 1,0 \times 1,2 \times W = \pm 0,05 \times W$$

$$F_v = 2 \times 0,04 \times 1,0 \times W = \pm 0,2 \times W$$

*1) RESISTENZA PARASSITE DEI VINCOLI*

Gli appoggi in direzione longitudinale sono del tipo scorrevole e pertanto non producono sulla pila azioni dovute al frenamento ma nascono delle azioni dovute alla resistenza passiva (attrito).

Tenendo conto degli appoggi impiegati (acciaio-teflon) per la forza di attrito si è assunto il valore di 0,03 dei carichi permanenti .

## RIEPILOGO AZIONI SULLA SPALLA FISSA (KN,m)

SPA TUORTU FISSA H 7,35 **H=11,85**

Hfusto+zattera **7,35**  
B SPALLA **14,70**

**SOLLSPA**

ANALISI DEI CARICHI E SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE

P.P. SPALLA

		V(KN)	ex,A (m)	MI (KNm)
1)Fondazione	13*15,0*1,5*25	7312,50	6,50	47531,25
2)Muro frontale	1,8*5,65*14,7*25	3737,48	1,60	5979,96
3)Muri di risvolto	10,5*5,75*3,0*25*	4528,13	7,75	35092,97
4)Paraghiaia	0,40*2,85*14,7*25	418,95	2,30	963,59
5)terreno post.	10,50*5,85*11,70*20	14373,45	7,75	111394,24
	<b>TOTALE</b>	<b>30370,50</b>		<b>200962,00</b>

CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

	V(KN)	ex(m)	Mx(KNm)	ey(m)	My(KNm)
AI	4480,00	1,30	5824,00	0,00	0,00
AII Nmax	6388,04	1,30	8304,45	0,00	0,00
AII Mtmax	6383,98	1,30	8299,17	0,00	0,00
AIII Nmax	6388,04	1,30	8304,45	0,00	0,00
AIII Mtmax	6383,98	1,30	8299,17	0,00	0,00
AIV Nmax	6388,04	1,30	8304,45	0,00	0,00
AIV Mt max	6383,98	1,30	8299,17	0,00	0,00
AV N max	5376,00	1,30	6988,80	0,00	0,00
AV N min	3584,00	1,30	4659,20	0,00	0,00
F1(Nmax)	4480,00	1,30	5824,00	0,00	0,00
F1(Mtmax)	4480,00	1,30	5824,00	0,00	0,00
F2(Nmax)	5541,98	1,30	7204,58	0,00	0,00
F2(Mtmax)	5539,72	1,30	7201,64	0,00	0,00
F3(Nmax)	5181,49	1,30	6735,94	0,00	0,00
F3(Mtmax)	5180,00	1,30	6734,00	0,00	0,00

"RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"

**AZIONI ORIZZONTALI**

AZIONI ORIZZONTALI				HX(KN)	ex(m)	Mx(KNm)	Hy(KN)	My(KNm)
SPINTA DELLA TERRA	1/2**	137,19	14,70	2016,67	2,45	-4940,85	0,00	0,00

**CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO**

AI	2956,80	8,50	-25132,80	0,00	0,00
AII Nmax	2956,80	8,50	-25132,80	125,00	0,00
AII Mmax	2956,80	8,50	-25132,80	0,00	0,00
AIII Nmax	3190,80	8,50	-27121,80	0,00	0,00
AIII Mmax	3190,80	8,50	-27121,80	0,00	0,00
AIV Nmax	2956,80	8,50	-25132,80	0,00	0,00
AIV Mmax	2956,80	8,50	-25132,80	0,00	0,00
F1(Nmax)	0,00	8,50	0,00	0,00	0,00
F1(Mmax)	0,00	8,50	0,00	0,00	0,00
F2(Nmax)	0,00	8,50	0,00	0,00	0,00
F2(Mmax)	0,00	8,50	0,00	0,00	0,00
F3(Nmax)	0,00	8,50	0,00	0,00	0,00
F3(Mmax)	0,00	8,50	0,00	0,00	0,00

Spinta del sovraccarico accidenti	40,65	14,70	597,53	3,68	-2195,93
-----------------------------------	-------	-------	--------	------	----------

**FASE SISMICA**

**FORZA ORIZZONTALE**

			Hx(KN)	ex(m)	Mx(KNm)
Incremento di spinta sismica	53,15	14,70	781,24	4,90	-3828,06
Forza d'inerzia sulla spalla	Fi= P*0,0,05		1518,53	3,68	-5580,58

**CARICHI SISMICI TRASMESSI DALL'IMPALCATO**

	Hx(KN)	ex(m)	Mx(K Nm)
AV Nmax	4928,00	8,50	-41888,00
AV N min	4928,00	8,50	-41888,00

"RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"

**SOLLECITAZIONI BARICENTRO SOLETTONE DI BASE (G)**

(b/2)=  
**6,50**

	V(KN)	Hx(KN)	Mx(KNm)	Hy(KN)	My(KNm)	e G(m)
A 0	30370,50	2016,67	1387,10	0,00	0,00	0,05
AI	34850,50	5571,01	52011,83	0,00	918,75	1,49
AI N max	36758,54	5571,01	61933,64	125,00	918,75	1,68
AI Mt max	36754,48	5571,01	61912,53	0,00	0,00	1,68
AII Nmax	36758,54	5805,01	63922,64	0,00	0,00	1,74
AII Mtmax	36754,48	5805,01	63901,53	0,00	0,00	1,74
AIV Nmax	36758,54	5805,01	63922,64	0,00	0,00	1,74
AIV Nmin	33954,50	5571,01	57195,99	0,00	0,00	1,68
AV Nmax	35746,50	9244,44	80638,94	0,00	0,00	2,26
AV Nmin	33954,50	9244,44	71320,54	0,00	0,00	2,10
F1(Nmax)	34850,50	2016,67	24683,10	0,00	0,00	0,71
F1(Mtmax)	34850,50	2016,67	24683,10	0,00	0,00	0,71
F2(Nmax)	35912,48	2442,51	31770,35	125,00	0,00	0,88
F2(Mtmax)	35910,22	2442,51	31758,60	0,00	0,00	0,88
F3(Nmax)	35551,99	2306,42	29395,68	0,00	0,00	0,83
F3(Mtmax)	35550,50	2306,42	29387,92	0,00	0,00	0,83

**SOLLECITAZIONE SULLA FONDAZIONE**

ABASE	195,00
WL	487,50
WT	422,50

	P(KN)	MX / WL	MY/ WT	PMAX KN/MQ	PMIN KN/MQ
A 0	155,75	2,85	0,00	158,59	152,90
AI	178,72	106,69	2,17	287,59	69,86
AII N max	188,51	127,04	2,17	317,72	59,29
AII Mt max	188,48	127,00	0,00	315,48	61,48
AIII Nmax	188,51	131,12	0,00	319,63	57,38
AIII Mtmax	188,48	131,08	0,00	319,56	57,40
AIV Nmax	188,51	131,12	0,00	319,63	57,38
AIV Nmin	174,13	117,33	0,00	291,45	56,80
AV Nmax	183,32	165,41	0,00	348,73	17,90
AV Nmin	174,13	146,30	0,00	320,42	27,83
F1(Nmax)	178,72	50,63	0,00	229,35	128,09
F1(Mtmax)	178,72	50,63	0,00	229,35	128,09
F2(Nmax)	184,17	65,17	0,00	249,34	119,00
F2(Mtmax)	184,15	65,15	0,00	249,30	119,01
F3(Nmax)	182,32	60,30	0,00	242,62	122,02
F3(Mtmax)	182,31	60,28	0,00	242,59	122,03

#### 4.2.2 Analisi dei carichi Spalla 2 (mobile)

Si riporta l'analisi dei carichi agenti sulla spalla con l'indicazione delle eccentricità dei carichi verticali rispetto al filo anteriore del muro di sostegno e l'altezza di applicazione dei carichi orizzontali rispetto alla sezione di spiccato. (il riepilogo dello sviluppo dei calcoli è riportato in fondo al paragrafo).

##### A) CARICHI PERMANENTI IMPALCATO

Sezione di impalcato 1.115 x 25 x 3	= 83,64 KN /m
Traversi 0,4 x 2,00 x 13,1 x 25 x4/ 32	= 32,75 KN /m
p.soletta 14.7 x 0.25x 25	= 91,88 KN/ml
p mariapiedi 0,35 x 1,5 x 25 x 2	= 26,25 KN/ml
p.pavimentazione 10,5 x 2,5	= 26,2 KN/ml
sicurvia	= 2 KN /m
veletta 5,0 x 2	=10 KN/ml

-----  
TOT. PERM =272,72 KN/m

Interasse tra le pile L= 32,00 m  
N= 280 X 32,00 X0,5 = 4480 KN

##### C) PESO SPALLA

Si determina con foglio di calcolo excel

##### C) SPINTA DELLE TERRE

*Caratteristiche del terreno (rilevato)*

Peso specifico	18 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno	$\varphi = 35^\circ$
Coesione	0

Sovraccarico stradale

$$p = 20 \text{ KN/m}^2$$

*Valutazione spinta statica*

Coefficiente di spinta statica (Teoria di Coulomb) :  $K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,271$

$$\text{Spinta statica terreno } F_t = \frac{1}{2} \gamma_a H^2 = 1/2 \times 18 \times 0,271 \times 7,0^2 = 119,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Applicata ad un' altezza } h_t = H/3 = 7,0 / 3 = 1,64 \text{ m}$$

Spinta sovraccarico

$$F_p = k_a p H = 0,271 \times 20 \times 7,0 = 37,9 \text{ KN/m}$$

$$\text{Applicata ad un' altezza } h_p = H/2 = 7,0 / 2 = 3,5,0 \text{ m}$$

Spinta totale statica

$$F = F_t + F_p = \mathbf{157,4 \text{ KN/m}}$$

$$\text{Applicata ad un' altezza } h_F = (F_t \times h_t + F_p \times h_p) / F = 2,0 \text{ m}$$

Si è proceduto anche al calcolo della Spinta sismica secondo la vigente normativa per le zone sismiche.

#### D) CARICHI MOBILI SULL'IMPALCATO

D1) Folla sulle banchine

Larghezza banchina 1,50 m.

$$N = 4,0 \times 1,0 \times 32,00 \times 0,5 = 64 \text{ KN}$$

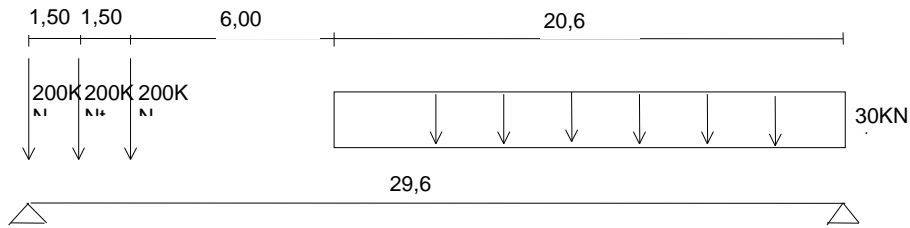
Folla Mt max (su 1 lato )

$$N = 32 \text{ KN } Mt = 32 \times 5,75 = 184 \text{ Knm}$$

D2) Carichi stradali

N MAX tre stese di carico su una campata

## "RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"



$$R = \frac{200 \times (29,6 + 28,1 + 26,6) + 30 \times 20,6 \times 10,3}{29,60} = 785 \text{ KN}$$

$$N = 785 \times 1.85 = 1452 \text{ KN}$$

$$M_t = 1452 \times 0.82 = 1191 \text{ KNm}$$

$$M_l = 1452 \times 1.20 = 1743 \text{ KNm}$$

M t max una stesa di carico su una campata 1 colonna di carico su 2 campate

$$N = 1474 \text{ KN}$$

$$M_t = 1474 \times 3.0 = 4422 \text{ KNm}$$

$$M_l = 0$$

Incremento dinamico

$$\phi = 1.4 - (L - 10) : 150$$

$$\phi = 1.4 - (29,6 - 10) / 150 = 1.27$$

### E AZIONE CENTRIFUGA

Ft = 300 / R (KN/ ml) per ogni stesa di carico

Essendo R= 800 m

$$F_t = 300 / 800 = 0,38 \times 32 = 12 \text{ KN applicata ad 1.00 m dal p. stradale}$$

E1 ) tre colonne di carico per un impalcato

$$F_t = 0,38 \times 3 \times 32 \times 0.5 = 19 \text{ KN} \quad M_t = 19 \times (2,5 + 1,0) = 66 \text{ KNm}$$

E2) Una colonna di carico su una campata

$$F_t = 0,38 \times 32 \times 0.5 = 6 \text{ KN} \quad M_t = 6 \times 3.5 = 21 \text{ KNm}$$

#### F) AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO

Non si considera essendo l'appoggio mobile

#### G) AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento si traduce in una forza orizzontale trasversale pari a  $Q_5 = 2,50 \text{ KN/m}^2$  ripartita su una superficie continua di altezza pari a quella dell'impalcato (3,0m) più 3,0m a partire dal piano stradale (a ponte carico); a ponte scarico si considera un ingombro pari ad 1,0m che tiene conto di marciapiede e parapetto .

A ponte scarico :  $2,5 \times (3+1) \times 32 \times 0,5 = 160 \text{ KN}$

A ponte carico :  $2,5 \times (3+3) \times 32 = 240 \text{ KN}$

#### H) AZIONE SISMICA

Le azioni orizzontali derivanti dal sisma agiscono sulla spalla solo in direzione trasversale, quelle verticali agiscono in entrambe le direzioni e valgono:

$$F_h = C \times R \times \beta \times I \times W$$

$$F_v = 2 \times C \times I \times W$$

Dove  $C = (S-2) / 100 = 0,04$  (Coefficiente di Intensità sismica per  $S = 6$  – III categoria)

$R = 1,0$  (Coefficiente di risposta)

$I = 1,0$  (Coefficiente di protezione sismica)

$\beta = 1,2$  (Coefficiente di struttura)

$W =$  Carichi permanenti dell'impalcato e peso proprio pila

Per cui:

$$F_{h,t} = 0,04 \times 1,0 \times 1,2 \times W = \pm 0,05 \times W$$

$$F_v = 2 \times 0,04 \times 1,0 \times W = \pm 0,2 \times W$$

#### I) RESISTENZA PARASSITE DEI VINCOLI

Gli appoggi in direzione longitudinale sono del tipo scorrevole e pertanto non producono sulla pila azioni dovute al frenamento ma nascono delle azioni dovute alla resistenza passiva (attrito).

Tenendo conto degli appoggi impiegati (acciaio-teflon) per la forza di attrito si è assunto il valore di 0,03 dei carichi permanenti agenti.

## RIEPILOGO AZIONI SULLA SPALLA 2 (KN,m)

SPA TUORTU MOBILE H 7.35 **H=11,85**

Hfusto+zattera  
B SPALLA

**7,35**  
**14,70**

**SOLLSPA**

ANALISI DEI CARICHI E SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE

P.P. SPALLA

		V(KN)	ex,A (m)	MI (KNm)
1)Fondazione	<b>13*15,0*1,5*25</b>	<b>7312,50</b>	<b>6,50</b>	<b>47531,25</b>
2)Muro frontale	<b>1,8*5,65*14,7*25</b>	<b>3737,48</b>	<b>1,60</b>	<b>5979,96</b>
3)Muri di risvolto	<b>10,5*5,75*3,0*25*</b>	<b>5606,25</b>	<b>7,75</b>	<b>43448,44</b>
4)Paraghiaia	<b>0,40*2,85*14,7*25</b>	<b>418,95</b>	<b>2,30</b>	<b>963,59</b>
5)parete post.	<b>10,5*5,85*11,70*20</b>	<b>14373,45</b>	<b>7,75</b>	<b>111394,24</b>
<b>TOTALE</b>		<b>31448,63</b>		<b>209317,47</b>

CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

	V(KN)	ex(m)	Mx(KNm)	ey(m)	My(KNm)
AI	<b>4480,00</b>	<b>1,30</b>	<b>5824,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
AII Nmax	<b>5932,00</b>	<b>1,30</b>	<b>7711,60</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
AII Mtmax	<b>5954,00</b>	<b>1,30</b>	<b>7740,20</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
AIINmax	<b>5932,00</b>	<b>1,30</b>	<b>7711,60</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
AIII Mtmax	<b>5954,00</b>	<b>1,30</b>	<b>7740,20</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
AIV Nmax	<b>5932,00</b>	<b>1,30</b>	<b>7711,60</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
AIV Mt max	<b>5954,00</b>	<b>1,30</b>	<b>7740,20</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
AV N max	<b>5376,00</b>	<b>1,30</b>	<b>6988,80</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
AV N min	<b>3584,00</b>	<b>1,30</b>	<b>4659,20</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
F1(Nmax)	<b>4480,00</b>	<b>1,30</b>	<b>5824,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
F1(Mtmax)	<b>4480,00</b>	<b>1,30</b>	<b>5824,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
F2(Nmax)	<b>5288,16</b>	<b>1,30</b>	<b>6874,61</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
F2(Mtmax)	<b>5300,40</b>	<b>1,30</b>	<b>6890,53</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
F3(Nmax)	<b>5013,83</b>	<b>1,30</b>	<b>6517,98</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
F3(Mtmax)	<b>5021,92</b>	<b>1,30</b>	<b>6528,49</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

"RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"

**AZIONI ORIZZONTALI**

AZIONI ORIZZONTALI				HX(KN)	ex(m)	Mx(KNm)	Hy(KN)	My(KNm)
SPINTA DELLA TERRA	1/2**	137,19	14,70	2016,67	2,45	-4940,85	0,00	0,00

**CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO**

AI	2956,80	8,50	-25132,80	0,00	0,00
AII Nmax	2956,80	8,50	-25132,80	125,00	0,00
AII Mmax	2956,80	8,50	-25132,80	0,00	0,00
AIII Nmax	3190,80	8,50	-27121,80	0,00	0,00
AIII Mmax	3190,80	8,50	-27121,80	0,00	0,00
AIV Nmax	2956,80	8,50	-25132,80	0,00	0,00
AIV Mmax	2956,80	8,50	-25132,80	0,00	0,00
F1(Nmax)	0,00	8,50	0,00	0,00	0,00
F1(Mmax)	0,00	8,50	0,00	0,00	0,00
F2(Nmax)	0,00	8,50	0,00	0,00	0,00
F2(Mmax)	0,00	8,50	0,00	0,00	0,00
F3(Nmax)	0,00	8,50	0,00	0,00	0,00
F3(Mmax)	0,00	8,50	0,00	0,00	0,00

Spinta del sovraccarico accidenti	40,65	14,70	597,53	3,68	-2195,93
-----------------------------------	-------	-------	--------	------	----------

**FASE SISMICA**

**FORZA ORIZZONTALE**

			Hx(KN)	ex(m)	Mx(KNm)
Incremento di spinta sismica	53,15	14,70	781,24	4,90	-3828,06
Forza d'inerzia sulla spalla	Fi= P*0.04		1257,95	3,68	-4622,95

**CARICHI SISMICI TRASMESSI DALL'IMPALCATO**

	Hx(KN)	ex(m)	Mx(K Nm)
AV Nmax	0,00	8,50	0,00
AV N min	0,00	8,50	0,00

"RELAZIONE DI CALCOLO DEL VIADOTTO "TUORTU"

**SOLLECITAZIONI BARICENTRO SOLETTONE DI BASE (G)**

(b/2)=  
**6,50**

	V(KN)	Hx(KN)	Mx(KNm)	Hy(KN)	My(KNm)	e G(m)
A 0	31448,63	2016,67	39,44	0,00	0,00	0,00
AI	35928,63	5571,01	50664,18	0,00	918,75	1,41
AII N max	37380,63	5571,01	58214,58	125,00	918,75	1,56
AII Mt max	37402,63	5571,01	58328,98	0,00	0,00	1,56
AIII Nmax	37380,63	5805,01	60203,58	0,00	0,00	1,61
AIII Mtmax	37402,63	5805,01	60317,98	0,00	0,00	1,61
AIV Nmax	37380,63	5805,01	60203,58	0,00	0,00	1,61
AIV Nmin	35032,63	5571,01	54632,99	0,00	0,00	1,56
AV Nmax	36824,63	4055,86	36445,66	0,00	0,00	0,99
AV Nmin	35032,63	4055,86	27127,26	0,00	0,00	0,77
F1(Nmax)	35928,63	2016,67	23335,44	0,00	0,00	0,65
F1(Mtmax)	35928,63	2016,67	23335,44	0,00	0,00	0,65
F2(Nmax)	36736,78	2442,51	29102,81	125,00	0,00	0,79
F2(Mtmax)	36749,03	2442,51	29166,48	0,00	0,00	0,79
F3(Nmax)	36462,45	2306,42	27176,18	0,00	0,00	0,75
F3(Mtmax)	36470,54	2306,42	27218,24	0,00	0,00	0,75

### 4.3 Verifiche di Resistenza

Essendo le spalle simili si effettua la verifica della sola spalla fissa

#### 4.3.1 Paraghia

##### *Dati di Progetto*

Altezza Muro = 2,5m Spessore = 40cm

Rinterro in misto granulare compattato  $\gamma = 18 \text{ KN/mc}$ ;  $\phi = 35^\circ$

Zona sismica di I (S=6) ; C = 0,04;  $\beta = 1,2$

Sovraccarico superficiale stradale  $q = 20 \text{ KN/m}^2$

##### *Spinta statica del terreno*

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) = 0,271$$

$$S_a = 0,271 \times 18 \times 2,5^2/2 = 15,24 \text{ KN/m (h = 2,5/3 = 0,83m)}$$

$$S_q = 0,271 \times 20 \times 2,5 = 13,55 \text{ KN/m (h = 2,5/2 = 1,25m)}$$

##### *Spinta Sismica*

$$F_s = A_x F' = 18,53 \text{ KN/m}$$

$$\Delta F = F_s - F_t = 18,53 - 15,24 = 3,29 \text{ KN/m (h=2,5x2/3 = 1,66m)}$$

$$H_w = 25 \times 0,4 \times 2,5 \times 0,04 \times 1,2 = 1,2 \text{ KN/m (h = 2,5/2 = 1,25m)}$$

##### *Sollecitazioni allo spiccato*

$$N = 25 \times 0,4 \times 2,5 = 25 \text{ KN/m}$$

$$T = 15,24 + 13,55 + 3,29 + 1,2 = 33,29 \text{ KN/m}$$

$$M = 15,24 \times 0,83 + 13,55 \times 1,25 + 3,29 \times 1,66 + 1,2 \times 1,25 = 36,5 \text{ KNm/m}$$

##### *Verifica a Taglio*

$$T = 33,29 \text{ KN/m}$$

$$\tau = 3329 / (0,9 \times 100 \times 35) = 1,05 \text{ daN/cm}^2$$

##### *Verifica a pressoflessione*

$$M = 36,5 \text{ KNm/m} \quad N = 25 \text{ KN/m}$$

$$B = 100 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad c = c' = 5 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{sup}} = 1\phi 16/20 \text{ cm} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,inf} = 1\phi 20/20\text{cm} = 15,71 \text{ cmq/m}$$

$$x = 11,0\text{cm}$$

$$\sigma_c = 20 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 634 \text{ daN/cm}^2$$

#### 4.3.2 Spalla 1 (Fissa)

##### Verifica muro frontale

SOLLECITAZIONI RISULTANTI			BARICENTRO PARETE			SOLL A ML DI PARETE MURO		
			V(KN)	Hx(KN)	Mx(KNm)	V(KN)	Hx(KN)	Mx(KNm)
A 0			2141,85	1019,92	-2182,19	163,50	77,86	-166,58
AI			6621,85	4509,21	-12556,88	505,48	344,21	-958,54
AII Nmax			8529,89	4509,21	-12556,88	651,14	344,21	-958,54
AII Mtmax			8525,83	4509,21	-12556,88	650,83	344,21	-958,54
AIII Nmax			8529,89	4743,21	-13258,88	651,14	362,08	-1012,13
AIII Mt max			8525,83	4743,21	-13258,88	650,83	362,08	-1012,13
AIV Nmax			8529,89	4743,21	-13258,88	651,14	362,08	-1012,13
AIV Mt max			8525,83	4509,21	-12556,88	650,83	344,21	-958,54
AV Nmax			7517,85	6858,31	-20193,63	573,88	523,53	-1541,50
AV Nmin			5725,85	6858,31	-20193,63	437,09	523,53	-1541,50
F1(Nmax)			6621,85	1019,92	-2182,19	505,48	77,86	-166,58
F1(Mtmax)			6621,85	1019,92	-2182,19	505,48	77,86	-166,58
F2(Nmax)			7683,83	1316,29	-3019,45	586,55	100,48	-230,49
F2(Mtmax)			7681,57	1316,29	-3019,45	586,38	100,48	-230,49
F3(Nmax)			7323,34	1215,69	-2735,24	559,03	92,80	-208,80
F3(Mtmax)			7321,85	1215,69	-2735,24	558,92	92,80	-208,80

### **Verifica a taglio**

Si verifica la spalla sotto l'azione del taglio longitudinale in esercizio

$$T_{l,max} = 523 \text{ KN}$$

$$\tau_{c,max} = 52300 / 0,9 \times 100 \times 175 = 3,32 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{c,0}$$

### **Verifiche a Presso-Flessione**

Si riportano nel seguito le verifiche a pressoflessione deviata della sezione di spiccato ( $A_s=1+1\phi 20/20$ ) nelle condizioni di carico più gravose.

*Verifica a pressoflessione SOLL MAX AV M max*

$$M = 1541 \text{ KNm/m} \quad N_{max} = 437 \text{ KN/m}$$

$$B = 100 \text{ cm} \quad h = 180 \text{ cm} \quad c = c' = 5 \text{ cm}$$

$$(A_s=1+1\phi 20/20)$$

$$\sigma_c = 43 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2338 \text{ daN/cm}^2$$

## 4.4 Fondazioni

### 4.4.1 Azioni sulla fondazione

#### SOLLECITAZIONE SULLA FONDAZIONE

ABASE	195,00
WL	487,50
WT	422,50

	P(KN)	MX / WL	MY/ WT	PMAX KN/MQ	PMIN KN/MQ
A 0	155,75	2,85	0,00	158,59	152,90
AI	178,72	106,69	2,17	287,59	69,86
AI N max	188,51	127,04	2,17	317,72	59,29
AI Mt max	188,48	127,00	0,00	315,48	61,48
AIII Nmax	188,51	131,12	0,00	319,63	57,38
AIII Mtmax	188,48	131,08	0,00	319,56	57,40
AIV Nmax	188,51	131,12	0,00	319,63	57,38
AIV Nmin	174,13	117,33	0,00	291,45	56,80
AV Nmax	183,32	165,41	0,00	348,73	17,90
AV Nmin	174,13	146,30	0,00	320,42	27,83
F1(Nmax)	178,72	50,63	0,00	229,35	128,09
F1(Mtmax)	178,72	50,63	0,00	229,35	128,09
F2(Nmax)	184,17	65,17	0,00	249,34	119,00
F2(Mtmax)	184,15	65,15	0,00	249,30	119,01
F3(Nmax)	182,32	60,30	0,00	242,62	122,02
F3(Mtmax)	182,31	60,28	0,00	242,59	122,03

#### 4.4.3 Verifiche del Plinto di Fondazione

Si verifica la soletta posteriore considerandola appoggiata ai muri laterali e sollecitata dalla reazione del terreno e dal peso proprio, dal rilevato stradale e dal carico accidentale.

Reazione minima del terreno = -17,9 KN/mq

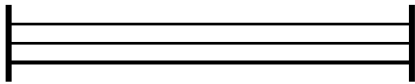
p.p = 1,5 x 25 = 37,5 KN /MQ

P. RIL = 5,85 X 18 = 105,3 KN/MQ

ACC = 20 KN/MQ

-----

TOT = 145 KN/MQ



M = 1/8 X 145 X 11,7 X 11,7 = 2481,13 KNm/ml

T = 145 x 11,7 x 0.5 = 848 KN

$\tau_{c,max} = 84800 / (0,9 \times 145 \times 100) = 6,5 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{c,0}$

#### Verifiche a Flessione

M = 2481 KNm

B = 100cm    h = 145cm    c = c' = 5cm

As = 1φ26/10 + 1φ26/20    A's = 1φ20/20

$\sigma_c = 60 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 2.387 \text{ kg/cm}^2$