



# AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

## PROGETTO DEFINITIVO

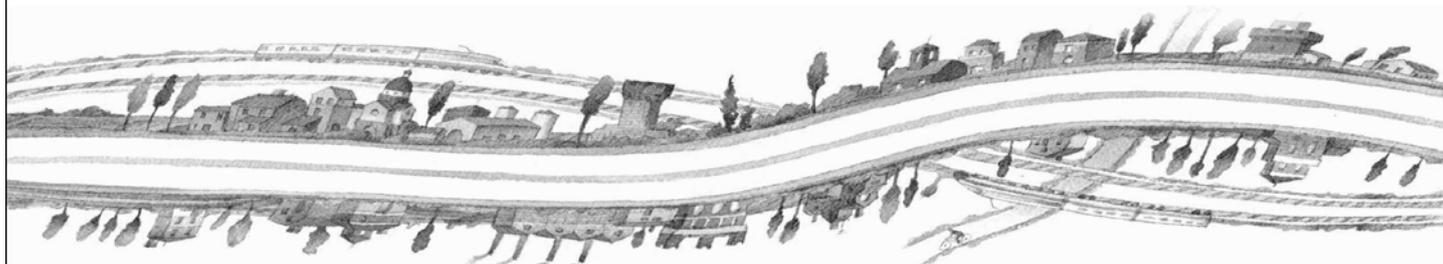
### ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - PONTI

APO08 - PONTE SUL CANALE CAVEZZO

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

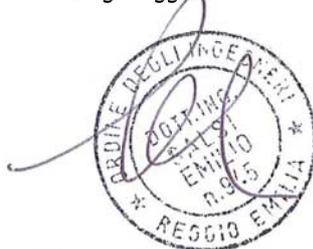
RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

Ing. Antonello Mezzaluna  
Albo Ing. Bologna n° 5225 A

Ing. Giancarlo Guadagnini  
Albo Ing. Ravenna n° 700 A

Ing. Emilio Salsi  
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



Autostrada Regionale  
Cispadana S.p.A.

IL PRESIDENTE  
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				Castorri	Mezzaluna	Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. Progr.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA:
2412	PD	0	A18	APO08	0	OM	RC	01	A	

## INDICE

<b>1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....</b>	<b>5</b>
<b>2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>8</b>
<b>4. INCIDENZE .....</b>	<b>9</b>
<b>5. DATI DI BASE.....</b>	<b>10</b>
5.1. DATI GENERALI	10
5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE	10
5.3. DATI SISMICI	11
5.4. PARAMETRI GEOTECNICI	12
<b>6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA.....</b>	<b>13</b>
6.1. CRITERI DI CALCOLO	13
6.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete.....	13
6.1.2. Spinta delle terre: fase statica.....	13
6.1.3. Spinta delle terre: fase sismica .....	13
6.1.4. Stato Limite Ultimo.....	14
6.1.4.1 <i>Situazione Statica</i> .....	14
6.1.4.2 <i>Situazione Sismica</i> .....	14
6.1.5. Stato Limite di Esercizio.....	15
6.1.5.1 <i>Combinazione 'rara'</i> .....	15
6.1.5.2 <i>Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione)</i> .....	15
6.1.6. Sovraccarico su terrapieno .....	15
6.1.7. Pareti di risvolto – Fase Sismica .....	20
6.1.8. Paraghiaia.....	21
6.1.9. Orecchie .....	21
6.1.10. Pali.....	21
6.1.10.1 <i>Verifiche Geotecniche</i> .....	21
6.1.10.2 <i>Verifiche SLU: Taglio</i> .....	21
6.1.10.3 <i>Verifiche SLU: Pressoflessione</i> .....	22
6.2. ANALISI GLOBALE	23
6.2.1. Azioni globali: Fase Sismica .....	24
6.2.2. Azioni globali: Fase Statica.....	25
6.2.3. Azioni globali: SLE .....	26
6.2.4. Azioni sul palo singolo: sintesi .....	27
6.3. VERIFICHE	27
6.3.1. Pali.....	27
6.3.1.1 <i>Verifiche Geotecniche</i> .....	27

6.3.2.	Verifiche SLU .....	33
6.3.2.1	Taglio.....	33
6.3.2.2	Pressoflessione .....	35
6.3.3.	Verifiche SLE .....	37
6.3.3.1	Fessurazione.....	37
6.3.3.2	Deformazione .....	39
6.4.	ORECCHIE .....	41
6.4.1.	Azioni .....	41
6.4.1.1	SLU .....	41
6.4.1.2	SLE.....	42
6.4.2.	Sollecitazioni e Verifiche .....	42
6.4.2.1	SLE.....	42
6.4.2.2	SLU .....	45
6.5.	PARETI DI RISVOLTO .....	49
6.5.1.1	Azioni.....	49
6.5.1.2	Sollecitazioni e Verifiche.....	51
6.6.	PARAGHIAIA .....	59
6.6.1.1	Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica .....	59
6.6.1.2	Sollecitazioni – SLU: Fase Statica .....	60
6.6.1.3	Sollecitazioni – SLE.....	60
6.6.1.4	Verifiche SLE: Fessurazione .....	60
6.6.1.5	Verifiche SLU: Taglio.....	62
6.6.1.6	Verifiche SLU: Pressoflessione .....	63
6.7.	PULVINO .....	64
6.7.1.	Armatura longitudinale .....	64
6.7.2.	Armatura trasversale e di parete.....	66
6.8.	APPOGGI E BAGGIOLI .....	67
6.8.1.	Appoggi.....	67
6.8.2.	Baggioli .....	67
6.8.2.1	Baggioli per appoggi Fissi .....	68
6.8.2.2	Baggioli per appoggi Unidirezionali .....	68
6.8.2.3	Baggioli per appoggi Multidirezionali .....	68
6.9.	SINTESI ARMATURE .....	69
6.9.1.	Pali (Ø1200).....	69
6.9.2.	Pulvino .....	69
6.9.3.	Paraghiaia.....	69
6.9.4.	Orecchie .....	69
6.9.5.	Baggioli .....	70
7.	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO.....</b>	<b>71</b>
	<b>ALLEGATO: IMPALCATO IN C.A.P. ....</b>	<b>72</b>
8.	<b>UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO.....</b>	<b>73</b>

<b>9. DATI GEOMETRICI IMPALCATO .....</b>	<b>74</b>
<b>10. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO .....</b>	<b>76</b>
<b>11. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI .....</b>	<b>77</b>
<b>12. RESISTENZE DI CALCOLO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEI MATERIALI .....</b>	<b>78</b>
12.1. CALCESTRUZZO PER LE TRAVI PREFABBRICATE C45/55	78
12.2. CALCESTRUZZO PER SOLETTA E TRAVERSI C32/40	80
12.3. ACCIAIO PER C.A.P.	81
12.4. ACCIAIO B450C	83
<b>13. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO .....</b>	<b>84</b>
<b>14. SISTEMA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>88</b>
<b>15. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI .....</b>	<b>89</b>
<b>16. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>91</b>
16.1. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI	91
16.2. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI VARIABILI	92
16.2.1. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO .....	92
16.2.2. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE.....	94
16.2.3. AZIONE DI NEVE E VENTO – RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI.....	94
<b>17. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA TRAVE PREFABBRICATA.....</b>	<b>95</b>
17.1. PRECOMPRESSIONE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM) - N(KG)	95
17.2. MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM)	97
17.3. TAGLIO - SOLLECITAZIONI - V(KG)	99
17.4. MOMENTO TORCENTE - SOLLECITAZIONI - T(KGCM)	102
<b>18. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA SOLETTA... 105</b>	
<b>19. TRAVE PREFABBRICATA UH110 .....</b>	<b>107</b>
<b>20. ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE .....</b>	<b>109</b>
<b>21. CADUTE DI TENSIONE.....</b>	<b>112</b>
21.1. RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE	112
21.2. RITIRO DEL CALCESTRUZZO	113
21.3. VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO	113
21.4. RIPARTIZIONE PERCENTUALE DELLE CADUTE DI TENSIONE NELLE FASI	114
<b>22. STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....</b>	<b>115</b>

22.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO	115
22.1.1. PROCEDIMENTO DI CALCOLO DELLE TENSIONI NELLE SEZIONI DI VERIFICA .....	115
22.1.2. CALCOLO TENSIONI LONGITUDINALI .....	116
22.1.3. TENSIONI LONGITUDINALI NELLA TRAVE IN C.A.P. E NELLA SOLETTA.....	122
22.2. S.L.E. - STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE	126
22.3. S.L.E. - STATO LIMITE DI FESSURAZIONE	129
<b>23. STATI LIMITE ULTIMI .....</b>	<b>131</b>
23.1. S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI	131
23.2. S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO PER SOLLECITAZIONI DI TAGLIO	133
23.2.1. VERIFICA DELLE BIELLE DI CALCESTRUZZO.....	133
23.2.2. VERIFICA DELL'ARMATURA TRASVERSALE D'ANIMA.....	137
23.2.3. VERIFICA ARMATURA LONGITUDINALE ALL'APPOGGIO .....	140
<b>24. VERIFICA DELLA SOLETTA .....</b>	<b>141</b>
24.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO E DI FESSURAZIONE	143
24.2. S.L.U. - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI	158

## 1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

---

La presente relazione riguarda l'Opera denominata "APO 08", previsto nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il Ponte sopra passa il "**Canale di Cavezzo**", è posto alla progr. 18+790 (Spalla Ovest) ed ha lunghezza totale pari a 22.0 m (distanza tra asse appoggi sulle spalle).

Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante 2 impalcati affiancati in c.a.p., di larghezza totale 21.25 m (impalcato Sud) e 18.65 m (impalcato Nord).

Il Ponte è in curva, con raggio pari a circa 1000 m, con una obliquità di 17°.

L'**impalcato Sud** è realizzato mediante n°11 travi a 'V' poste ad interasse 1.80 m, di altezza 1.10 m.

L'**impalcato Nord** è realizzato mediante n°9 travi a 'V' poste ad interasse 1.80 m, di altezza 1.10 m.

Gli **appoggi** sono di tipo classico, in PTFE.

Il **sistema di vincolo** (impalcato Sud) è costituito da n°3 appoggi fissi e n°8 unidirezionali trasversali sulla spalla Ovest e da n°3 unidirezionali longitudinali e n°8 multidirezionali sulla spalla Est.

Il **sistema di vincolo** (impalcato Nord) è costituito da n°3 appoggi fissi e n°6 unidirezionali trasversali sulla spalla Ovest e da n°3 unidirezionali longitudinali e n°6 multidirezionali sulla spalla Est.

Sinteticamente quindi il singolo viadotto è vincolato longitudinalmente sulla spalla Ovest, trasversalmente su entrambe le Spalle. Non sono necessari ritegni sismici.

**Le spalle** – che raccolgono entrambi i viadotti - sono di tipo 'passante a 2 file di pali', di sviluppo trasversale pari a circa 43m, altezza del pulvino variabile da 1.50m a 2.92m (misurata dall'intradosso fondazione alla sella di appoggio delle travi) e altezza massima del paraghiaia pari a circa 2.3m.

Ogni spalla grava su n°24 pali (due file da 12 pali ciascuna) Ø1200 di lunghezza 23.0 m.

Nel **Progetto Preliminare** l'opera in questione era prevista con luce pari a 20.0 m e con caratteristiche identiche a quelle dell'opera ora progettata, a meno della larghezza dell'impalcato – già previsto per 2 sole corsie.

Per quanto riguarda le opere provvisionali a presidio degli scavi, si rimanda agli elaborati geotecnici tipologici:

- PD\_0\_000\_00000\_0\_GT\_FC\_04: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 1/2.
- PD\_0\_000\_00000\_0\_GT\_FC\_05: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 2/2.
- PD\_0\_000\_00000\_0\_GT\_RC\_01: RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI.

FIG. 1-1

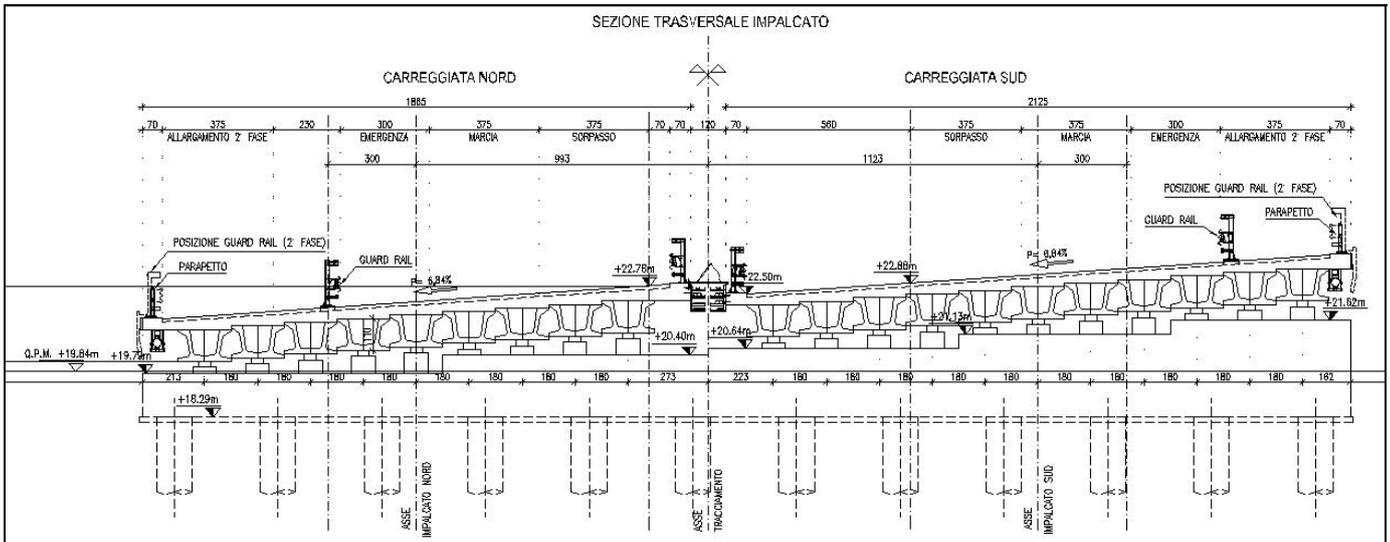
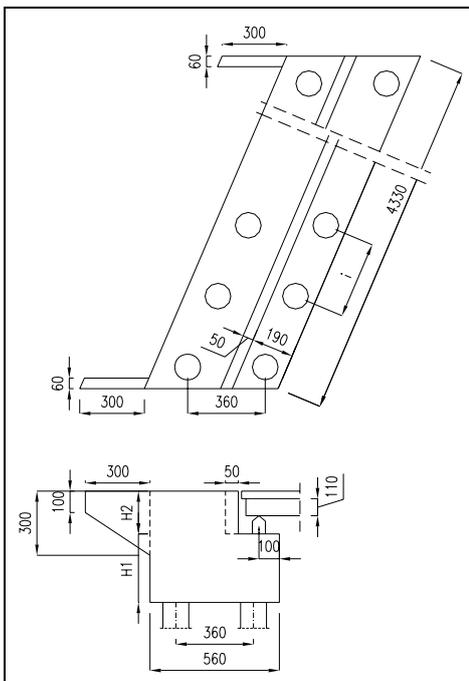


FIG. 1-2



H1 (media) = 2.8m; H2 (media) = 2.0m; i = 3.0m

## **2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO**

---

Vedi Elaborato "PD-0-000-000-0-GE-KT-01: Elenco delle Normative di riferimento"

### **3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

---

Vedi Elaborato "PD-0-000-000-0-GE-TB-01: Tabella Materiali e Classi di esposizione del calcestruzzo".

## 4. INCIDENZE

Si anticipano qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'Opera.

NA : NON APPLICABILE.

WBS	Parte d'opera	Incidenza kg/mc												Incidenza kg/mq
		Pali	Diaframmi	Diaframmi Idraulici	Trave coronamento Diafr. Idraulici	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso	
APO 08	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	140	NA	NA	NA	80	90	NA	200	80	NA	NA	NA	NA
APO 08	IMPALCATO CAP	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	130	120	NA

## 5. DATI DI BASE

### 5.1. DATI GENERALI

- Luce (interasse appoggi): 22.0 m
- Impalcati: 2
- Larghezza impalcato Sud: 21.25 m
- Larghezza impalcato Nord: 18.65 m
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 3
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 4
- Travi: CAP (n°11 per impalcato Sud, n°9 per impalcato Nord)
- Spalle: Chiuse
- Lunghezza Spalla: 43.3 m
- Vincolamento: appoggi fissi su spalla Ovest

### 5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE

Al cap. 3 viene stabilita, per ogni calcestruzzo, la Classe di Esposizione .

Ciò, ai sensi della Tab. 4.1.III della Norma, qualifica automaticamente la 'Condizione ambientale'.

Tale dato – assieme alla tipologia di armatura 'sensibile' o 'poco sensibile', va inserito nella Tab. 4.1.IV della Norma. In tale Tabella va inoltre considerato che l'armatura è del tipo 'poco sensibile'.

Conseguentemente a quanto sopra, per lo Stato Limite di apertura delle fessure si ha :

**TAB. 5.2-1**

Elemento	Classe Esposizione	Condizione	Armatura	Combinazione	$w_d \leq$
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XC2 *	Ordinaria	poco sensibile	frequente	$w_3$
				quasi permanente	$w_2$
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XA1**	Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_2$
				quasi permanente	$w_1$
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XA2***	Molto Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_1$
				quasi permanente	$w_1$
Spalla (Elevazione)	(XC4) - XD3	Molto Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_1$
				quasi permanente	$w_1$
Pile (Elevazione)	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_2$
				quasi permanente	$w_1$
Traversi; Travi prefabbricate	XC3	Ordinaria	poco sensibile	frequente	$w_3$
				quasi permanente	$w_2$
Solette	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_2$
				quasi permanente	$w_1$
* : zone non di seguito precisate					
** pk : 9500-12900; 15000-15800 ; 20400-35000 ; 48700-48900 ; 56300-59600					
*** pk : 35000-48700 ; 48900-56300					

In particolare, per quanto riguarda le sole sottostrutture, le sollecitazioni delle combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (influenzate principalmente da diversi coefficienti applicati ai carichi mobili) sono essenzialmente coincidenti.

Di conseguenza per l'apertura limite delle fessure si assumerà la condizione peggiorativa (quasi permanente).

Risulta pertanto:

- Spalla (Elevazione) : C35/45 – Apertura limite:  $w_1 = 0.2$  mm
- Pila (Elevazione) : C32/40 – Apertura limite:  $w_1 = 0.2$  mm
- Pali e Fondazioni

Classe XC2 : C25/30 – Apertura limite:  $w_2 = 0.3$  mm

Classe XA1 : C28/35 – Apertura limite:  $w_1 = 0.2$  mm

Classe XA2 : C32/40 – Apertura limite:  $w_1 = 0.2$  mm

**Per l'opera in questione : Pali e Fondazioni XC2**

### 5.3. DATI SISMICI

- Vita nominale: 100 anni
- Classe d'uso: IV  $\Rightarrow C_U = 2.0$

(Elab. "PD-0-000-000-0-GE-KT-02: Vita utile e Classe d'Uso delle opere")

**TAB. 5.3-1**

	latid	longit		ag	Suolo	Ct	Tr	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	amax	Tb	Tc	Td	Fv
<b>Cavezzo</b>	<b>44.8710</b>	<b>11.0647</b>	Orizzontale SLV	0.253	C	T1	1898	2.468	0.286	1.325	1.588	1.000	1.325	<b>0.335</b>	0.151	0.453	2.613	
			Orizzontale SLC	0.281	C	T1	2475	2.440	0.290	1.289	1.581	1.000	1.289	<b>0.362</b>	0.153	0.458	2.723	
			Verticale SLV	0.172	C	T1	1898			1.000		1.000	1.000	<b>0.172</b>	0.050	0.150	1.000	1.676
			Verticale SLC	0.201	C	T1	2475			1.000		1.000	1.000	<b>0.201</b>	0.050	0.150	1.000	1.746

## 5.4. PARAMETRI GEOTECNICI

---

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno a tergo della spalla sono estratti dal Documento 'Criteri Generali per le verifiche Geotecniche'.

Si assume:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 38.0^\circ [\text{M1}] ; \varnothing' = 32.01^\circ [\text{M2}]$$

dove:

$\gamma$  : peso specifico del terrapieno

$\varnothing$  : angolo d'attrito *caratteristico* del terrapieno

$\varnothing'$  : angolo d'attrito *efficace* del terrapieno

Le curve di portanza, di sollecitazione e di deformazione dei pali sono estratte dalla Relazione Geotecnica dell'Opera.

## 6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA

### 6.1. CRITERI DI CALCOLO

#### 6.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete

Viene assunto nullo, a favore di sicurezza.

#### 6.1.2. Spinta delle terre: fase statica

Quale valore del Coefficiente di spinta si assume quello 'a riposo'. Il valore è pari a:

$$k_0 = 1 - \sin \varnothing = 1 - \sin 38^\circ = 0.38$$

#### 6.1.3. Spinta delle terre: fase sismica

Si adotta la formula di Mononobe-Okabe

L'espressione adottata è quella di EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.2:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta * \sin^2 \psi * \sin(\psi - \vartheta - \delta) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- $\psi$ : angolo inclinazione superficie di applicazione del vettore rispetto a orizzontale.

Nel caso in questione:  $\psi = 90^\circ$

- $\delta$ : angolo d'attrito terreno/parete

Nel caso in questione si assume, a favore di sicurezza:  $\delta = 0^\circ$

- $\varnothing$ : angolo di attrito del materiale costituente il terrapieno

In funzione di quanto al par. 5.4 si ha:  $\varnothing = 38^\circ$

$$\theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

$$k_h = 0.335 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.167 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \arctg[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 16.0^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 21.9^\circ$$

In definitiva il coefficiente di spinta in fase sismica 'kE' risulta:

$$k_E (k_{v-}) = 0.525 ; k_E (k_{v+}) = 0.419$$

Il vettore spinta, ortogonale alla parete, va poi moltiplicato per il fattore  $(1 \pm k_v)$  [espressione E.1 di Norma citata]. Per quanto precisato in Relazione Geotecnica l'espressione è da assumere con segno  $\pm$  invertito. Si ottiene:

$$k_E = \text{MAX}[(1-0.167)*0.525 ; k_E = (1+0.167)*0.419] = \text{MAX}[0.437 ; 0.489] = \underline{\underline{0.489}}$$

#### **6.1.4. Stato Limite Ultimo**

##### **6.1.4.1 Situazione Statica**

Premessa generale è che le azioni trasversali (vento, eventuale azione centrifuga) non sono certo dimensionanti per spalle la cui dimensione trasversale minima (in caso ospitino un solo impalcato) è di circa 17 m.

In conseguenza di ciò e con riferimento alla Tab.5.1.IV della Norma, i Gruppi di Azioni da prendersi in conto sono '1' e 2a'.

In entrambi i Gruppi, quale coefficiente ' $\gamma$ ' (Norma, Tab.5.1.V) si assumerà il valore 1.35 per tutte le 'azioni elementari' (Permanenti da impalcato e da spalla, Attrito appoggi, Carico Tandem, Carico distribuito su impalcato, Frenatura), mentre si assumerà un valore 1.50 per quanto riguarda il sovraccarico sul terrapieno.

Quali coefficienti ' $\Psi$ ' (Norma, Tab.5.1.VI) assumerà :

- Gruppo 1

Variabili 'Tandem' e attrito appoggi: 1.0 ; Variabili 'Distribuito' e attrito appoggi: 1.0 ; Frenatura: 0.0

- Gruppo 2a

Variabili 'Tandem' e attrito appoggi: 0.75 ; Variabili 'Distribuito' e attrito appoggi: 0.40 ; Frenatura: 1.0

Tranne ove esplicitamente dichiarato il carico derivante dalla folla non viene preso in conto (assenza di marciapiedi).

##### **6.1.4.2 Situazione Sismica**

Si prenderà in conto la sola situazione di Sisma prevalente in direzione longitudinale, con solo verso concorde alla spinta del terreno.

Con tale sisma prevalente '+Ex' verranno assunte, quali azioni concomitanti :

- '+0.3\*Ey' (sisma trasversale, assunto con il solo verso positivo considerata la simmetria della spalla assunta nel calcolo)
- ' $\pm 0.3*Ez$ ' (sisma verticale, assunto con entrambi i versi al fine di ottenere azioni nei pali massime – dimensionanti per portata – e minime – dimensionanti per pressoflessione)

## 6.1.5. Stato Limite di Esercizio

### 6.1.5.1 Combinazione 'rara'

Risulta significativa solo quando si effettua una redistribuzione del momento flettente rispetto all'analisi elastica. Nel progetto della spalla non sono previste redistribuzioni di sorta. Di conseguenza la combinazione 'rara non verrà considerata.

### 6.1.5.2 Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione)

Ove l'elemento possa essere considerato come 'snello' si procederà con il metodo 'diretto' di valutazione dell'ampiezza della fessura.

Ove invece l'elemento sia tozzo, gli algoritmi riportati in normativa per il calcolo dell'ampiezza della fessura non sono più utilizzabili e si procederà con il metodo 'indiretto' di limitazione delle tensioni nell'acciaio. Si procede come prescritto alla tab. C4.1.II della Norma, limitando – in funzione del diametro della barra adottata - la tensione nell'acciaio ai limiti ivi prescritti. Con riferimento all'apertura massima della fessure (par.5.2):

$$\sigma_{s \max} - N/mm^2$$

$25 \geq \varnothing$	160
-----------------------	-----

## 6.1.6. Sovraccarico su terrapieno

Ai sensi del par. C5.1.3.3.7.1 della Circolare Feb 09 gli assi tandem possono essere sostituiti da un carico uniforme di valore pari a :

$$q(Q) = Q_{ik}/(3.0*2.20)$$

Detto carico uniforme risulta – per le singole corsie – pari a:

$$1a \text{ Corsia: } q(Q1) = 90.9 \text{ kN/m}^2; 2a \text{ Corsia: } q(Q2) = 60.6 \text{ kN/m}^2; 3a \text{ Corsia: } q(Q3) = 30.3 \text{ kN/m}^2$$

$$4a \text{ Corsia: } q(Q4) = 0 \text{ kN/m}^2$$

Ai su elencati carichi, estesi su una lunghezza pari a 2.2 m, va sommato quello dovuto ai carichi  $q_{ik}$ , estesi indefinitamente:

$$1a \text{ Corsia: } q(q1) = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

$$2a, 3a \text{ e } 4a \text{ Corsia: } q(q2) = q(q3) = q(q4) = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Per semplicità di analisi e a seguito di considerazioni riportate in 'NOTA' si assume un valore unico del sovraccarico per l'intero terrapieno, valore esteso sull'intero estradosso del cuneo di spinta, pari a:

$$q_v = 25.0 \text{ kN/m}^2$$

La diffusione di tale sovraccarico lungo l'altezza, sempre ai sensi del paragrafo della Circolare già citato, comporterebbe poi una diminuzione del valore del sovraccarico alle varie quote.

Sempre a favore di sicurezza si assume un andamento costante pari al valore massimo.

In conseguenza al coefficiente di spinta su precisato (0.38) si assume in definitiva un sovraccarico orizzontale uniforme lungo l'altezza pari a:

$$q_o = 0.38 \cdot 25 = 9.5 \text{ kN/m}^2$$

#### NOTA

Ogni corsia – di larghezza 3.0 m - trasmette alla parete un'azione orizzontale dovuta in parte al carico verticale distribuito 'q', indefinitamente esteso a tergo e in parte al carico 'Q', esteso su una profondità a tergo pari a 2.2 m. Entrambi i carichi cambiano da corsia a corsia.

Affiancando le 4 corsie si ottiene un'azione orizzontale totale 'R': si cerca quel carico verticale uniforme che induce la stessa azione 'R'.

Il problema è di valutare l'azione dovuta al carico 'Q'. Si opera in conseguenza a quanto riportato in figg. 5.1-1 e -2.

1) Determinazione di  $\varepsilon$  (fig.5.1-2)

$$c = 0 \Rightarrow B = 0 ; \quad \alpha = \delta = \beta = 0 \Rightarrow M = \sin\varphi ;$$

$$\varphi = 38^\circ ; \quad \tan\varepsilon = \cos\varphi / (1 + \sin\varphi) = 0.49 \Rightarrow \varepsilon = 26^\circ$$

2) Determinazione di  $\theta$  (fig.5.1-1)

$$\theta = 38 + 26 = 64^\circ$$

3) Determinazione dell'altezza di spinta  $h_f$

$$a = 0 \text{ m} \Rightarrow h_f \text{ inizia da sommità parete ; } b = 2.2 \text{ m ; } h_f = 2.2 \cdot \text{tg}(90 - 64) = 2.2 \cdot \text{tg}26^\circ = 1.07 \text{ m}$$

4) Determinazione della Risultante generica  $\Delta S$

Il fatto che 'a' sia nullo comporta che le pressioni minima e massima siano uguali (vedi espressioni si  $\Delta\sigma$  in fig. 5.2-1). La risultante di un carico 'f<sub>a</sub>' risulta pari a:

$$\Delta S = f_a * b * \sin(\theta - \varphi) / \cos(\theta - \varphi); \theta - \varphi = \varepsilon = 26^\circ \Rightarrow \Delta S = f_a * 2.2 * \operatorname{tg} 26^\circ = f_a * 1.07$$

5) Determinazione della Risultante  $\Delta S_i$  dovuta ai carichi  $Q_{ik}$  per la singola corsia i-esima

$$1^\circ \text{ Corsia: } \Delta S1 = 90.9 * 1.07 \text{ kN/m}; 2^\circ \text{ Corsia: } \Delta S2 = 60.6 * 1.07 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{ Corsia: } \Delta S3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m}; 4^\circ \text{ Corsia: } \Delta S4 = 0 \text{ kN/m}$$

I carichi di cui sopra sono riferiti ad una striscia di parete di lunghezza unitaria, come anche i successivi  $\Delta V_i$

6) Determinazione della Risultante  $\Delta V_i$  dovuta ai carichi  $q_{ik}$  per la singola corsia i-esima

Si assume un'altezza della parete pari a 7.0 m

$$1^\circ \text{ Corsia: } \Delta V1 = 0.38 * 9.0 * 7.0 = 23.9 \text{ kN/m}; 2^\circ - 4^\circ \text{ Corsia: } \Delta V2-3-4 = 0.38 * 2.5 * 7.0 = 6.7 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{ Corsia: } \Delta S3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m}; 4^\circ \text{ Corsia: } \Delta S4 = 0 \text{ kN/m}$$

7) Determinazione della Risultante totale R su una lunghezza di parete pari a 12.0 m (n°4 corsie nominali)

$$R = 3.0 * [1.07 * (90.9 + 60.6 + 30.3) + (23.9 + 3 * 6.7)] = 715 \text{ kN}$$

8) Determinazione del sovraccarico equivalente 'q<sub>v</sub>'

$$q_v * 0.38 * 7.0 * 12.0 = 715 \text{ kN} \Rightarrow q_v = 22.4 \text{ kN/m}^2$$

In definitiva si assume, a favore di sicurezza, un sovraccarico pari a 25.0 kN/m<sup>2</sup>

FIG. 6.1-1

### Strip surcharge

For vertical strip loading  $f_s$  acting parallel with structure on the ground surface along an infinitely long strip the trapezoidal increment of active earth pressure applied to the structure over a given segment  $h_f$  is assumed - see figure.

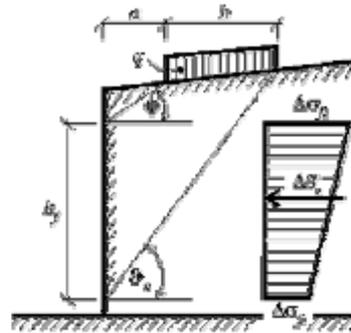


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading  $f_s$

This segment is determined by intersection of the structure and lines drawn from the edge points of the strip loading having slopes associated with angles  $\varphi$  and  $\delta_0$ . The angle  $\delta_0$  corresponding to critical slip plane follows from:

$$\delta_0 = \varphi + \delta$$

The formula is described in details in section "Active earth pressure - line surcharge".

Variation of pressure increment is trapezoidal; the larger intensity of  $\Delta\sigma_\beta$  is applied at the upper end while the smaller intensity of  $\Delta\sigma_\beta$  at the bottom end. The two increments are given by:

$$\Delta\sigma_\beta = \frac{f_s b K_\varphi}{h_f} \left( 1 + \frac{a}{a+b} \right)$$

$$\Delta\sigma_\beta = \frac{f_s b K_\varphi}{h_f} \left( 1 - \frac{a}{a+b} \right)$$

where:  $f_s$  - magnitude of strip surcharge  
 $b$  - width of the strip surcharge acting normal to the structure  
 $h_f$  - section loaded by active earth pressure increment

$$K_\varphi = \frac{\sin(\delta_0 - \varphi)}{\cos(\delta_0 - \varphi - \delta)}$$

where:  $\delta_0$  - angle of critical slip plane  
 $\varphi$  - angle of internal friction of soil  
 $\delta$  - angle of friction structure - soil

The resultant of the increment of active earth pressure due to strip loading  $f_s$  is provided by:

$$\Delta S_\alpha = f_s b \frac{\sin(\delta_0 - \varphi)}{\cos(\delta_0 - \varphi - \delta)}$$

where:  $\delta_0$  - angle of critical slip plane  
 $\varphi$  - angle of internal friction of soil  
 $\delta$  - angle of friction structure - soil  
 $f_s$  - magnitude of strip surcharge  
 $b$  - width of the strip surcharge

For non-homogeneous soils the program proceeds as follows.

**FIG. 6.1-2**

**Line surcharge**

Vertical infinitely long line loading  $f$  acting on the ground surface parallel with structure leads to a triangular increment of active earth pressure applied to the structure over a given segment  $h_f$  – see figure:

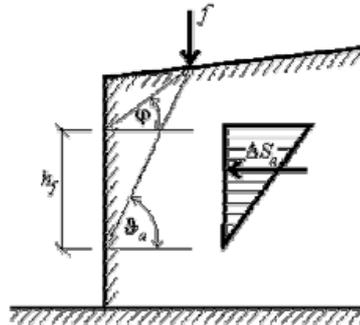


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical  
line loading acting on ground surface

Action of the line surcharge is determined such that two lines are drawn from the point of application following angles  $\varphi$  and  $\vartheta_a$  (corresponding to the critical slip surface), which is provided by:

$$\vartheta_a = \varphi + \varepsilon$$

where:  $\varphi$  - angle of internal friction of soil  
 $\varepsilon$  - angle derived from the following formulas

$$\tan \varepsilon = \frac{\cos(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta) + B \cos(\varphi - \beta - \alpha - \delta)}{\sin(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta) + B \sin(\varphi - \beta - \alpha - \delta) + M}$$

$$M = \sqrt{(\sin(\varphi - \beta) \cos(\beta - \alpha) + B) (\sin(\varphi + \delta) \cos(\alpha + \delta) + B)}$$

$$B = \frac{2c \cos \alpha \cos(\beta - \alpha) \cos \varphi}{\gamma h \cos(\beta - \alpha) + \frac{2\sigma_z \cos \alpha \cos \beta}{\gamma h}}$$

where:  $\beta$  - slope inclination  
 $\varphi$  - angle of internal friction of soil  
 $\delta$  - angle of friction structure - soil  
 $\alpha$  - back face inclination of the structure  
 $c$  - cohesion of soil  
 $\gamma$  - unit weight of soil  
 $h$  - assumed depth

### **6.1.7. Pareti di risvolto – Fase Sismica**

Durante la fase sismica la massa di terreno inscatolato induce un'azione orizzontale pari al peso moltiplicato per il coefficiente sismico  $k_h$ . Nel caso di sisma prevalente in direzione trasversale, tale azione è funzione lineare della larghezza della spalla – larghezza diminuita degli spessori dei muri di risvolto.

Sembra a chi scrive che l'azione suddetta vada comunque assoggettata ad un limite superiore (in caso contrario, per una larghezza della spalla tendente all'infinito, l'azione tenderebbe anch'essa all'infinito).

Ad esempio, assumendo un coefficiente  $k_h$  pari a 0.34 (valore rappresentativo per l'infrastruttura in questione, assumendo un tipo di suolo 'C') per una spalla che ospiti 2 impalcati (larghezza indicativa 34 m), la pressione conseguente sui muri di risvolto risulterebbe pari a:

$$q = 19.5 \cdot 34 \cdot 0.34 = 225 \text{ kN/m}^2$$

valore chiaramente inaccettabile che indurrebbe sollecitazioni 'fuori scala'.

Si assumerà quindi che la massa che può essere attivata abbia una dimensione orizzontale trasversale pari a quella del cuneo di spinta attiva per un angolo d'attrito di 38°.

A titolo indicativo, per un'altezza del muro di risvolto pari a 7.0 m, tale dimensione risulta pari a circa 9.0 m.

La pressione conseguente risulterebbe quindi:  $19.5 \cdot 9.0 \cdot 0.34 = 60 \text{ kN/m}^2$ .

Tale assunzione si concretizzerà nell'assegnare una opportuna 'estensione' del terreno inscatolato nel Codice di Calcolo, con risultati a favore di sicurezza poiché verrà assunta una pressione uniforme e non triangolare con vertice in basso.

Per contro però, operando in tale modo, il Codice – durante l'analisi del sisma in direzione prevalente longitudinale, dimensionante in termini di azioni sui pali - valuterà un'azione orizzontale trasversale (30%) errata e sottodimensionata, poiché sui pali andrà di fatto ad agire l'intera massa e non quella 'ridotta' presa in conto dal Codice. Di conseguenza si svilupperà anche un'analisi manuale tendente a determinare le azioni globali effettive alla base: saranno i risultati di tale analisi ad essere presi a base del dimensionamento dei pali.

### 6.1.8. Paraghiaia

Indipendentemente dai risultati conseguenti all'analisi condotta con il Codice automatico, il paraghiaia verrà dimensionato in base ad un'analisi locale che tenga conto delle prescrizioni della Norma, par. C5.1.3.3.7.2.

Si assumerà quindi un'azione longitudinale di frenatura, applicata in testa del muro, pari a 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.

### 6.1.9. Orecchie

Indipendentemente dai risultati conseguenti all'analisi condotta con il Codice automatico, le Orecchie verranno dimensionate in base ad un'analisi locale. Poiché esse – ove presenti – sono uguali per tutte le spalle, tranne ove esplicitamente dichiarato, il dimensionamento verrà effettuato non per l'accelerazione sismica di progetto dell'Opera specifica, ma – considerato che detta accelerazione varia in un campo ristretto – pari a quella massima assoluta per tutte le Opere. Il valore di tale accelerazione è comunque inessenziale, poiché si mostrerà che la Fase dimensionante è quella Statica e non quella Sismica.

### 6.1.10. Pali

#### 6.1.10.1 Verifiche Geotecniche

Oltre all'usuale verifica di capacità portante verticale, la Norma prevede ora anche la verifica di capacità portante orizzontale: relativamente ad entrambe le problematiche le azioni di progetto verranno confrontate con quelle emergenti dalle curve fornite dal Progettista Geotecnico.

#### 6.1.10.2 Verifiche SLU: Taglio

La Norma NTC (nonché EC) non regola le verifiche a Taglio delle sezioni circolari. Nella Norma ACI invece la sezione circolare viene semplificata assumendo un rettangolo equivalente di larghezza  $\varnothing$  ed altezza  $0.8 \cdot \varnothing$ : **si seguirà tale approccio.**

Di conseguenza, per quanto riguarda la verifica dell'armatura, applicando l'espressione [NTC 4.1.18]:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotg\theta ; \text{ dove : } d = 0.95 \cdot 0.8 \cdot \varnothing ; \cotg\theta = 1.0 \rightarrow V_{Rsd} = 0.68 \cdot \varnothing \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd}$$

Per quanto riguarda la verifica lato cls. si fa riferimento all'espressione [NTC 4.1.19], sempre adottando la medesima 'd' su precisata.

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} ; \text{ dove : } d = 0.95 \cdot 0.8 \cdot \varnothing ; b_w = \varnothing \rightarrow V_{Rcd} = 0.68 \cdot \varnothing^2 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} ; (f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd})$$

Il coefficiente  $\alpha_c$  verrà assunto unitario in prima ipotesi, e incrementato come concesso dalla Norma se necessario.

### 6.1.10.3 Verifiche SLU: Pressoflessione

Verranno effettuate le verifiche nelle sezioni a quota 0.0 e a quota 1.0 m superiore a quella di cambio armatura (si assume una lunghezza di ancoraggio indicativa della barra generica pari appunto a 1.0 m)

## 6.2. ANALISI GLOBALE

Si premette una tabella nella quale vengono sintetizzate le azioni globali – prive di coefficienti - trasmesse in Fase Statica da un singolo impalcato.

**TAB. 6.2-1 – AZIONI TRASMESSE DA IMPALCATO**

PERMANENTI			VENTO		
GEOMETRIA			Zona		2
Luce	m	22.00	$v_{b,0}$ m/sec		25
Lungh. Trave	m	23.00	$a_0$ m		750
Travi - n	m	10	$k_a$ sec <sup>-1</sup>		0.015
Interasse travi	m	1.8	$a_s$ m		500
Largh. Carreggiata	m	18.55	$v_b$ m/sec		25
Largh. Marciap. Esterno	m	0.70	Categ. Esposizione		II
Largh. Marciap. Interno	m	0.70	$k_r$		0.19
Largh. Totale	m	19.95	$z_0$ m		0.05
Y Tr.1 da bordo marc. Est.	m	8.58	$z_{min}$ m		4
Traversi testata	n	2	$z$ m		10.0
Traverso test. - B	m	0.40	$c_e$		2.35
Traverso test. - H	m	1.40	$c_p$		1.2
Traversi campata - n	n	0	pressione	kN/m <sup>2</sup>	1.10
Traverso camp. - B	m	0.30	Altezza trave	m	1.10
Traverso camp. - H	m	1.40	Altezza barriera	m	3.00
Traversi - L	m	18.00	Azione (imp. scarico)	kN	113
Sp. Soletta	m	0.35	Z (da intrad. Travi)	m	2.23
Sp. Marciap. (incremento)	m	0.15	Azione (imp. carico)	kN	113
PESI UNITARI			Z (da intrad. Travi)	m	2.23
Cls.	kN/m <sup>3</sup>	25.0	<b>CENTRIFUGA</b>		
Peso trave	kN/m	16.70	Raggio curvatura	m	1'000
Pavimentazione	kN/m <sup>2</sup>	3.00	Totale Tandem	kN	1'200
Barriera	kN/m	0.00	Azione	kN	48
Velette + impianti	kN/m	2.00	Z (da intrad. Travi)	m	1.74
Guard rail	kN/m	1.00	<b>MOBILI</b>		
PESI			Reazioni appoggio		
Travi	kN	3'841	Corsie	n	4 Y - m
Traversi	kN	504	1a corsia: Q	kN	586 2.20
Soletta	kN	4'015	1a corsia: q	kN	311 2.20
Marciap. esterno	kN	60	2a corsia: Q	kN	391 5.20
Marciap. interno	kN	60	2a corsia: q	kN	86 5.20
Pavimentazione	kN	1'280	3a corsia: Q	kN	195 8.20
Barriera	kN	0	3a corsia: q	kN	86 8.20
Velette + impianti	kN	46	4a corsia: Q	kN	0 11.20
Guard rail	kN	23	4a corsia: q	kN	86 11.20
PESO IMPALCATO			Folla marciap. Est.	kN	0.35
Y (da bordo marc. Est.)	m	5.57		kN	1'742 4.44
			<b>FRENATURA</b>		
Y : Distanza trasversale da bordo marciapiede esterno			Azione	kN	422.1
Z : Distanza verticale da intradosso travi			Z (da intrad. Travi)	m	1.74

NOTA –Per la definizione dei carichi agenti sulla spalla si schematizza un impalcato equivalente di caratteristiche medie tra l'impalcato Sud e l'impalcato Nord; in particolare si assume una larghezza media di carreggiata pari a 18.55m, un pulvino di altezza media 2.3m, un paraghiaia di altezza media 2.0m e un numero di travi pari al valore medio di 10.

### 6.2.1. Azioni globali: Fase Sismica

TAB. 6.2-2

Dimensioni	X - m	Y - m	Z1 - m	Z2 - m
Pulvino	5.60	43.30	2.80	
Paraghiaia	0.50	42.30	2.00	
Da paragh. A bordo pulvino	1.90			
Risvolti	3.20	0.50	2.00	
Orecchie	3.00	0.50	1.00	3.00
Posiz. Appoggi (da est.o pulvino)	1.00			
<b>Parametri</b>				
peso specifico terrapieno - kN/m <sup>3</sup>	19.50			
k0	0.380			
kh (masse)	0.335			
kv+ (masse)	0.172			
β	1.00			
kh (terreno)	0.335			
kv- (terreno)	0.168			
kE	0.419			
kE*(1-kv)	0.489			

TAB. 6.2-3

SISMA DIR LONGITUDINALE (X)							
Azioni Verticali							
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	r - m	e - m	ep - m	M <sub>y</sub> - kNm
Pulvino	16.974	2,80	47.526				
Paraghiaia	1.058	2,15	2.274				
Risvolti	160	4,00	640				
Orecchie	150	6,85	1.028				
Terreno inscatolato	5.279	4,00	21.116				
Impalcati (2) [permanenti]	9.830	1,00	9.830				
	33.450		82.413	-2,46	0,34	1,46	11.246
kv	1.726						1.934
TOTALE kv+	35.176						13.181
TOTALE kv-	31.724						9.312
Azioni Orizzontali							
	H <sub>x</sub> - kN	z - m	M <sub>y</sub> - kNm				
Pulvino	5.686	1,40	7.961				
Paraghiaia	354	3,80	1.346				
Risvolti	54	2,00	107				
Orecchie	50	1,08	54				
Terreno inscatolato	1.768	3,80	6.720				
Impalcati (2)	6.586	3,10	20.416				
	14.499		36.605				
Spinta Mononobe su Pulv./Paragh.	4.758	1,60	7.613				
	19.257		44.218				
SISMA DIR TRASVERSALE (Y)							
Azioni Orizzontali							
	H <sub>y</sub> - kN	z - m	M <sub>x</sub> - kNm				
	14.499		36.605				
Spinta Mononobe su Orecchia	62	3,55	220				
30%	4.368		11.047				

M(0) - Momento rispetto a esterno pulvino  
r - distanza Risultante da esterno pulvino  
e - distanza Risultante da baricentro fondazione  
ep - distanza Risultante da asse palo

TAB. 6.2-4

Azioni alla Base	N - kN	H <sub>x</sub> - kN	H <sub>y</sub> - kN	M <sub>y</sub> - kNm	M <sub>x</sub> - kNm
kv+	35'176	19'257	4'368	57'495	11'076
kv-	31'724	19'257	4'368	53'626	11'076
<b>Pali</b>					
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X		
N° file - n		2	12		
Interasse - m		3.72	3.60		
Azioni su palo singolo	H - kN	N <sub>max</sub> - kN	N <sub>min</sub> - kN		
kv+	823	2'839	92		
kv-	823	2'606	38		

### 6.2.2. Azioni globali: Fase Statica

TAB. 6.2-5

Parametri					
peso specifico terrapieno - kN/m <sup>3</sup>	19.50				
k <sub>0</sub>	0.380				
Sovraccarico a tergo - kN/m <sup>2</sup>	25.00				
<b>Azioni Verticali - Permanenti</b>					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M <sub>y</sub> - kNm
Pulvino	16'974	2.80	47'526		
Paraghiaia	1'058	2.15	2'274		
Orecchie	150	6.85	1'028		
Impalcati (2) [permanenti]	9'830	1.00	9'830		
	28'011		60'657	0.63	17'773
<b>Azioni Verticali - Accidentali</b>					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M <sub>y</sub> - kNm
Carichi Mobili: Tandem	2'345	1.00	2'345	1.80	4'222
Carichi Mobili: distribuiti	1'139	1.00	1'139	1.80	2'049
<b>Azioni Orizzontali - Permanenti</b>					
Coeff. Attrito appoggi	0.04				
	H <sub>x</sub> - kN	z - m	M <sub>y</sub> - kNm		
Attrito appoggi	393	3.10	1'219		
Spinta Terreno	3'696	1.60	5'914		
<b>Azioni Orizzontali - Accidentali</b>					
	H <sub>x</sub> - kN	z - m	M <sub>y</sub> - kNm		
Attrito appoggi (Tandem)	94	3.10	291		
Attrito appoggi (distribuiti)	46	3.10	141		
Sovraccarico a tergo	1'929	2.4	4'629		
Frenatura	422	4.84	2'041		
Vento	non considerato				

**TAB. 6.2-6**

<b>Combinazione 1</b>	Coeff. $\gamma$	Coeff. $\Psi$	N - kN	$M_y$ (N) - kNm	$H_x$ - kN	$M_y$ (H) - kNm	$M_y$ (tot) - kNm	
Azioni Verticali Permanenti	1,35		37.814	23.994			23.994	
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1,35	1,00	3.166	5.699			5.699	
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1,35	1,00	1.537	2.767			2.767	
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1,35				531	1.645	1.645	
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1,35				4.990	7.984	7.984	
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1,35	1,00			127	393	393	
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1,35	1,00			61	191	191	
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1,50				2.893	6.944	6.944	
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1,35	0,00			0	0	0	
<b>Azioni alla Base</b>			<b>42.518</b>	<b>32.460</b>	<b>8.602</b>	<b>17.157</b>	<b>49.616</b>	
<b>Combinazione 2a</b>	Coeff. $\gamma$	Coeff. $\Psi$	N - kN	$M_y$ (N) - kNm	$H_x$ - kN	$M_y$ (H) - kNm	$M_y$ (tot) - kNm	
Azioni Verticali Permanenti	1,35		37.814	23.994			23.994	
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1,35	0,75	2.375	4.275			4.275	
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1,35	0,40	615	1.107			1.107	
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1,35				531	1.645	1.645	
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1,35				4.990	7.984	7.984	
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1,35	0,75			95	294	294	
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1,35	0,40			25	76	76	
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1,50		0	0	2.893	6.944	6.944	
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1,35	1,00			570	2.755	2.755	
<b>Azioni alla Base</b>			<b>40.804</b>	<b>29.375</b>	<b>9.103</b>	<b>19.699</b>	<b>49.074</b>	
<b>Pali</b>								
Diametro - mm	1.200	in dir Y	in dir X					
N° file - n			2	12				
Interasse - m			3,72	3,60				
Azioni su palo singolo	H - kN	Nmax - kN	Nmin - kN					
Combinazione 1	358	2.920	623					
Combinazione 2a	379	2.836	564					

### 6.2.3. Azioni globali: SLE

Si riporta la sola combinazione 2°, che fornisce azioni sui pali pressoché coincidenti con quelle fornite dalla '1' e comunque peggiorative.

**TAB. 6.2-7**

<b>Combinazione 1</b>	Coeff. $\gamma$	Coeff. $\Psi$	N - kN	$M_y$ (N) - kNm	$H_x$ - kN	$M_y$ (H) - kNm	$M_y$ (tot) - kNm	
Azioni Verticali Permanenti	1,00		28.011	17.773			17.773	
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1,00	1,00	2.345	4.222			4.222	
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1,00	1,00	1.139	2.049			2.049	
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1,00				393	1.219	1.219	
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1,00				3.696	5.914	5.914	
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1,00	1,00			94	291	291	
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1,00	1,00			46	141	141	
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1,00				1.929	4.629	4.629	
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1,00	0,00			0	0	0	
<b>Azioni alla Base</b>			<b>31.495</b>	<b>24.044</b>	<b>6.158</b>	<b>12.194</b>	<b>36.239</b>	
<b>Combinazione 2a</b>	Coeff. $\gamma$	Coeff. $\Psi$	N - kN	$M_y$ (N) - kNm	$H_x$ - kN	$M_y$ (H) - kNm	$M_y$ (tot) - kNm	
Azioni Verticali Permanenti	1,00		28.011	17.773			17.773	
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1,00	0,75	1.759	3.166			3.166	
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1,00	0,40	455	820			820	
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1,00				393	1.219	1.219	
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1,00				3.696	5.914	5.914	
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1,00	0,75			70	218	218	
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1,00	0,40			18	56	56	
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1,00		0	0	1.929	4.629	4.629	
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1,00	1,00			422	2.972	2.972	
<b>Azioni alla Base</b>			<b>30.225</b>	<b>21.759</b>	<b>6.529</b>	<b>15.008</b>	<b>36.768</b>	
<b>Pali</b>								
Diametro - mm	1.200	in dir Y	in dir X					
N° file - n			2	12				
Interasse - m			3,72	3,60				
Azioni su palo singolo	H - kN	Nmax - kN	Nmin - kN					
Combinazione 1	257	2.151	473					
Combinazione 2a	272	2.098	421					

#### 6.2.4. Azioni sul palo singolo: sintesi

**TAB. 6.2-8**

Quota 0.0	$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	H - kN
SLU - Sismica kv+	2'837	95	823
SLU - Sismica kv-	2'603	40	823
SLU - Statica	2'920	623	379
SLE	2'098	421	272

### 6.3. VERIFICHE

#### 6.3.1. Pali

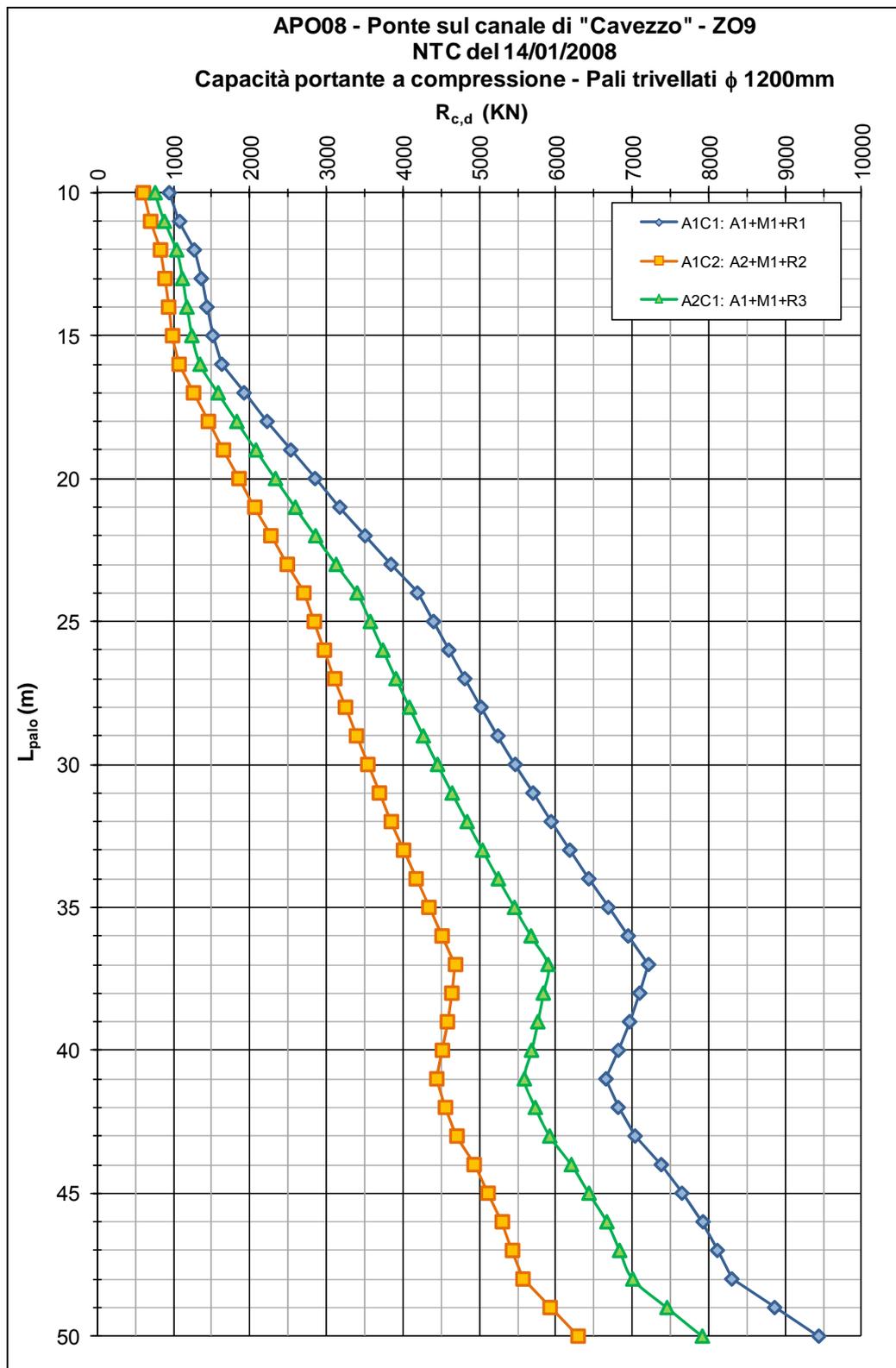
Si ribadisce che il dimensionamento dei Pali verrà effettuato mediante l'analisi di par. 6.2.

##### 6.3.1.1 Verifiche Geotecniche

#### Portanza verticale

Alla Figura seguente è riportata la curva di portata per un palo  $\varnothing 1200$  nel suolo in questione.

Fig. 6.3-1



Dal par. 6.2 si è ottenuto che la massima azione di compressione  $N_{sd}$  è pari a 2920 kN (Fase Statica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a 42518 kN (Fase Statica).

Devono essere effettuate due verifiche:

#### Palo Singolo

L'azione verticale massima deve essere confrontata con le curve di portanza di cui sopra.

Dalla figura precedente si ottiene che un palo di lunghezza 23.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 3100 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.11 > 1.0$$

#### Pali in Gruppo

L'azione verticale globale massima deve essere confrontata con la portanza del gruppo.

Dalla Relazione Geotecnica si ha che i pali sono posti in: Sabbia Densa. Conseguentemente (interassi pari a  $3\varnothing$ ) alla curva di portanza di figura va applicato un coefficiente riduttivo pari a 0.7.

$$N_{med} = 42518/24 = 1772 \text{ kN}$$

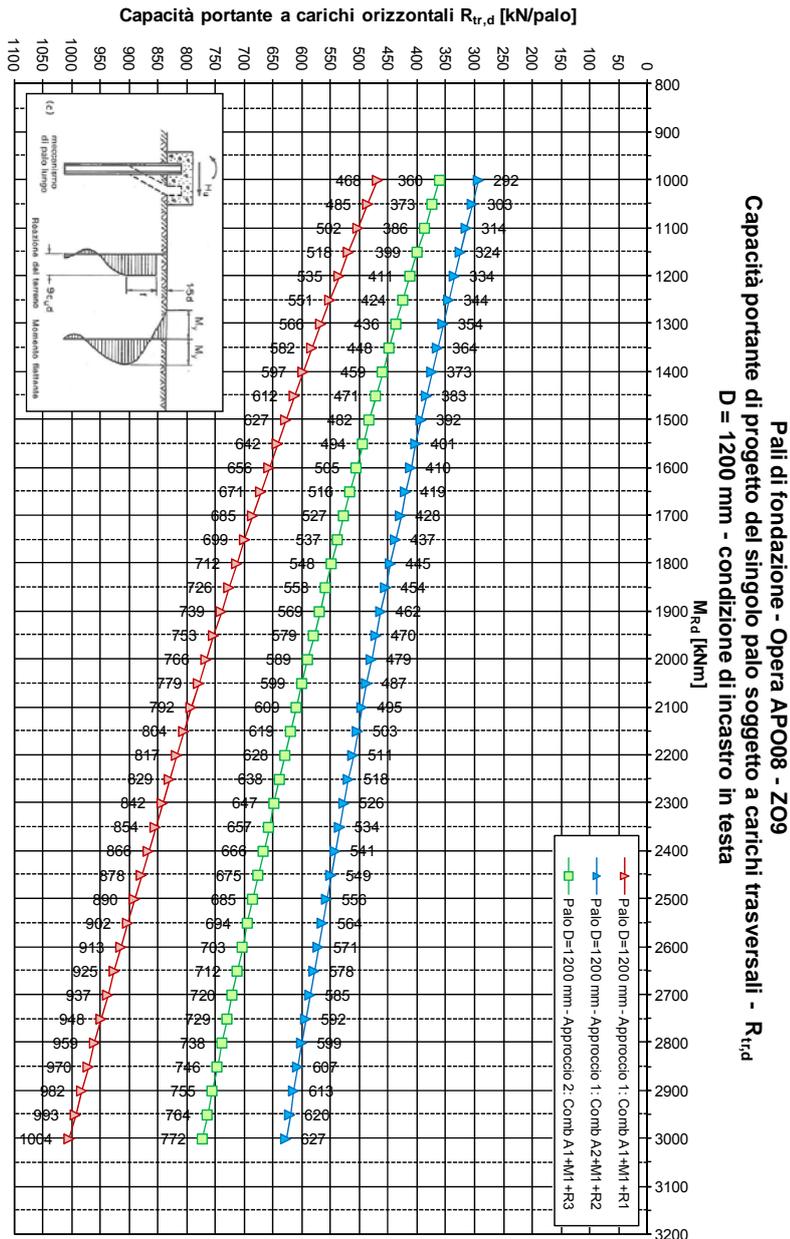
$$R_{c,d} \cong 3129 \cdot 0.7 = 2191 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.24 > 1.0$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a :  $L_{palo} = 23.0 \text{ m}$

## Portanza Orizzontale

Alla Figura seguente è riportata la curva di portanza per il palo di cui sopra.

Fig. 6.3-2



Palo singolo

Non vengono applicati coefficienti riduttivi alla curva di portanza.

Dal par. 6.2.4 si è ottenuto che la massima azione tagliante  $V_{sd}$  è pari a 823 kN (Fase Sismica).

La curva ha un andamento pressoché lineare. Indicando con  $\Delta M$  l'incremento di momento rispetto al valore limite riportato in figura (3000 kNm) di cui è necessario tenere conto, si ha:

$$\Delta M = 1000 \cdot (823 - 772) / (772 - 589) = 280 \text{ kNm}$$

In definitiva la portanza orizzontale  $R_{tr,d} = V_{sd}$  viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

$$M_u = 3000 + 280 = 3280 \text{ kNm}$$

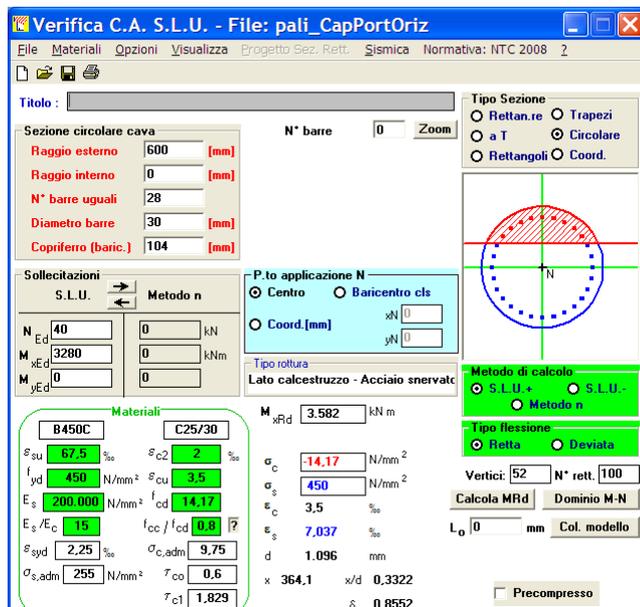
Anche in questo caso va condotta una doppia verifica.

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale minima nei pali, per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{min} \cong 40 \text{ kN}$$

Si ha:

**FIG. 6.3-3**



Risultano necessari n°28Ø30

Pali in gruppo

Viene applicato un coefficiente minore dell'unità (si assume 0.7) per tenere conto dell'effetto Gruppo. La resistenza da raggiungere risulta pari quindi a :

$$R_{tr,d} = 823/0.7 = 1175 \text{ kN}$$

La curva ha un andamento pressoché lineare. Indicando con  $\Delta M$  l'incremento di momento rispetto al valore limite riportato in figura (3000 kNm) di cui è necessario tenere conto, si ha:

$$\Delta M / (1175 - 772) = 1000 / (772 - 589) \Rightarrow \Delta M = 1000 * (1175 - 772) / (772 - 589) \cong 2205 \text{ kNm}$$

In definitiva la portanza orizzontale  $R_{tr,d} = V_{sd}$  viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

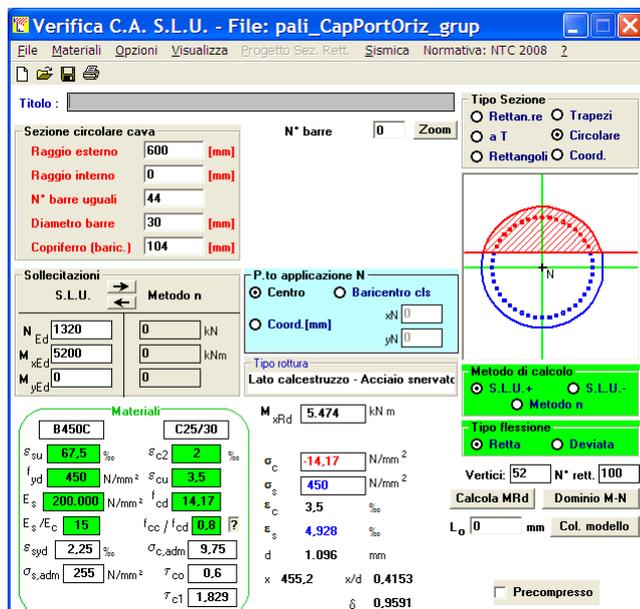
$$M_u = 3000 + 2205 = 5205 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale media nei pali, sempre per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{med} = 31724 / 24 = 1320 \text{ kN}$$

Si ha:

**Fig. 6.3-4**



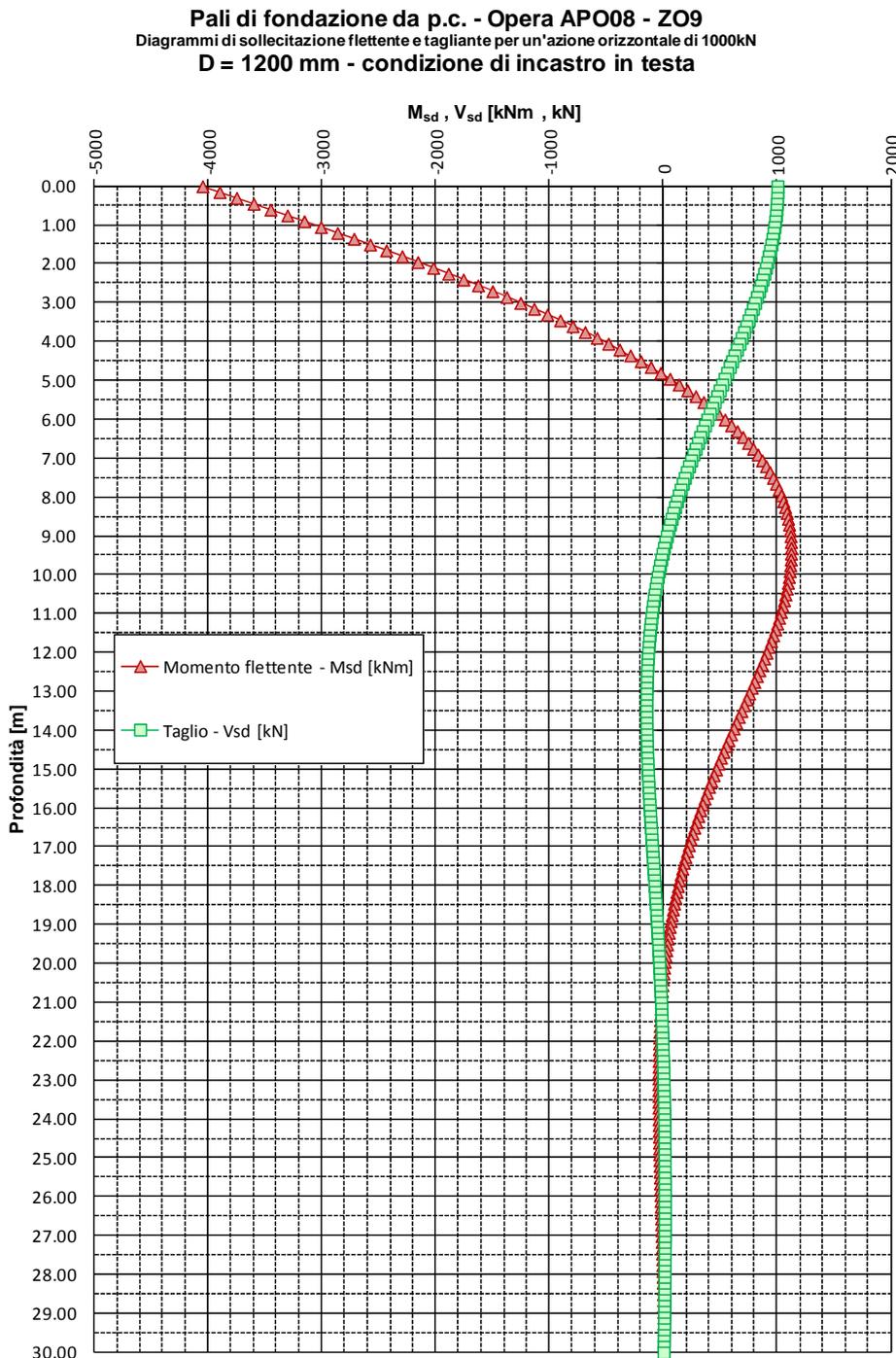
Risultano necessari n°44Ø30 (3.1%).

### 6.3.2. Verifiche SLU

#### 6.3.2.1 Taglio

Si riportano le curve di sollecitazione per azione tagliante e flettente unitaria in testa.

Fig. 6.3-5



Si opera in conformità a quanto dichiarato al par. 6.1.10.2

In accordo alla Relazione Geotecnica, le azioni vengono incrementate del 20% per tenere conto delle effetto gruppo.

### **Verifica lato Acciaio**

L'espressione:

$$V_{Rsd} = \cot(\theta) * 0.68 * \varnothing * (A_{sw}/s) * f_{yd} ; \text{dove } \varnothing = 1200 \text{ mm e } f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

assume i seguenti valori per armature e passi variabili:

**TAB. 6.3-1**

Palo $\varnothing$ 1200		cot $\theta$ = 1.0	cot $\theta$ = 1.5	cot $\theta$ = 2.0	cot $\theta$ = 2.5
$\varnothing$ - mm	s - mm	$V_{Rsd}$ - kN			
10	200	251	376	502	627
10	100	502	752	1.003	1.254
12	200	361	542	722	903
12	100	722	1.083	1.444	1.806
16	200	642	963	1.284	1.605
16	100	1.284	1.926	2.568	3.210
20	200	1.003	1.505	2.006	2.508
20	100	2.006	3.009	4.012	5.016

Dalle fig. precedenti emerge che il taglio in testa ( $823 * 1.2 = 987 \text{ kN}$ ) si riduce – a partire da quota -4.5 m – a valori inferiori al 60% dell'azione in testa (592 kN).

Conseguentemente –assumendo  $\cot\theta = 2.0$  - si adotta una staffatura:

da testa a quota -4.0 :                    **st  $\varnothing$  16/200**     $V_{Rsd} = 1284 \text{ kN} > 987 \text{ kN}$

da quota -4.0 a fine palo :            **st  $\varnothing$  12/200**     $V_{Rsd} = 722 \text{ kN} > 592 \text{ kN}$

### **Verifica lato CIs.**

$$f'_{cd} = 0.5 * f_{cd} = 7.1 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow V_{Rcd} = 0.68 * 1200^2 * 1.0 * 7.1 \equiv 6952 \text{ kN} \gg V_{Sd}$$

### 6.3.2.2 Pressoflessione

Si premette che il meccanismo di rottura ipotizzato nell'estrapolazione delle curve di capacità portante orizzontale presuppone che a collasso si formi una seconda cerniera plastica – oltre a quella in testa – posizionata a circa  $3\div 4\varnothing$ . Di conseguenza l'armatura (assai rilevante) inserita in testa verrà proseguita sino a quota -5.0 m (punto di momento pressoché nullo). Successivamente si armerà in funzione del momento massimo relativo ottenibile dalla figura precedente (quota -9.0m). Tale armatura verrà proseguita per 12 m. Successivamente l'armatura non verrà sottoposta a verifica puntuale (momento flettente nullo).

Dai valori SLU di TAB. 6.2-7 e tenendo conto delle figure precedenti si ottiene:

**TAB. 6.3-2**

SLU					
	<b>Quota 0.0</b>		$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
Ceff. 'M' da Taglio		<b>4.10</b>			
SLU - Sismica			2'837	95	4'048
SLU - Statica			2'920	623	1'866
	<b>Quota -9.5</b>				
Ceff. 'M' da Taglio		<b>1.20</b>			
			$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLU - Sismica			2'837	95	1'185
SLU - Statica			2'920	623	546

A quote inferiori il momento rimane al di sotto del valore della quota minima precedente.

Si trascura – a favore di sicurezza - il modesto incremento di sforzo normale dovuto al peso proprio del palo.

Nell'effettuazione della verifica a presso flessione si assume :

Diametro palo : 1200 mm ; ricoprimento barra :  $75+16 = 91$  mm (\*)

(\*) Si adotterà un copriferro (in asse barra) costantemente pari a 110 mm.

L'armatura generica sarà compresa tra 0.3÷4% e della sezione effettiva :

$$0.003 \cdot \pi \cdot 600^2 = 3500 \text{ mm}^2; 0.04 \cdot \pi \cdot 600^2 = 45000 \text{ mm}^2$$

Da quota 0.0 a quota -5.0 ( $L_{barra}$  6.0m)

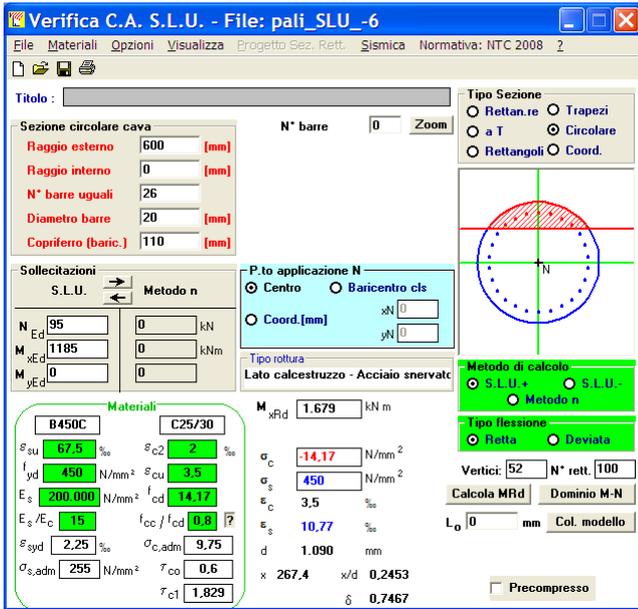
Numero barre : 50 ; Diametro barra : 30 mm ; disposte in strato : singolo; percentuale d'armatura: 3.1%

La sezione è già stata verificata per uno sforzo normale pari al minore delle azioni possibili e per un'azione flettente nettamente superiore a quelle in gioco. Di conseguenza la verifica non viene ripetuta: le barre vengono proseguite per un metro oltre la sezione a quota -4.0.

Da quota -5.0 a quota -17.0 ( $L_{barra}$  12.0m)

n°26 Ø20

Fig. 6.3-6



Da quota -16.0 a fine palo ( $L_{barra}$  7.0 m)

n°12Ø20 (0.33%).

La sezione non viene verificata, diminuendo il momento flettente a valori irrilevanti.

### 6.3.3. Verifiche SLE

#### 6.3.3.1 Fessurazione

Dai valori SLE di Tab. 5.2-8 e tenendo conto della Fig. 6.3-5 si ottiene:

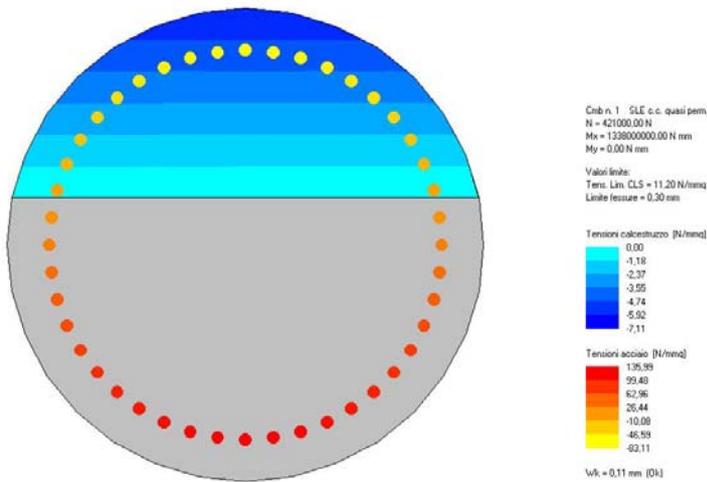
**TAB. 6.3-3**

SLE					
	<b>Quota 0.0</b>		$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLE - 2a			2'098	421	1338
	<b>Quota -9.5</b>		$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLE - 2a			2'098	421	392

**FIG. 6.3-7**

**DA QUOTA 0.0 A QUOTA -9.5 (L<sub>BARRA</sub> 10.5M)**

Armatura: 44Ø30

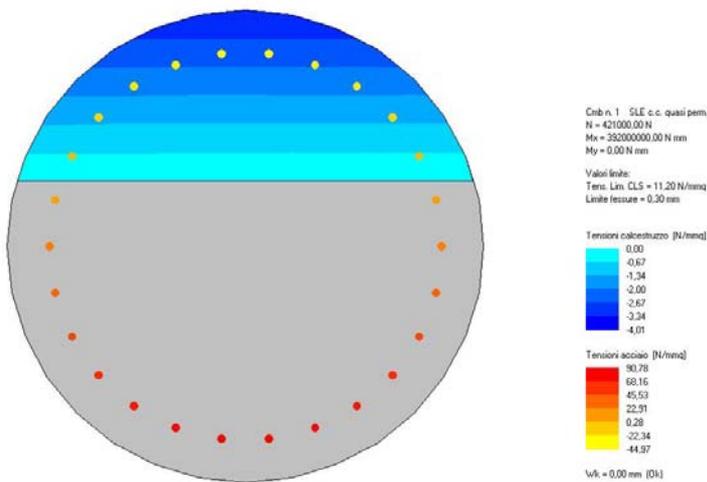


La verifica è soddisfatta.

**Fig. 6.3-8**

Da quota -8,50 a quota -20.5 (Lbarra 12m)

Armatura: 26Ø20



Da quota -19,5 a quota -23 (Lbarra 3,5m)

La verifica è soddisfatta.

Armatura: 12Ø20

Non viene verificata la sezione in quanto i momenti flettenti sono irrilevanti.

In definitiva si arma con :

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -4.0 : st Ø16/200; Da quota -4.0 a -fine palo: st Ø12/200

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°44Ø30 (L<sub>barra</sub> : 6.0 m);

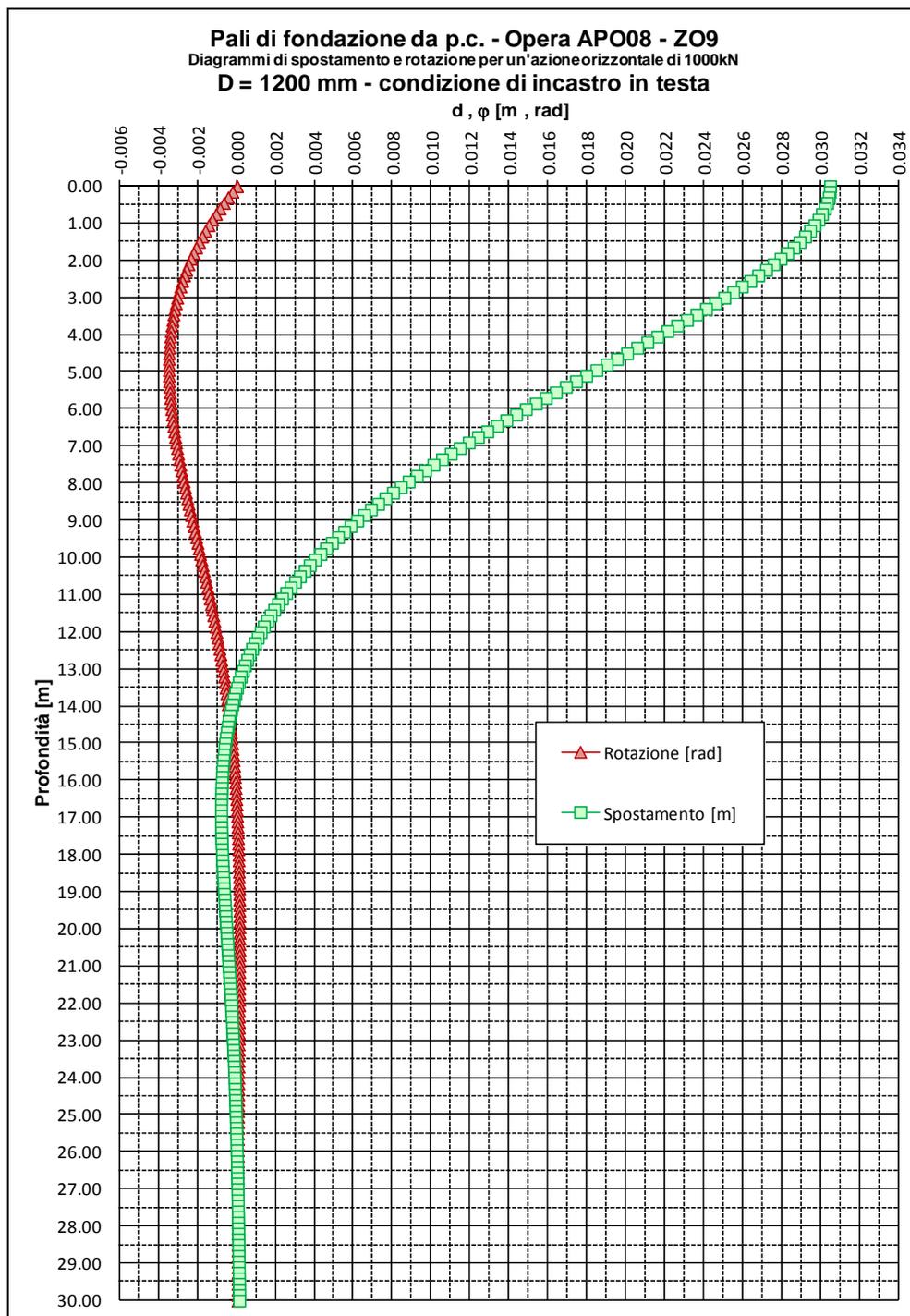
Da quota -4.0 a quota -16.0 : n°26Ø20 (L<sub>barra</sub>: 12.0 m)

Da quota -15.0 a fine palo : n°12Ø20 (L<sub>barra</sub>: 8.0 m)

6.3.3.2 Deformazione

Si riportano in figura seguente le deformazioni per sollecitazioni in testa unitarie.

Fig. 6.3-9



Conseguentemente (si assumono le sole azioni peggiorative SLE) le deformazioni effettive risultano:

**TAB. 6.3-4**

DEFORMAZIONI		
Quota	<b>0,0</b>	H - kN
SLE - 2a		326
Coeff. 'η' da Taglio		<b>0,037</b>
η max - mm		12

Le deformazioni vengono ritenute compatibili con la funzionalità dell'opera.

## 6.4. ORECCHIE

### 6.4.1. Azioni

#### 6.4.1.1 SLU

L'Orecchia, come da fig.1-2, ha spessore 0.4m, lunghezza 3.0m, altezza minore 1.0m e maggiore 3.0m.

Come già detto al par. 6.1.9 si assume la massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere. Questa, valutata per lat 44.7925 long 11.4197 (Opera APO19, Cat. Suolo D), vale:

$$a_g = 0.376$$

Inserendo tale valore nelle espressioni di par. 6.1.3, comporta:

$$k_v = 0.188 ; \theta_{\min} = 17.6^\circ \Rightarrow k_E = 0.592 ; \theta_{\max} = 24.86^\circ \Rightarrow k_E = 0.445$$

$$k_E = \text{MAX}[0.592*(1-0.188) ; 0.445*(1+1.188)] = 0.53$$

Ciò premesso, nella Fase Statica l'Orecchia è soggetta, oltre che al peso proprio:

- ad un regime di pressione uniforme 'p' - dovuta al sovraccarico agente sul terrapieno:

$$p = 1.50*0.38*25.0 = 1.50*9.5 = 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- ad un regime di pressioni linearmente variabili con la profondità 'q' – dovute alla spinta delle terre, trascurando il contributo di resistenza fornito dal cono di terreno anteriore - il cui valore massimo vale, in corrispondenza degli spigoli corrispondenti all'altezza di 1.0 e 3.0 m:

$$q_{(1.0)} = 1.35*0.38*19.5*1.0 = 1.35*7.4 = 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 1.35*0.38*19.5*3.0 = 1.35*22.2 = 30.0 \text{ kN/m}^2$$

Nella Fase Sismica l'Orecchia è soggetta, oltre che al peso proprio:

- ad un regime di pressione uniforme 'p' - dovuta all'inerzia:

$$p = 0.376*25*0.5 = 4.7 \text{ kN/m}^2 \ll 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- ad un regime di pressioni linearmente variabili con la profondità 'q' – dovute alla spinta di Mononobe - il cui valore massimo vale, in corrispondenza degli spigoli corrispondenti all'altezza di 1.0 e 3.0 m:

$$q_{(1.0)} = 0.53*19.5*1.0 = 10.3 \text{ kN/m}^2 \cong 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 1.0*0.53*19.5*3.0 = 31.0 \text{ kN/m}^2 \cong 30.0 \text{ kN/m}^2$$

Una comparazione delle azioni omologhe nelle due Fasi mostra che quelle Statiche sono peggiorative. Di conseguenza si procederà con l'analisi della sola Fase Statica.

### 6.4.1.2 SLE

Dal paragrafo precedente si ha:

$$p = 9.5 \text{ kN/m}^2 ; \quad q_{(1.0)} = 7.4 \text{ kN/m}^2 ; \quad q_{(3.0)} = 22.2 \text{ kN/m}^2$$

## 6.4.2. Sollecitazioni e Verifiche

### 6.4.2.1 SLE

L'Orecchia viene assunta come incastrata lungo la dimensione verticale maggiore.

Convenzioni - Asse X: orizzontale (Asse 1-1) ; Asse Y: verticale (asse 2-2).

Il pedice della sollecitazione flettente indica l'asse momento.

**Fig. 6.4-1 N1-1 (Nx)**

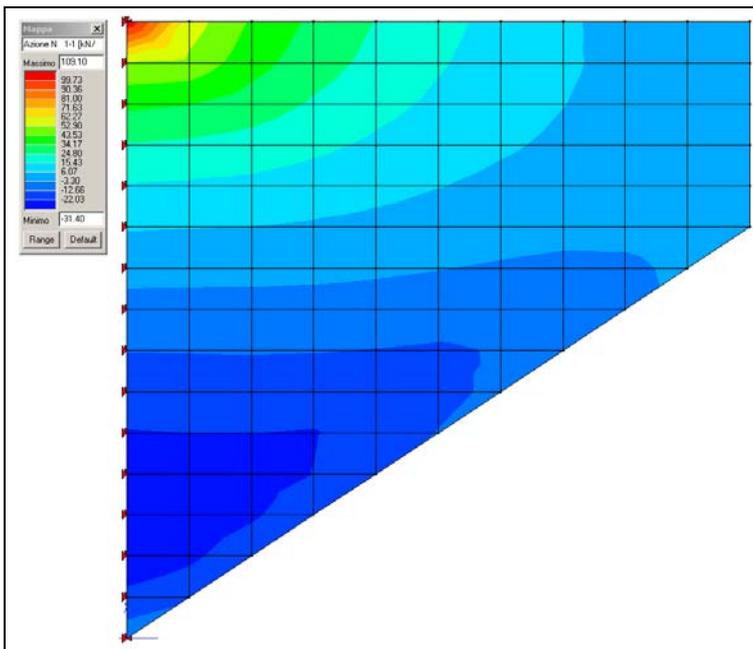


FIG. 6.4-2 M1-1 (My)

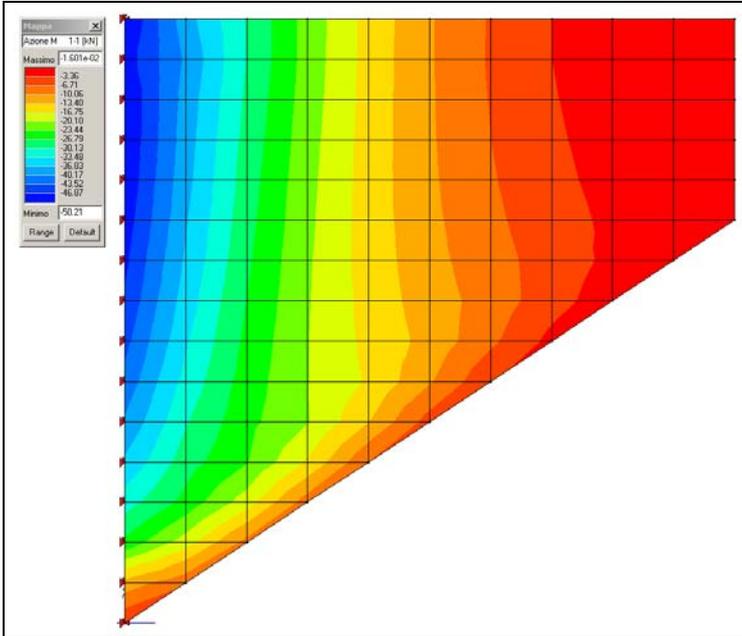
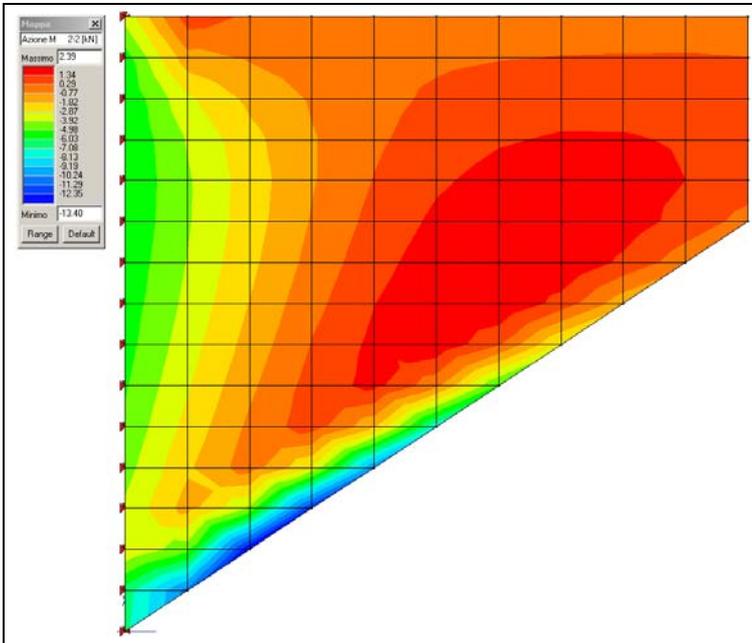


FIG. 6.4-3 M2-2 (Mx)



La sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale risulta inessenziale e non verrà preso in conto.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale risulta pari a 50 kNm/m.

Lì dove essa viene attinta (primo metro verticale in corrispondenza del lato incastrato) sussiste uno sforzo di trazione il cui valore medio (elementi di dimensione verticale pari a 0.20 m) vale circa:

$$N_{med} = (109+6)/2 = 58 \text{ kN/m}$$

Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura tesa costituita da  $\varnothing 16/200$ .

TAB. 6.4-1

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
<b>Acciaio B450C</b>			
<b>Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : <math>f_{ck}</math></b>	<b>35</b>	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	500	mm	
r : Ricoprimento barre tese	60	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	60	mm	
n° barre armatura tesa	5		
$\phi$ : Diametro medio armatura tesa	16	mm	
$A_s$ : Armatura tesa	1.005	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ $\phi$ /2]	68	mm	
n° barre armatura compressa	5		
$\phi'$ : Diametro medio armatura compressa	12	mm	
$A_s'$ : Armatura compressa	565	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ $\phi'$ /2]	66	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	50,0	kNm	
N : Sforzo normale	-58,0	kN	
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità $\varphi$	0,0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E <sub>cm</sub> = [22000*((f <sub>ck</sub> +8)/10) <sup>0,3</sup> ](1+ $\varphi$ )	34.077	N/mm <sup>2</sup>	
$\alpha = E_s/E_{cm}$	6,16		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a pressoflessione</b>			
y: Dist. asse neutro da lembo compresso	55	mm	
$\sigma_c$ : Tensione calcestruzzo	3,57	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s$ : Tensione acciaio teso	152,21	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s'$ : Tensione acciaio compresso	-5,40	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)</b>			
u = M/N - h/2	-1112	mm	NO!
d = h-c+u	-680	mm	
d' = c'+u	-1046	mm	
p = u <sup>2</sup> *2*n*(A <sub>s</sub> '*d'+A <sub>s</sub> *d)/b	1,25E+06	mm <sup>2</sup>	
q = u <sup>3</sup> *3*n*(A <sub>s</sub> '*d'+A <sub>s</sub> *d')/b	-1,40E+09	mm <sup>3</sup>	
Q=(-p) <sup>3</sup> +d	2,18E+02	mm <sup>6</sup>	
z	-1057	mm	
	0,00000		
y = z - u	55	mm	
Sn = b*y <sup>2</sup> /2 + n*A <sub>s</sub> '*(v-c)-n*A <sub>s</sub> '*(h-c-v)	-8,86E+05	mm <sup>3</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>refa</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha$ *(A <sub>s</sub> +A <sub>s</sub> ')] ]	509.680	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1,27E+08	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>a</sub> : baricentro [S/A]	249	mm	
J : momento d'inerzia	1,07E+10	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Yg]	4,31E+07	mm <sup>3</sup>	
f <sub>ctm</sub>	3,21		
$\sigma_t = f_{ctm}/1,2$	2,67	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>fess</sub> = ( $\sigma_t + N/A$ )*W	110,4	kNm	
<b>M<sub>fess</sub> &gt; M : OK</b>			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante.

### 6.4.2.2 SLU

FIG. 6.4-4 N1-1 (Nx)

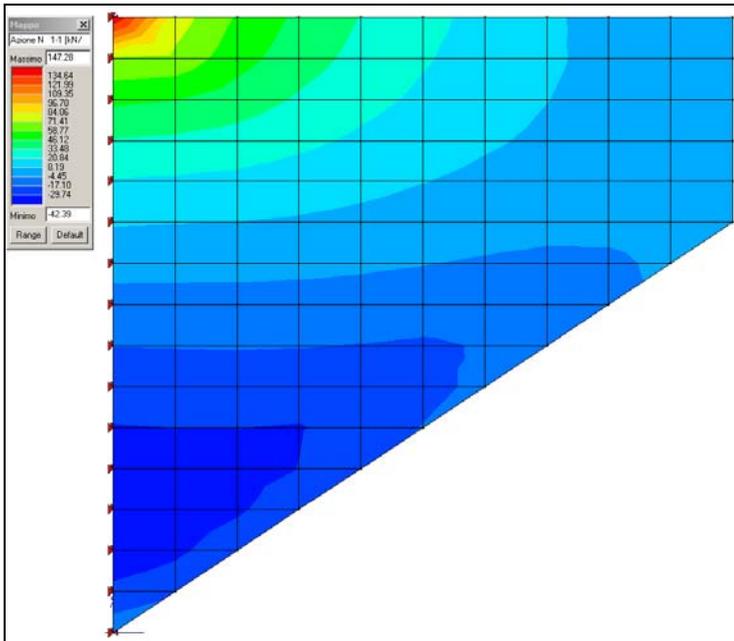


FIG. 6.4-5 M1-1 (My)

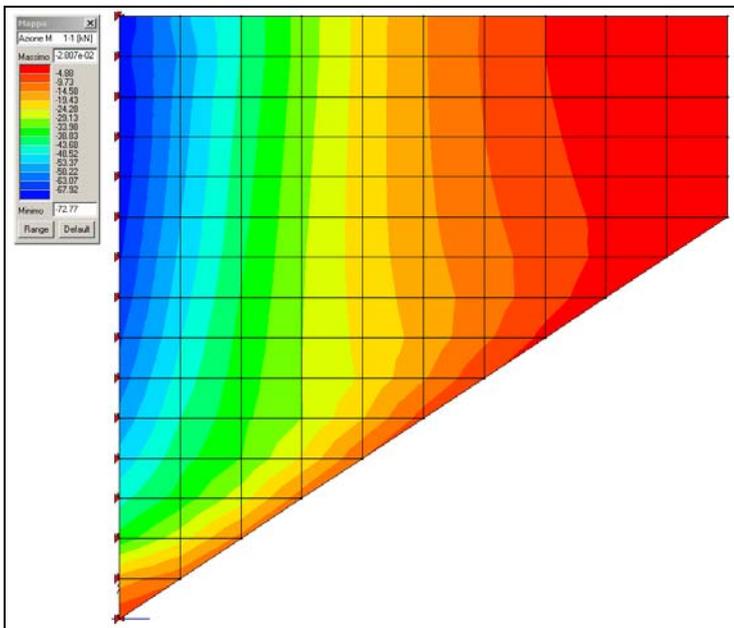


FIG. 6.4-6 V1-3

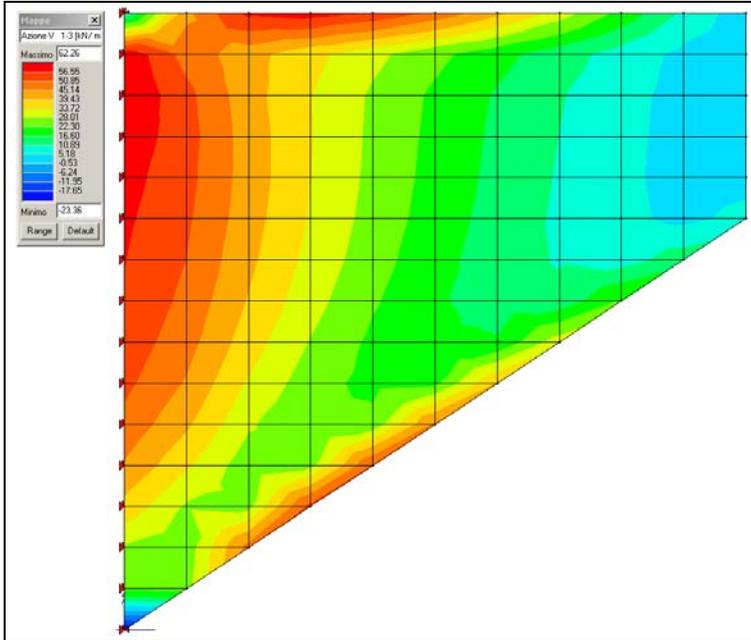
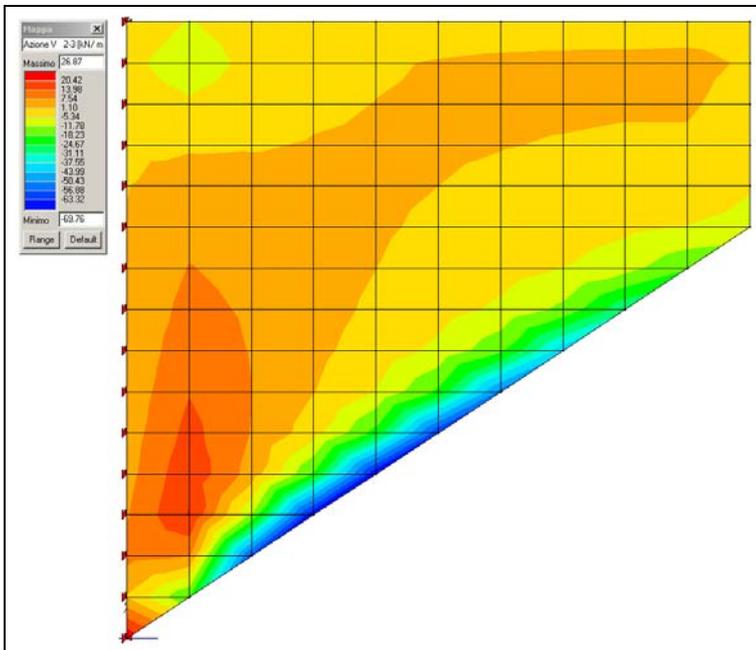


FIG. 6.4-7 V2-3



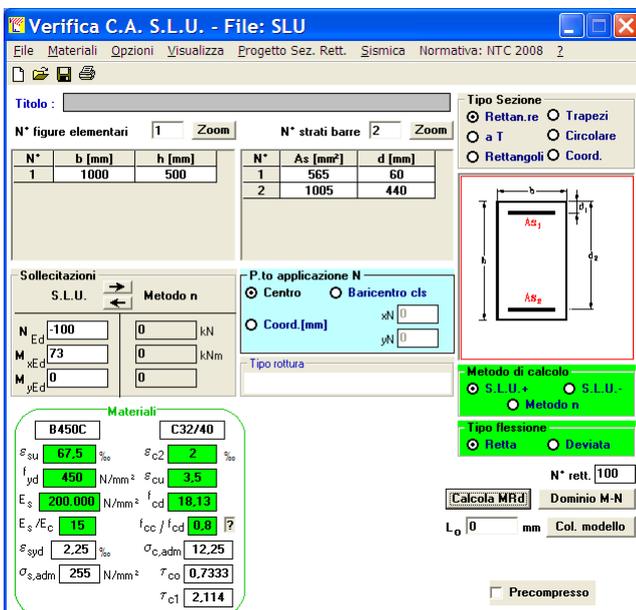
### Verifica a Tensoflessione

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale risulta pari a 73 kNm/m.

Lì dove essa viene attinta (primo metro verticale in corrispondenza del lato incastrato) sussiste uno sforzo di trazione il cui valore medio (elementi di dimensione verticale pari a 0.20 m) vale circa:

$$N_{\text{med}} = (148+42)/2 = 100 \text{ kN/m}$$

FIG. 6.4-8



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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 2

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

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

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	500	1	565	60
			2	1005	440

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

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

N Ed -100 0 kN  
 M Ed 73 0 kNm  
 M xEd 0 0  
 M yEd 0 0

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

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

**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	450 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18.13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	2.25 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12.25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.7333
		τ <sub>c1</sub>	2.114

L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata.

Verifica a Taglio

La massima sollecitazione tagliante vale: 70 kN/m

**TAB. 6.4-2**

**VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI**

azione tagliante sollecitante - <b>Vsd</b>	<b>70</b>	kN	
base bw	<b>1000</b>	mm	
altezza h	<b>500</b>	mm	
n° barre armatura tesa	<b>5</b>		
φ diametro medio armatura tesa	<b>16</b>	mm	
Asl (tesa)	1005	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento r	<b>60</b>	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	432	mm	
ρl	0,00233		
Nsd (positiva se di compressione)	<b>0</b>	kN	
Ac	500000	mm <sup>2</sup>	
σcp	0,000	MPa	
fck	<b>35</b>	MPa	
γ	<b>1,50</b>		
ingranamento inerti = k	1,680		
VRd	175,3	kN	
vmin	0,45	kN	
	194,9	kN	
<b>VRd</b>	<b>195</b>	kN	[eq 4.1.14]
	<b>ok</b>		

Non risulta necessaria armatura specifica a Taglio.

## 6.5. PARETI DI RISVOLTO

Analogamente a quanto sviluppato per l'Orecchia anche la Parete di risvolto (spessore 0.50 m) viene trattata in base alla massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere.

$$a_g = 0.376 ; k_v = 0.188 ; \theta_{\min} = 17.6^\circ \Rightarrow k_E = 0.592 ; \theta_{\max} = 24.86^\circ \Rightarrow k_E = 0.445$$

$$k_E = \text{MAX}[0.592*(1-0.188) ; 0.445*(1+1.188)] = 0.53$$

L'analisi che segue ha validità generale per le Pareti di tutti gli interventi su spalle passanti a 2 file di pali.

La Parete può essere riguardata come lastra rettangolare di dimensioni 2.20 m (L) x 4.30 m (Hmax) x 0.60 m (spessore) incastrata alla base (pulvino) e lungo un lato verticale (paraghiaia). L'orecchia è posta sul lato verticale opposto. *La parete pertinente l'intervento in oggetto ha altezza significativamente minore ( $H_{med} \cong 2.0m$  invece di 4.30m) e spessore lievemente minore (0.5 m invece di 0.6 m). Nella presente Fase progettuale si assume comunque che i risultati dell'analisi possano essere estesi all'intervento in Oggetto.*

### 6.5.1.1 Azioni

#### SLU

Tralasciando per ora le azioni trasmesse dall'orecchia, nella Fase Statica la Parete è soggetta alle seguenti azioni orizzontali:

- pressione uniforme 'p1', dovuta al sovraccarico agente sul terrapieno:

$$p_1 = 1.50*0.38*25.0 = 1.50*9.5 = 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- regime di pressioni linearmente variabili 'q1', dovute alla spinta delle terre, il cui valore massimo (in basso) vale:

$$q_{1(4.3)} = 1.35*0.38*19.5*4.3 = 1.35*7.4 = 43.0 \text{ kN/m}^2$$

Nella Fase Sismica la parete è soggetta alle seguenti azioni orizzontali:

- pressione uniforme 'p2', dovuta all'inerzia della parete:

$$p_2 = 0.376*25*0.5 = 4.7 \text{ kN/m}^2$$

- regime di pressioni linearmente variabili 'q2', dovute alla spinta di Mononobe, il cui valore massimo (in basso) vale:

$$q_{2(4.3)} = 0.53*19.5*4.3 = 44.4 \text{ kN/m}^2$$

- regime di pressioni linearmente variabili 'q3', dovute all'inerzia del terreno incastolato, il cui valore massimo (in alto) vale:

$$q_{3(0.0)} = 0.376*19.5*4.3/(\tan 38^\circ) = 40.3 \text{ kN/m}^2$$

Il valore di cui sopra è determinando assumendo una 'profondità' trasversale della massa di terreno pari a quella del cuneo di spinta.

Prendendo ora in esame le azioni trasmesse dall'Orecchia, nel par. precedente si è ottenuto che l'azione orizzontale totale agente sull'Orecchia – e quindi trasmessa alla Parete - è pari a:

### Fase Statica

- $V1_{sta} = 14.3 * ((1.0+3.0) * 3.0 / 2) = 85.8 \text{ kN}$
- $V2_{sta} = \int_{0.0}^{3.0} [(1.35 * 0.38 * 19.5) + (1.35 * 0.38 * 19.5 * \text{tg}(33.69^\circ) * y)] * dy =$   
 $= \int_{0.0}^{3.0} [10.0 + 6.67 * y] * dy = [10 * y + 6.67 * y^2 / 2]_{0.0}^{3.0} = 60 \text{ kN}$

### Fase Sismica

- $V3_{sis} = 4.7 * ((1.0+3.0) * 3.0 / 2) = 27.0 \text{ kN}$
- $V2_{sta} = \int_{0.0}^{3.0} [(0.53 * 19.5) + (0.53 * 19.5 * \text{tg}(33.69^\circ) * y)] * dy =$   
 $= \int_{0.0}^{3.0} [10.3 + 6.89 * y] * dy = [10.3 * y + 6.89 * y^2 / 2]_{0.0}^{3.0} = 61.9 \text{ kN}$

Al fine di effettuare un confronto tra le due Fasi, si analizza una mensola di altezza (4.3m) e sviluppo (2.2m) pari a quelle della Parete.

#### - Fase Statica

$$T = [(14.3 * 4.3 + 43.0 * 4.3 / 2)] + [85.8 + 60.0] / 2.2 = 220 \text{ kN/m}$$

$$M = [(14.3 * 4.3^2 / 2 + 43.0 * 4.3^2 / 6)] + [(85.8 + 60.0) * (4.3 - 1.11)] / 2.2 = 436 \text{ kNm/m}^{(1)}$$

(1) con valutazione approssimata le azioni derivanti dall'orecchia sono state applicate nel baricentro della stessa.

#### - Fase Sismica

$$T = [(4.7 * 4.3 + 44.4 * 4.3 / 2) + 40.3 * 4.3 / 2] + [27.0 + 61.9] / 2.2 = 222 \text{ kN/m}$$

$$M = [(4.7 * 4.3^2 / 2 + 44.4 * 4.3^2 / 6 + 40.3 * 4.3^2 * 2 / 3)] + [(27.0 + 61.9) * (4.3 - 1.11)] / 2.2 = 805 \text{ kNm/m}$$

**In definitiva la Fase sismica è nettamente peggiorativa e sarà l'unica ad essere presa in conto**

## SLE

Dal paragrafo precedente si ha:

$$p = 9.5 \text{ kN/m}^2 ; \quad q_{(4.3)} = 31.8 \text{ kN/m}^2$$

### 6.5.1.2 Sollecitazioni e Verifiche

Nella modellazione viene inserita anche l'orecchia, poiché mentre per la Parete la fase peggiorativa è quella Sismica, per l'Orecchia stessa è quella Statica (vedi par. precedente). I risultati della modellazione attuale concernenti l'Orecchia non verranno presi in conto.

Convenzioni - Asse X: orizzontale (Asse 1-1) ; Asse Y: verticale (asse 2-2).

Il pedice della sollecitazione flettente indica l'asse momento.

Gli elementi hanno dimensioni lievemente diverse l'uno dall'altro, ma, ai fini dell'integrazione dei risultati su un metro lineare, possono essere assunti quadrati ( $\approx 0.40 \times 0.40 \text{ m}$ ).

## SLE

Fig. 6.5-1 N1-1 (Nx)

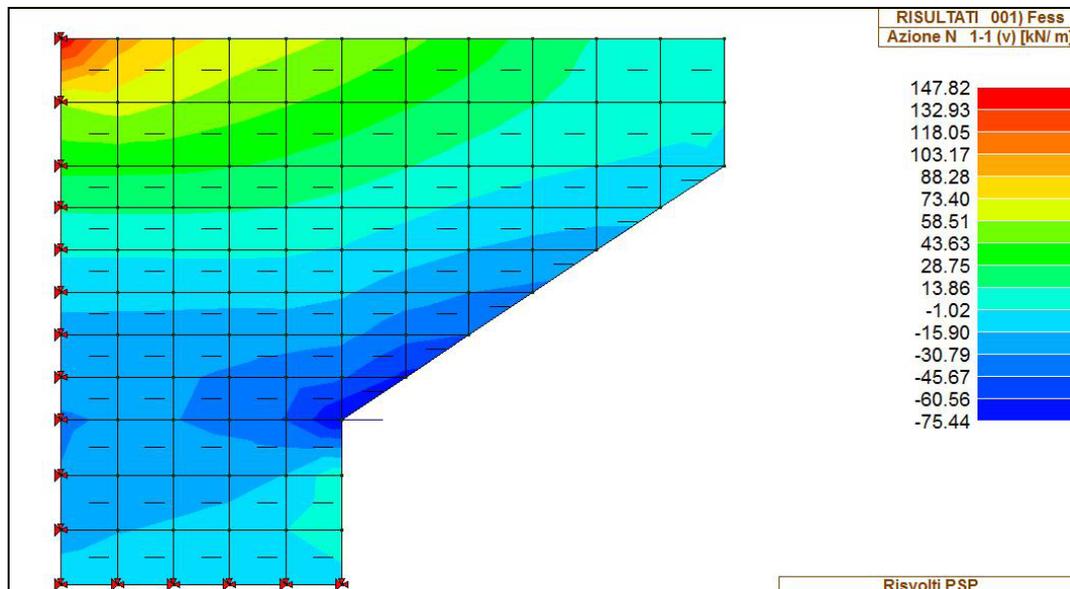


FIG. 6.5-2 M1-1 (My)

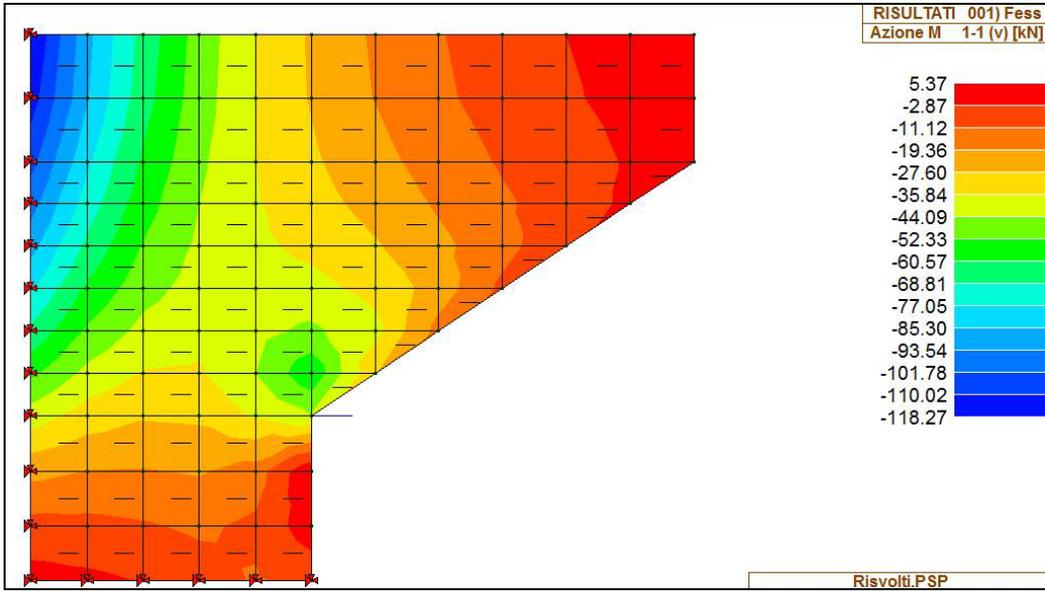
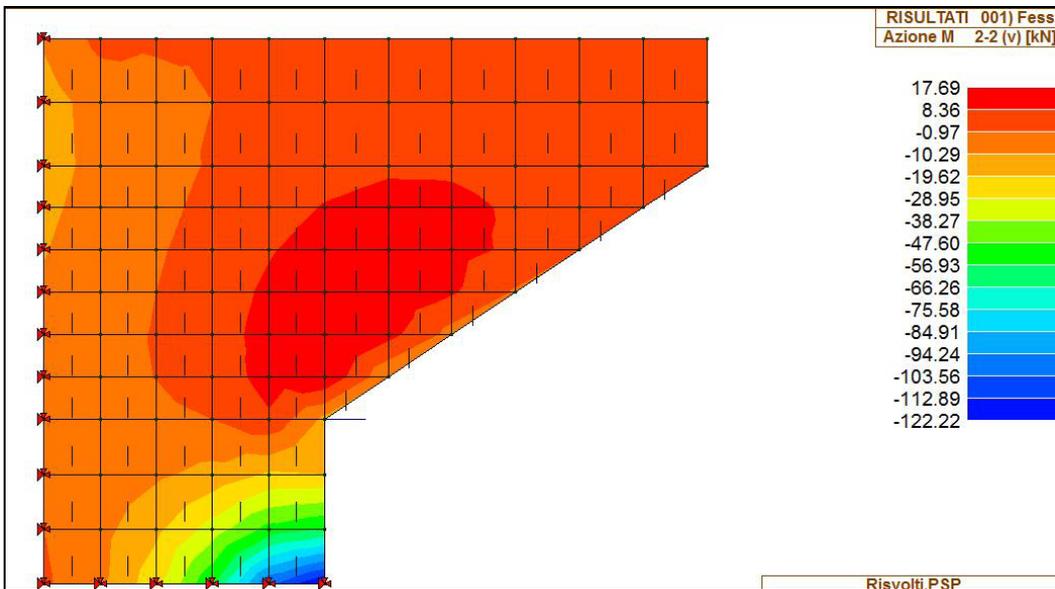


FIG. 6.5-3 M2-2 (Mx)



La massima sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale (spigolo in basso a destra della fig. 6.3-24), integrata su un metro lineare, porta ad un valore pari a  $\approx (122+85)/2 = 103$  kNm/m.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale (spigolo in alto a sinistra della fig. 6.3-23) è pari a 118 kNm/m. Essa è associata ad un valore di trazione dello sforzo normale pari a  $(148+46)/2 = 97$  kN/m

### Armatura orizzontale

Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura tesa/compressa costituita da  $\varnothing 16/200$ .

**TAB. 6.5-1**

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : $f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	600	mm	
r : Ricoprimento barre tese	70	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	70	mm	
n° barre armatura tesa	5		
$\phi$ : Diametro medio armatura tesa	16	mm	
$A_s$ : Armatura tesa	1.005	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ $\phi$ /2]	78	mm	
n° barre armatura compressa	5		
$\phi'$ : Diametro medio armatura compressa	16	mm	
$A_s'$ : Armatura compressa	1.005	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ $\phi'$ /2]	78	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	118,0	kNm	
N : Sforzo normale	-97,0	kN	
$E_s$ : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità $\varphi$	0,0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
$E_{cm} = [22000*((f_{ck}+8)/10)^{0,3}]/(1+\varphi)$	33.346	N/mm <sup>2</sup>	
$\alpha = E_s/E_{cm}$	6,30		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a pressoflessione</b>			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	64	mm	
$\sigma_c$ : Tensione calcestruzzo	6,32	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s$ : Tensione acciaio teso	287,06	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s'$ : Tensione acciaio compresso	-9,06	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)</b>			
$u = M/N - h/2$	-1516	mm	NO!
$d = h - c + u$	-994	mm	
$d' = c' + u$	-1438	mm	
$p = u^2 \cdot 2 \cdot n \cdot (A_s' \cdot d' + A_s \cdot d) / b$	2,33E+06	mm <sup>3</sup>	
$q = u^2 \cdot 3 \cdot n \cdot (A_s' \cdot d'^2 + A_s \cdot d^2) / b$	-3,55E+09	mm <sup>3</sup>	
$O = (-p)^2 + q^2$	2,18E+02	mm <sup>6</sup>	
z	-1453	mm	
	0,00000		
$v = z - u$	64	mm	
$S_n = b \cdot v^2 / 2 + n \cdot A_s' \cdot (v - c') - n \cdot A_s \cdot (h - c - v)$	-9,76E+05	mm <sup>3</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>crd</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha \cdot (A_s + A_s')$ ]	612.662	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1,84E+08	mm <sup>3</sup>	
$Y_o$ : baricentro [S/A]	300	mm	
J : momento d'inerzia	1,86E+10	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>g</sub> ]	6,21E+07	mm <sup>3</sup>	
$f_{ctm}$	3,02		
$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2$	2,52	N/mm <sup>2</sup>	
$M_{fess} = (\sigma_t + N/A) \cdot W$	146,6	kNm	
<b>M<sub>fess</sub> &gt; M : OK</b>			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante (Cls effettivo C35/45 – assunto C32/40).

### Armatura verticale

Il momento è inferiore al precedente e lo sforzo normale è ora di compressione: si adotta la medesima armatura ( $\varnothing 16/200$  controterra/esterno).

### SLU

Fig. 6.5-4 N1-1 (Nx)

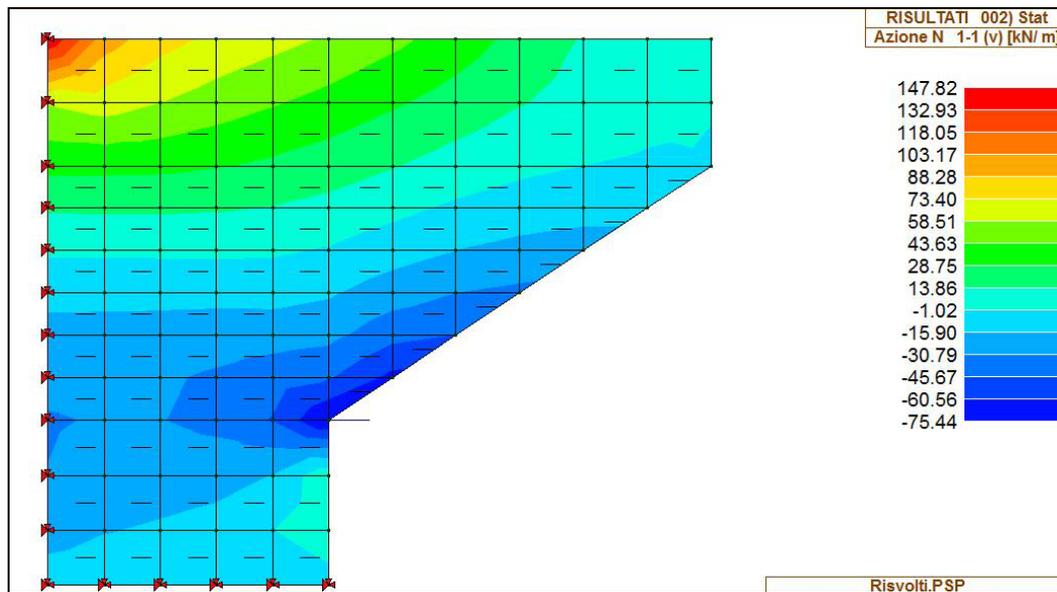


Fig. 6.5-5 M1-1 (My)

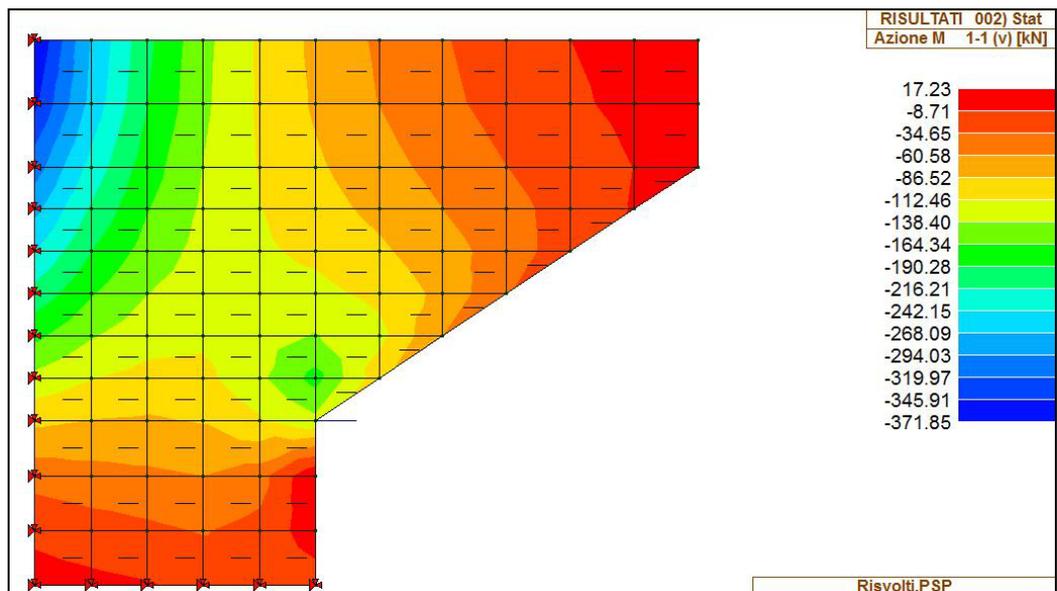


Fig. 6.5-6 M1-1 (My)

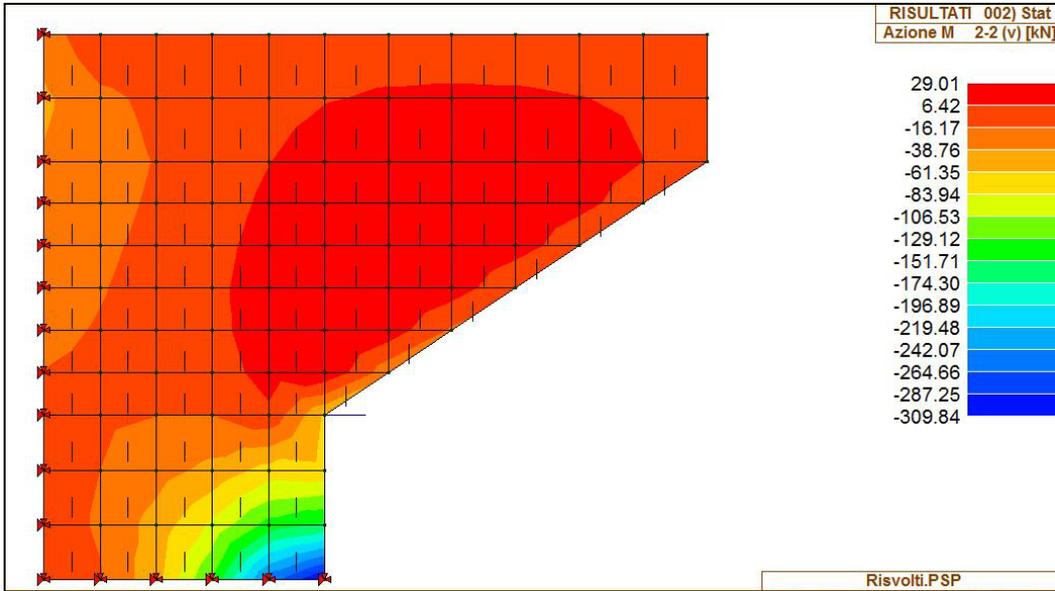


Fig. 6.5-7 V1-3

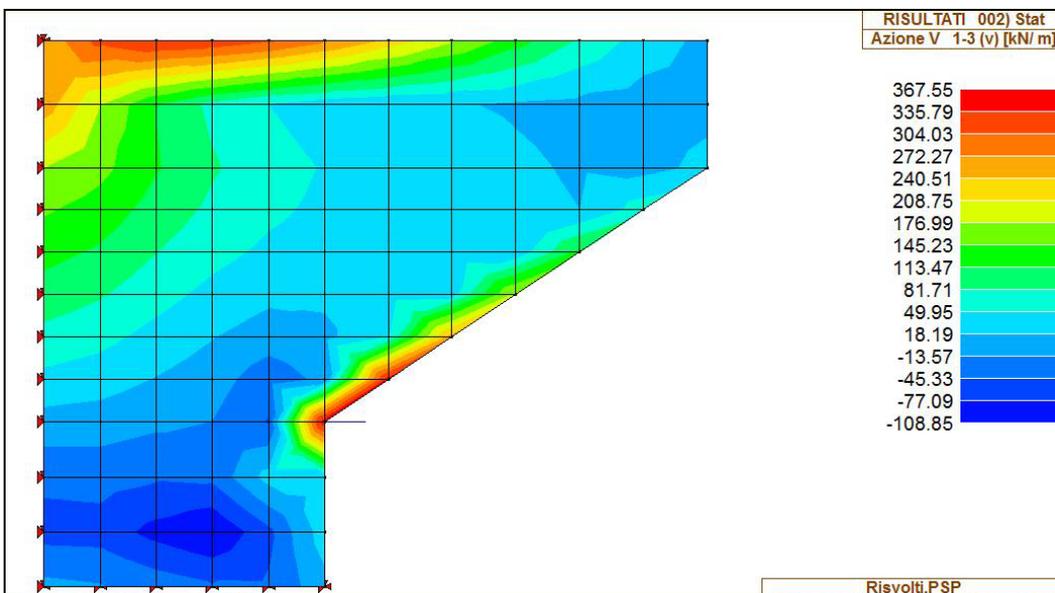
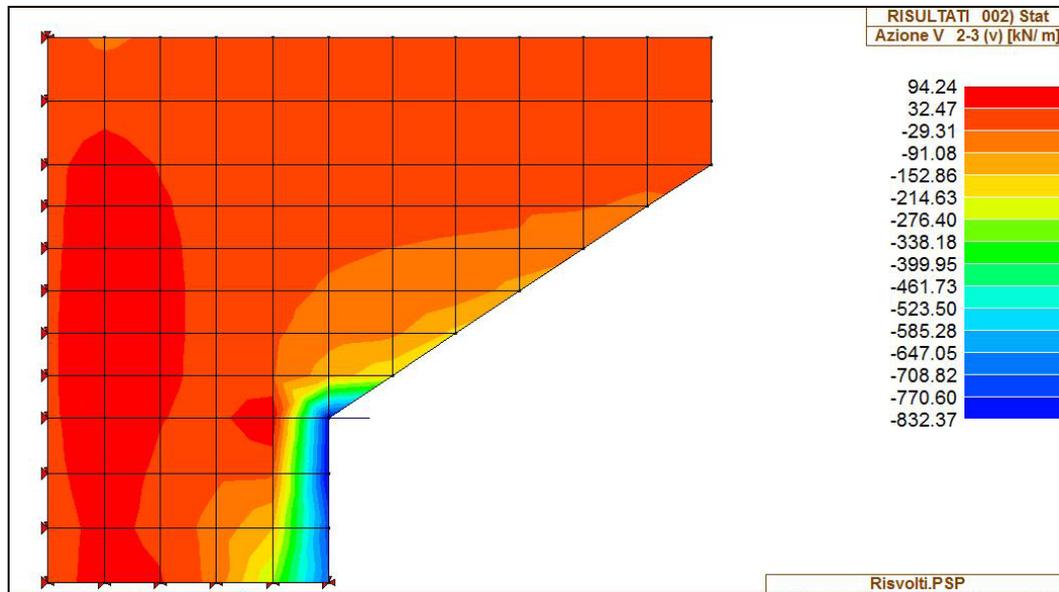


Fig. 6.5-8 V2-3



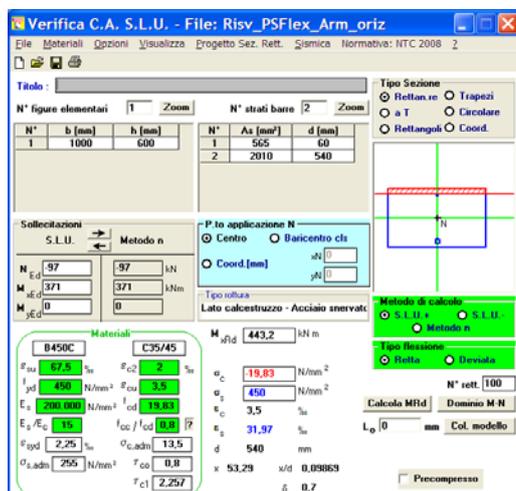
La massima sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale, integrata su un metro lineare, porta ad un valore pari a  $\approx (310+106)/2 = 208$  kNm/m.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale è pari a 371 kNm/m. Essa è associata ad un valore di trazione dello sforzo normale pari a  $(148+44)/2 = 97$  kN/m

Armatura orizzontale

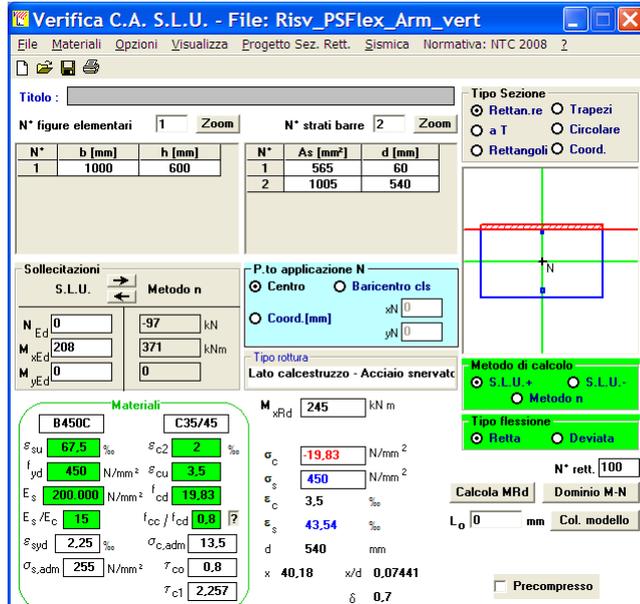
L'armatura precedentemente ipotizzata (SLE) non risulta sufficiente: si adottano  $\varnothing 16/100$  controterra

Fig. 6.5-9



Armatura verticale

**Fig. 6.5-10**



Prudenzialmente si è trascurato l'effetto benefico dello sforzo normale.

L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata ( $\varnothing 16/200$  controterra).

Verifica a Taglio

Preventivamente si determina la sollecitazione per la quale non è necessaria armatura specifica, assumendo un valore nullo dello sforzo normale:

**TAB. 6.5-2**

**VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI**

azione tagliante sollecitante - <b>V<sub>Sd</sub></b>			
base $b_w$	<b>1000</b>	mm	
altezza $h$	<b>600</b>	mm	
n° barre armatura tesa	<b>5</b>		
$\phi$ diametro medio armatura tesa	<b>16</b>	mm	
Asl (tesa)	1005	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento $r$	<b>60</b>	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile $d$	532	mm	
$\rho_l$	0,00189		
N <sub>sd</sub> (positiva se di compressione)	<b>0</b>	kN	
A <sub>c</sub>	600000	mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{cp}$	0,000	MPa	
f <sub>ck</sub>	<b>32</b>	MPa	
$\gamma$	<b>1,50</b>		
ingranamento inerti = k	1,613		
VR <sub>d</sub>	187,6	kN	
v <sub>min</sub>	0,41	kN	
	215,8	kN	
<b>VR<sub>d</sub></b>	<b>216</b>	kN	[eq 4.1.14]
	<b>OK</b>		

(Cl<sub>s</sub> effettivo C35/45 – assunto C32/40).

Il valore (187 kN/m) viene superato nel primo metro sul lato verticale (a partire dall'alto) e nel primo metro sul lato orizzontale (a partire da destra).

a) primo metro sul lato verticale (escludendo i valori di picco in superficie)

$$V_{med} = 240 \text{ kN/m}$$

**TAB. 6.5-3**

Verifica a taglio di sezione rettangolare allo SLU - (armature a taglio verticali)			
azione tagliante sollecitante - <b>VSd</b>	272	kN	
base sezione - $b_w$	1000	mm	
altezza totale sezione - $h$	600	mm	
$c_t$ (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	50	mm	
altezza utile sezione - $d$	550	mm	
$z$ braccio della coppia interna = 0.9d o 0.8h	495		
$f_{ck}$	32	MPa	
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1,5$	18,13	MPa	
$f_{ywd}$	391,3	MPa	
$v$ utilizzato = 0.5	0,50		
$\cot \theta$	1,000		1,0 < $\cot \theta$ < 2,5 [4.1.16]
$\theta$ (°)	45,00		
numero bracci staffe - $n$	5		
staffe $\varnothing$	12	mm	
Area staffa singola - $A_{st}$	113,1	mm <sup>2</sup>	
passo staffe - $s$	200	mm	
$A_{st} / s$	2,83	mm <sup>2</sup> /mm	
taglio che provoca la rottura nel puntone di calcestruzzo - <b>VRcd</b>	2244,0	kN	[eq 4.1.19]
taglio che provoca lo snervamento dell'armatura specifica - <b>VRsd</b>	547,7	kN	[eq 4.1.18]
<b>sezione verificata</b>			
condizione da soddisfare: $A_{sw} \cdot f_{ywd} / (b_w \cdot s) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$	0,22	≤	4,53
<b>condizione soddisfatta</b>			

Si dispongono spilli  $\varnothing 12/200 \times 200$  su una superficie di 1.5x1.5 m.

b) primo metro sul lato orizzontale

$$V_{med} = (832+214)/2 = 523 \text{ kN/m} < V_{Rsd} = 547 \text{ kN/m}$$

Si dispongono spilli  $\varnothing 12/200 \times 200$  su una lunghezza di 1.5 m e per tutta l'altezza del lato verticale sino all'attacco con l'orecchia.

## 6.6. PARAGHIAIA

Analogamente a quanto sviluppato per l'Orecchia anche il paraghiaia (spessore 0.50 m) viene trattato in base alla massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere.

$$a_g = 0.376 ; k_v = 0.188 ; k_E = 0.53$$

Considerato che l'altezza del paraghiaia è condizionato dall'altezza della trave e che questa, per gli impalcati in CAP utilizzati nel presente progetto, può arrivare a 1.6 m, si sviluppa un'analisi di validità generale per altezze di paraghiaia sino a 2.8 m.

Volendo attribuire alla presente trattazione una validità generale per tutti i paraghia presenti su spalle che sostengono impalcati in CAP, chiuse o aperte che siano:

- si assume un coefficiente di spinta peggiorativo valutato in condizioni 'a riposo' ( $1 - \sin 38^\circ = 0.38$ ), da prendersi in conto in realtà solo per le spalle chiuse
- si considera l'inerzia del terreno inscatolato (per una lunghezza retrostante pari a 4.15 m), da prendersi in conto in realtà solo per le spalle chiuse.

### 6.6.1.1 Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica

Si considera una fascia di lunghezza unitaria.

- Azioni verticali

$$\text{Peso proprio} : 25 \cdot 0.50 \cdot 2.8 = 35.0 \text{ kN}$$

- Azioni orizzontali

$$\text{Peso proprio} : q = 0.376 \cdot 25 \cdot 0.50 = 4.7 \text{ kN/m}$$

$$\text{Terreno inscatolato} : q = 0.376 \cdot 19.5 \cdot 4.15 = 30.4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spinta delle terre} : q_{\max} = 19.5 \cdot 0.53 \cdot 2.8 = 29.9 \text{ kN/m}$$

- Sollecitazioni alla base

$$N = 35.0 \text{ kN} ; \quad H = (4.7 + 30.4) \cdot 2.8 + 29.9 \cdot 2.8 / 2 = 140.1 \text{ kN}$$

$$M = (4.7 + 30.4) \cdot 2.8^2 / 2 + 29.9 \cdot 2.8^2 / 6 = 176.6 \text{ kNm}$$

#### 6.6.1.2 Sollecitazioni – SLU: Fase Statica

- Azioni verticali

Peso proprio : 35.0 kN

Azione  $Q_{1k}$  = 300 kN (n°2 carichi posti a distanza trasversale 2.0 m)

- Azioni orizzontali

Spinta delle terre :  $q_{max} = 19.5 \cdot 0.38 \cdot 2.8 = 20.7$  kN/m

Sovraccarico :  $q = 25.0 \cdot 0.38 = 9.5$  kN/m

Azione di Frenatura :  $H = 180$  kN

- Sollecitazioni alla base

Si considera una diffusione delle azioni concentrate a 45°.

Di conseguenza i carichi  $Q_{1k}$  vengono considerati agenti su una lunghezza trasversale pari a:

$$B1 = 2.0 + 2 \cdot 2.8 = 7.6 \text{ m}$$

mentre l'azione da Frenatura viene considerata agente su una lunghezza trasversale pari a:

$$B2 = 2 \cdot 2.8 = 5.6 \text{ m}$$

$$N = 1.35 \cdot 35.0 + 1.35 \cdot 300 / 7.0 = 100.5 \text{ kN/m}$$

$$H = 1.35 \cdot 20.7 \cdot 2.8 / 2 + 1.50 \cdot 9.5 \cdot 2.8 + 1.35 \cdot 180 / 5.6 = 122.4 \text{ kN/m}$$

$$M = 1.35 \cdot 20.7 \cdot 2.8^2 / 6 + 1.50 \cdot 9.5 \cdot 2.8^2 / 2 + 1.35 \cdot 180 \cdot 2.5 / 5.6 = 213.9 \text{ kN/m}$$

#### 6.6.1.3 Sollecitazioni – SLE

$$N = 35.0 + 300 / 7.6 = 74.5 \text{ kN/m}$$

$$M = 20.7 \cdot 2.8^2 / 6 + 9.5 \cdot 2.8^2 / 2 + 180 \cdot 2.8 / 5.6 = 154.3 \text{ kN/m}$$

#### 6.6.1.4 Verifiche SLE: Fessurazione

Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura verticale costituita da  $\varnothing 20/100$  controterra e  $\varnothing 16/200$  all'esterno

TAB. 6.6-1

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
<b>Acciaio B450C</b>			
<b>Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : <math>f_{ck}</math></b>	<b>35</b>	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	500	mm	
r : Ricoprimento barre tese	80	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	80	mm	
n° barre armatura tesa	10		
$\phi$ : Diametro medio armatura tesa	20	mm	
A <sub>s</sub> : Armatura tesa	3.142	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	100	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ $\phi$ /2]	90	mm	
n° barre armatura compressa	5		
$\phi'$ : Diametro medio armatura compressa	16	mm	
A <sub>s'</sub> : Armatura compressa	1.005	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ $\phi'$ /2]	88	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	154,3	kNm	
N : Sforzo normale	74,5	kN	
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità $\phi$	0,0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E <sub>cm</sub> = [22000*((f <sub>ck</sub> +8)/10) <sup>0,3</sup> ](1+ $\phi$ )	34.077	N/mm <sup>2</sup>	
$\alpha$ = E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	6,16		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a pressoflessione</b>			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	115	mm	
$\sigma_c$ : Tensione calcestruzzo	7,58	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s$ : Tensione acciaio teso	119,18	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s'$ : Tensione acciaio compresso	10,31	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)</b>			
u = M/N - h/2	1821	mm	>-h/3
d = h-c+u	2231	mm	
d' = c'+u	1909	mm	
p = u <sup>2</sup> *2*n*(A <sub>s'</sub> *d'+A <sub>s</sub> *d)/b	3,21E+06	mm <sup>2</sup>	
q = u <sup>3</sup> *3*n*(A <sub>s'</sub> *d'+A <sub>s</sub> *d <sup>2</sup> )/b	5,68E+09	mm <sup>3</sup>	
Q=(-p) <sup>3</sup> +q <sup>2</sup>	2,18E+02	mm <sup>6</sup>	
z	1937	mm	
	0,00000		
v = z - u	115	mm	
Sn = b*v <sup>2</sup> /2 + n*A <sub>s'</sub> *(v-c)-n*A <sub>s</sub> *(h-c-v)	1,13E+06	mm <sup>3</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>fctd</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha$ *(A <sub>s</sub> +A <sub>s'</sub> )]	525.555	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1,29E+08	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>e</sub> : baricentro [S/A]	246	mm	
J : momento d'inerzia	1,11E+10	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>e</sub> g]	4,50E+07	mm <sup>3</sup>	
f <sub>ctm</sub>	3,21		
$\sigma_c$ : f <sub>ctm</sub> /1,2	2,67	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>fess</sub> = ( $\sigma_c$ + N/A)*W	126,7	kNm	
<b>M<sub>fess</sub> &lt; M : occorre procedere a verifica di apertura fessure</b>			

Verifica allo stato limite di apertura delle fessure	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Elementi preparatori</b>			
$A_{cl}$ : Area "effettiva" cls = $\text{Min}[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]$	128,177	mm <sup>2</sup>	
$\rho$ : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0,0245		
$w_{amm}$ : apertura ammissibile fessura	0,20	mm	
$E_s$ : modulo elasticità acciaio	200.000	N/mm <sup>2</sup>	
$i_s$ : distanza tra barre tese min	100	mm	
$k_t$	0,4		0,6: breve durata; 0,4: lunga durata
$k_1$	0,80		barre aderenza migliorata
$k_2$	0,50		flessione
$k_3$	3,40		
$k_4$	0,425		
<b>Distanza media tra le fessure "<math>s_{rm}</math>"</b>			
limite spaziatura barre : $5*(r+\phi/2)$	450	mm	
controllo spaziatura	100	mm	OK
<b>Distanza media tra le fessure "<math>\Delta_{sm}</math>"</b>			
$\Delta_{sm} = k_3*r + k_1*k_2*k_4*\phi/\rho$	410,7200	%	
<b>Deformazione unitaria media dell'armatura "<math>\epsilon_{sm}</math>"</b>			
$\epsilon_{sm} = \text{Max}[(\sigma_s - k_t*\sigma_{f,adm})/\rho*(1+\alpha*\rho)/E_s] ; 0,6*\sigma_s/E_s$	0,0003		
<b>Apertura delle fessure "<math>w_k</math>"</b>			
$w_k = s_{rm}*\epsilon_{sm}$	0,140	mm	<wamm=0,2

La verifica risulta soddisfatta.

#### 6.6.1.5 Verifiche SLU: Taglio

Il Taglio massimo risulta attinto nella Fase Sismica (140.5 kN). Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura verticale costituita da  $\phi 16/200$ . Prudenzialmente si trascura l'effetto benefico dell'azione normale di compressione.

TAB. 6.6-2

#### VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - Vsd	140,5	kN	
base bw	1000	mm	
altezza h	500	mm	
n° barre armatura tesa	5		
$\phi$ diametro medio armatura tesa	16	mm	
Asl (tesa)	1005	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	432	mm	
$\rho_l$	0,00233		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	500000	mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{cp}$	0,000	MPa	
fck	35	MPa	
$\gamma$	1,50		
ingranamento inerti = k	1,680		
VRd	175,3	kN	
vmin	0,45	kN	
	194,9	kN	
VRd	195	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

Non risulta necessaria armatura a Taglio.

6.6.1.6 Verifiche SLU: Pressoflessione

FIG. 6.6-1 FASE SISMICA

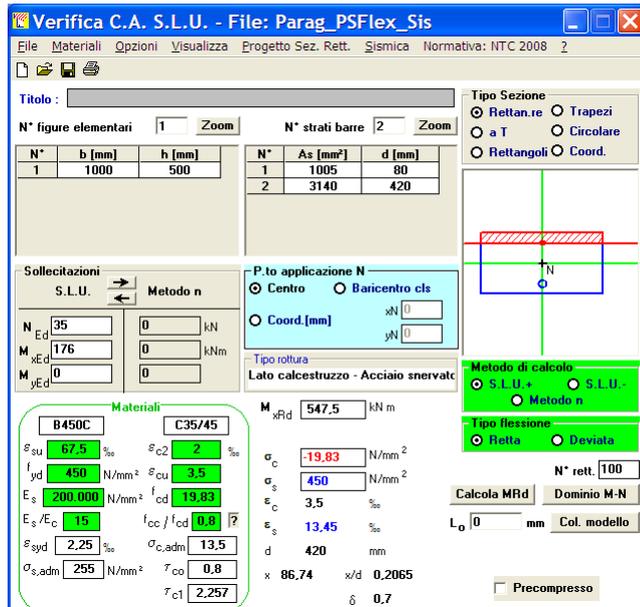
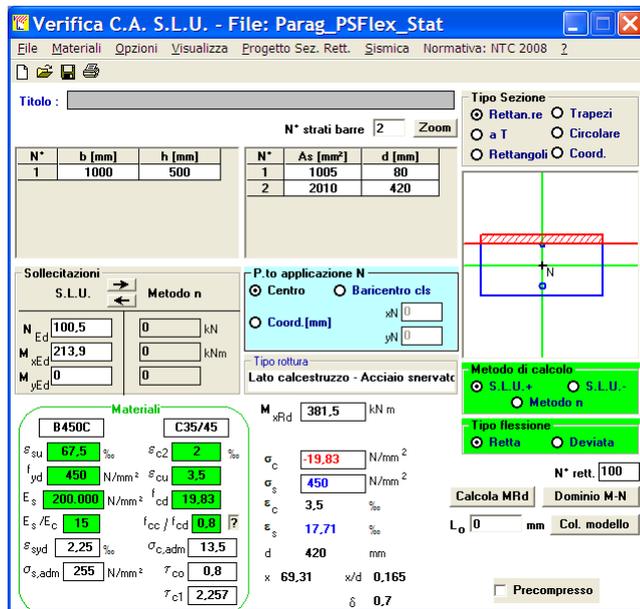


FIG. 6.6-2 FASE STATICA



## 6.7. PULVINO

---

Il pulvino può riguardarsi come un elemento monodimensionale di lunghezza 43.3 m, avente sezione di larghezza 5.60 m e altezza minima 1.50 m.

Esso è appoggiato su vincoli fissi (pali) posti a interasse 3.72 m, mentre i due vincoli estremi trovano a 1.2 m dalle estremità del pulvino.

Le azioni esterne sono rappresentate :

- longitudinalmente dalle azioni verticali trasmesse dagli appoggi, posti a interasse 1.80 m al di sotto del singolo impalcato
- trasversalmente dal momento torcente indotto sia dalle azioni orizzontali dovute alla spinta delle terre sia dalle azioni sul piano trasversale (del pulvino) dovute alle azioni orizzontali trasmesse dagli appoggi

### 6.7.1. Armatura longitudinale

Si considera, a favore di sicurezza, che l'appoggio generico sia intermedio all'interasse pali ( $3.72/2 = 1.86$  m).

Si considera, a favore di sicurezza, che i coefficienti  $\psi$  non siano minori dell'unità.

Si ricorda che, da Tab. 5.2-1 la risultante dei carichi mobili agisce a 4.44 m dal bordo esterno dell'impalcato (e quindi dal bordo esterno del pulvino) e che l'azione totale indotta da Vento vale 178 kN ed è posta a 2.23 m dall'estradosso pulvino.

Per semplicità ed a favore di sicurezza si assume un braccio della coppia interna del pulvino pari alla sua altezza decrementata di 200mm (copriferri).

Si adotta un meccanismo 'tirante/puntone' – lecito considerando che la distanza massima dell'azione verticale dall'asse palo è assai simile all'altezza utile del pulvino. La verifica a fessurazione per corpi tozzi non è normata: si assume una limitazione nella tensione dell'acciaio pari a  $160 \text{ N/mm}^2$ .

L'armatura di intradosso è indicata con 'A<sub>si</sub>':

TAB. 6.7-1

Armatura Longitudinale			
		N - kN	
	Sismica	4.915	SLU
	$\Delta kv+$	845	
		5.760	
	Statica	6.635	
	Carichi Mobili	2.352	
		8.987	
	Eccentricità Mobili da bordo pulvino - m	4,44	
	Da bordo a appoggio 1	2,00	
	n° appoggi	10	
	interasse appoggi - m	1,80	
	Eccentricità Mobili da asse appoggi - m	5,66	
	Momento da Mobili - kNm	13.316	
	Incremento da Momento - kN	888	
	Azione 'H' da Vento - kN	113	
	Distanza 'H' da pulvino - m	2,23	
	Momento da Vento - kNm	188	
	Incremento da Momento - kN	13	
	Sismica: max appoggio	576	
	Statica: max appoggio	1.799	
	SLU : max appoggio	1.799	
	Interasse pali - m	3,72	
	Altezza pulvino - m	1,50	
	Larghezza pulvino - m	5,60	
	Braccio coppia interna	1,30	
	T - kN	1.286	
	$A_{si}$ - mm <sup>2</sup>	3.290	
		N - kN	SLE
	Statica	4.915	
	Carichi Mobili	1.742	
		6.657	
	Incremento da Momento (Mobili)- kN	658	
	Incremento da Momento (Vento)- kN	8	
	SLE: max appoggio	1.498	
	T - kN	1.071	
	$A_{si}$ - mm <sup>2</sup>	6.695	

Si arma con 16 $\varnothing$ 25 (7800 mm<sup>2</sup>) disposti all'interno dell'area circolare occupata dal palo (1.2 m) e con  $\varnothing$ 20/100 (3768mm<sup>2</sup>) nella parte restante.

Si è assunta un'altezza pulvino pari a quella minima.

All'estradosso si dispongono ferri  $\varnothing$ 20/100.

### 6.7.2. Armatura trasversale e di parete

Si determina l'armatura trasversale – da palo a palo – operando a favore di sicurezza: si assume lo sforzo normale massimo nel palo e, indipendentemente dal fatto che tale sforzo è già stato assorbito dal tirante longitudinale, si applica nuovamente un meccanismo 'strut&tie' trasversale al 50% dello sforzo nel palo suddetto, assumendo come lunghezza dello sbalzo la distanza tra asse palo e filo paraghiaia (1.8 m).

**TAB. 6.7-2**

Armatura trasversale		
sbalzo - m	1,8	
N max palo - kN	2.837	SLU
T - kN	1.964	
A <sub>si</sub> - mm <sup>2</sup>	5.023	
N max palo - kN	2.151	SLE
T - kN	1.489	
A <sub>si</sub> - mm <sup>2</sup>	9.308	

Si arma con 18Ø25 (8900 mm<sup>2</sup>) disposti su ogni coppia di pali e con Ø20/200 nella parte restante.

All'estradosso si dispongono Ø20/200.

Quale armatura di parete si dispongono n°4+4Ø20.

## 6.8. APPOGGI E BAGGIOLI

### 6.8.1. Appoggi

Si riportano in Tabella gli elementi di dimensionamento degli appoggi su spalla.

**TAB. 6.8-1**

TABELLA APPOGGI			
	N <sub>slu</sub> (kN)	N <sub>sle</sub> (kN)	H (kN)
F	1000	700	560
M	1000	700	
UL	1000	700	550
UT	1000	700	330

Dove:

F, M, UL, UT è la sigla degli appoggi Fisso, Multidirezionale, Unidirezionale Longitudinale e Unidirezionale Trasversale, rispettivamente.

N<sub>slu</sub> ed N<sub>sle</sub> sono le azioni verticali allo SLU ed allo SLE, rispettivamente, mentre H è l'azione tagliante orizzontale sismica allo SLV in direzione consentita dall'appoggio.

In prima approssimazione si suppone che tutti gli appoggi ricevano lo stesso carico verticale.

### 6.8.2. Baggioli

Si conduce una sommaria analisi tendente al dimensionamento del baggiolo per l'appoggio Fisso, Unidirezionale longitudinale e Multidirezionale.

Analisi più approfondite verranno sviluppate nella successiva Fase di Progetto Esecutivo.

Il Baggiolo ha dimensioni in pianta 'a x b = 0.8x0.8 m'. L'altezza massima 'h' è pari a 0.5 m.

- A favore di sicurezza si trascura l'azione normale
- A favore di sicurezza si pone l'azione orizzontale in sommità baggiolo
- A favore di sicurezza si decrementa lo spessore del baggiolo di 100+100 mm (a' x b' = 0.6x0.6 m')
- Si adotta un meccanismo 'tirante puntone'

### 6.8.2.1 Baggioli per appoggi Fissi

L'angolo di inclinazione del puntone rispetto all'orizzontale risulta:

$$\operatorname{tg}\alpha = h/a' = 500/600 = 0.833 \Rightarrow \alpha \approx 40^\circ$$

L'azione verticale di trazione 'T' nel tirante risulta:

$$T = H \cdot \operatorname{tg}\alpha = 560 \cdot 0.833 = 467 \text{ kN} \Rightarrow A_{T,\min} = 467000/391.3 = 1194 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n°5Ø20 verticali su ogni lato, più n°4Ø20 agli spigoli (Lunghezza barre = 1.0 m):

$$A_T = 5 \cdot 314 + 2 \cdot 314 = 2198 \text{ mm}^2$$

Per quanto riguarda l'armatura orizzontale, operando a favore di sicurezza si ha :

$$A_{H,\min} = 560000/391.3 = 1431 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n°5 staffe (complessivamente a 2 bracci) Ø14 sul contorno esterno:

$$A_H = 5 \cdot 2 \cdot 154 = 1540 \text{ mm}^2.$$

### 6.8.2.2 Baggioli per appoggi Unidirezionali

Viene adottata la stessa armatura dei baggioli precedenti.

### 6.8.2.3 Baggioli per appoggi Multidirezionali

Si dispongono 5Ø16 per lato con 4Ø16 ai vertici, e n°5 staffe Ø12 a due bracci sul contorno esterno.

## 6.9. SINTESI ARMATURE

---

### 6.9.1. Pali (Ø1200)

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -4.5 : st Ø16/200; Da quota -4.5 a fine palo: st Ø12/200

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°44Ø30 (L<sub>barra</sub> : 6.0 m); Da quota -4.0 a quota -16.0 : n°20Ø26 (L<sub>barra</sub>: 12.0 m)

Da quota -15.0 a fine palo : n°12Ø20 (L<sub>barra</sub>: 8.0 m)

### 6.9.2. Pulvino

- Armatura in direzione longitudinale Y

Estradosso: Ø20/200; Intradosso: n°16Ø25 sui pali + Ø20/200 fuori dai pali; Parete: n°4+8Ø20

- Armatura in direzione trasversale X: Intradosso: n°18Ø25 sui pali ; Staffoni: Ø20/300

### 6.9.3. Paraghiaia

- Armatura in direzione trasversale Y

Interno: Ø12/200; Esterno: Ø12/200

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: Ø20/100; Esterno: Ø16/200

### 6.9.4. Orecchie

- Armatura in direzione longitudinale X

Interno: Ø16/200; Esterno: Ø16/200

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: Ø12/200; Esterno: Ø12/200

### 6.9.5. Baggioli

Per i baggioli che ospitano appoggi fissi:

- Armatura in direzione verticale:  $n^{\circ}20\varnothing20+n^{\circ}4\varnothing20 - L = 1.0 \text{ m}$
- Armatura in direzione orizzontale:  $n^{\circ}5st\varnothing14 - L \approx 3.2 \text{ m}$

Per i baggioli che ospitano appoggi unidirezionali:

- Armatura in direzione verticale:  $n^{\circ}20\varnothing20+n^{\circ}4\varnothing20 - L = 1.0 \text{ m}$
- Armatura in direzione orizzontale:  $n^{\circ}5st\varnothing14 - L \approx 3.2 \text{ m}$

Per i baggioli che ospitano appoggi multidirezionali:

- Armatura in direzione verticale:  $n^{\circ}20\varnothing16+n^{\circ}4\varnothing16 - L = 1.0 \text{ m}$
- Armatura in direzione orizzontale:  $n^{\circ}5st\varnothing12 - L \approx 3.2 \text{ m}$

## 7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO

---

L'impalcato viene realizzato con 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.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali. Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidezze flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidezze flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Maggiori dettagli sui criteri di calcoli vengono riportate nella parte specifica dedicate all'impalcato.

In Allegato è riportato il dimensionamento dell'Impalcato.



AUTOSTRADA  
REGIONALE  
CISPADANA

**REGIONE EMILIA ROMAGNA**  
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA  
dal casello di Reggio-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13  
**PROGETTO DEFINITIVO**  
**OPERE D'ARTE MAGGIORI**  
AP0 08 'PONTE SUL CANALE DI CAVEZZO'  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

---

## **ALLEGATO: IMPALCATO IN C.A.P.**

---

## 8. UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO

---

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

lunghezza : cm

forza : Kg

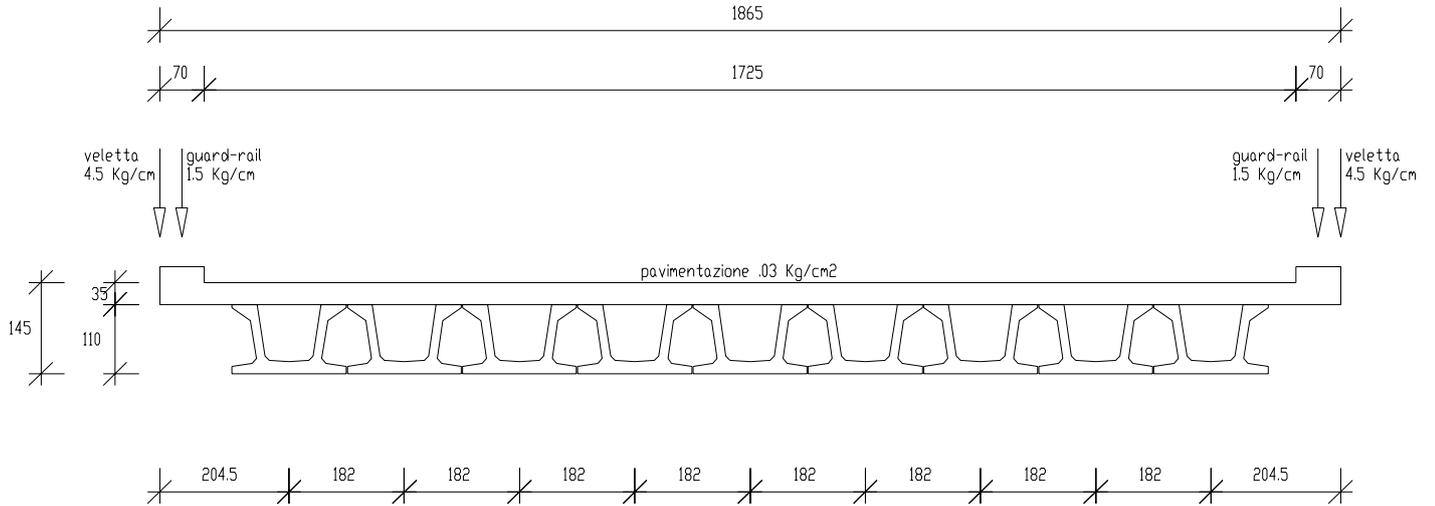
I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici ( =25.4 mm).

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è 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.

## 9. DATI GEOMETRICI IMPALCATO

Luce di calcolo	2200.000
Larghezza cordolo sinistro	70.000
Larghezza carreggiata	1725.000
Larghezza cordolo destro	70.000
Larghezza fuori tutto	1865.000
Tipo travi	UH110
Larghezza sezione	180.000
Lunghezza retrotrave	50.000
Lunghezza ringrosso	100.000
Lunghezza svasatura	50.000
Numero travi	9
Interasse travi	182.000
Eccentricita' travi-soletta	0.000
Spessore medio soletta	35.000
Spessore minimo soletta	20.000
Luce di calcolo soletta	115.000
Spessore medio cordoli	25.000



*Sezione trasversale impalcato*

## 10. 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 porzione di 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 della porzione di soletta a sbalzo gettata in seconda fase, al peso delle sovrastrutture e al peso dei carichi accidentali.

## 11. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI

---

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

Il sistema di precompressione è 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 cassetatura, 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 è 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.

## 12. RESISTENZE DI CALCOLO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

### 12.1. CALCESTRUZZO PER LE TRAVI PREFABBRICATE C45/55

Confezionato con proveniente da cava e con inerte vagliato e lavato 400 daN/mc di cemento Portland.

$$R_{ck} \text{ a tempo infinito} \geq 550.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{ckj} \text{ al taglio trefoli} \geq 400.00 \text{ kg/cm}^2$$

La resistenza caratteristica cilindrica a compressione vale:

$$\text{a tempo infinito} \quad f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 0.83 \times 550 = 456.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{al taglio trefoli} \quad f_{ckj} = 0.83 R_{ckj} = 0.83 \times 400 = 332.00 \text{ kg/cm}^2$$

La resistenza di calcolo a compressione vale:

$$\text{a tempo infinito} \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 456.50 / 1.5 = 258.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{al taglio trefoli} \quad f_{cdj} = \alpha_{cc} f_{ckj} / \gamma_c = 0.85 \times 332.00 / 1.5 = 188.13 \text{ kg/cm}^2$$

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima pari a:

$$f_{cd} = 258.68 \text{ kg/cm}^2$$

La resistenza di calcolo a trazione per flessione vale:

$$\text{a tempo infinito} \quad f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 32.40 / 1.5 = 21.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{al taglio trefoli} \quad f_{ctdj} = f_{ctkj} / \gamma_c = 21.83 / 1.5 = 14.56 \text{ kg/cm}^2$$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

*al taglio dei trefoli*

$$\sigma_{cj} < 0,70 f_{ckj} = 232.40 \text{ Kg/cm}^2$$

*a cadute avvenute*

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 273.90 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (per comb. caratteristica rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 205.43 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (per comb. quasi permanente)}$$

## 12.2.CALCESTRUZZO PER SOLETTA E TRAVERSI C32/40

---

a tempo infinito  $R_{ck} \geq 400.00 \text{ daN/cm}^2$

La resistenza caratteristica cilindrica a compressione vale:

a tempo infinito  $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 0.83 \times 400 = 332.00 \text{ kg/cm}^2$

La resistenza di calcolo a compressione vale:

a tempo infinito  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 332.00 / 1.5 = 188.13 \text{ Kg/cm}^2$

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima pari a:

$$f_{cd} = 188.13 \text{ Kg/cm}^2$$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 199.20 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (per comb. caratteristica rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 149.40 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (per comb. quasi permanente)}$$

### 12.3.ACCIAIO PER C.A.P.

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

carico a rottura  $f_{ptk} \geq 19000.00 \text{ DaN/cm}^2$

carico caratteristico all'1%  $f_{p(1)k} \geq 17000.00 \text{ DaN/cm}^2$

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008/, le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi deve rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni (per armature pretese):

$$\sigma_{spi} \leq 0.90 \times f_{p(1)k} = 0.90 \times 17000.00 = 15300.00 \text{ DaN/cm}^2$$

$$\sigma_{spi} \leq 0.80 \times f_{ptk} = 0.80 \times 19000.00 = 15200.00 \text{ DaN/cm}^2$$

In entrambi i casi è ammessa una sovratensione pari

$$\text{a } 0,05 f_{p(1)k} = 850.00 \text{ DaN/cm}^2$$

In base al punto 11.3.3.3 del D.M. 14/01/2008, nel caso di trefoli stabilizzati (armatura di classe 2), le cadute di tensione  $\Delta\sigma_{pr}$  per rilassamento al tempo  $t$  si possono valutare mediante l'espressione:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$$

Essendo:

$\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;

$$\rho_{1000} = 2.5$$

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 14350 / 19000 = 0.75$$

si ottiene

$$\text{per } t = 1000 \text{ ore} \quad \Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6.825} (1000/1000)^{0.75(1-0.75)} 10^{-5} = 1,52\%$$

$$\text{per } t = 5000 \text{ ore} \quad \Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6.825} (5000/1000)^{0.75(1-0.75)} 10^{-5} = 2,05\%$$

In base ai punti 4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 del D.M. 14/01/2008, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, la tensione massima in esercizio deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_{sp} = 0.8 \times f_{yk} = 0.8 \times 0.85 f_{ptk} = 12920 \text{ DaN/cm}^2$$

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$$f_{ptd} = f_{p(1)k} / \gamma_s = 17000.00 / 1.15 = 14782.61 \text{ DaN/cm}^2$$

## 12.4.ACCIAIO B450C

---

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 caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq 4500.00 \text{ DaN/cm}^2$

La tensione massima per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la seguente limitazione

$$\sigma_s = 0.8 \times f_{yk} = 0.8 \times 4500.00 = 3600 \text{ DaN/cm}^2$$

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4500 / 1.15 = 3913.04 \text{ DaN/cm}^2$$

## 13. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

---

L'impalcato viene realizzato con 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.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de pontes et dalles orthotropes selon la Méthod Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi

delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi;  
graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropica.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una  
struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità  
flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca  
influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra  
ortotropica nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due  
direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai  
legami costitutivi dei materiali.

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

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

$n = n.\text{travi}$  ,  $i = \text{interasse travi}$

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

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\pi x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse  $x$  con eccentricità  $e$ ; per tale carico la deformata ha una legge  $w(x,y;e)$  che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso  $P_m$  ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \text{ sen } (\pi x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \text{ sen } (\pi x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata  $y$  e carico di eccentricità  $e$ , il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità  $e$ , il rapporto fra il carico su una trave di ordinata  $y$  e il carico medio  $1/n$  dove  $n$  è il numero delle travi.

Il valore di  $K(y;e)$  è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

- a) dal rapporto  $y/b$  rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale  $y$  ha sempre lo stesso valore);
- b) dal rapporto  $e/b$  che rappresenta la posizione del carico
- c) dal rapporto di rigidezza torsionale  $\alpha$  (compreso tra 0 e 1);
- d) dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale  $\theta$

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

Per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio si conduce un'analisi statica elastica lineare.

## 14. 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  $x$  è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse  $y$  ortogonalmente.

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

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

Le grandezze  $x$  sono sempre positive;  $x = 1600.00$  e' 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.

## 15. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

Parametri di Massonnet :

Luce di calcolo travi principali	L =	2200
Interasse traversi	L1 =	1
Semilarghezza teorica impalcato	B =	819
Interasse travi	B1 =	182

Trave :

Traverso :

Ap =	13046	Ae =	20 cm <sup>2</sup>
Dp =	84	De =	10 cm
Jp =	34152475	Je =	667 cm <sup>4</sup>
Cp =	9466043	Ce =	667 cm <sup>4</sup>

Larghezza soletta collaborante con trave = 182.00

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

Theta = 1.525      Radice alfa = 1.000

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1a trave che ha una eccentricita'  $y = 728.000$  cm e che risulta essere la piu' sollecitata :

y	-819	-614	-410	-205	0	205	410	614	819
K0	0.02	0.02	-0.01	-0.12	-0.32	-0.32	0.74	4.02	8.65
K1	0.01	0.01	0.03	0.09	0.24	0.62	1.51	3.18	4.75
K $\alpha$	0.01	0.01	0.03	0.09	0.24	0.62	1.51	3.18	4.75

Si calcolano i coefficienti d'influenza del traverso nella sezione  $y = 0.00$  (  $y=0$  in asse travi ).

$\mu\alpha$	-.0028	-.0044	-.0070	-.0033	0.0521	-.0033	-.0070	-.0044	-.0028
-------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

## 16. ANALISI DEI CARICHI

### 16.1. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI

Peso proprio trave (tratto in campata)	16.690 Kg/cm
(tratto d'estremita')	22.851 Kg/cm
Peso della soletta (1a fase)	25.856

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

Paviment. ( 0.030 Kg/cm <sup>2</sup> ) (2a fase)	5.750 Kg/cm/trave
Peso dei cordoli (2a fase)	0.972

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

carico	Kg/cm	ecc. y	K Massonnet	μ Massonnet
guard-rail	1.5000	897.500	5.172	-.00226
guard-rail	1.5000	-897.500	0.003	-.00226
veletta	4.5000	932.500	5.381	-.00196
veletta	4.5000	-932.500	0.002	-.00196

## 16.2. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI VARIABILI

---

### 16.2.1. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m.

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti di 1<sup>a</sup> Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi

TABELLA 1 INTENSITÀ DEI CARICHI CONCENTRATI  $Q_{ik}$  E DI QUELLI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI  $q_{ik}$  PER LE DIVERSE CORSIE

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kg]	$q_{ik}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	30000	0.090
Corsia Numero 2	20000	0.025
Corsia Numero 3	10000	0.025
Altre corsie	0.00	0.025

Categoria ponte : 1<sup>a</sup>

Disposizione carichi mobili per verificare la 1a trave:

Posizione	Intensità		Eccentricità (cm)	K Massonet
	Carico asse $Q_{ik}$ [kg]	$q_{ik}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]		
Corsia Numero 1	30000	0.090	712.500	4.101
Corsia Numero 2	20000	0.025	412.500	1.531
Corsia Numero 3	10000	0.025	112.500	0.407
Corsia Numero 4	0	0.025	-187.500	0.095
Corsia Numero 5	0	0.025	-487.500	0.022
Rimanente	0	0.025	-750.000	0.007

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

### **16.2.2. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE**

Tali azioni generano forze agenti nel piano x-y dell'impalcato (vd. Cap.8 Sistema di riferimento - L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente), ed in particolare lungo l'asse x longitudinale. Le suddette forze generano a loro volta delle sollecitazioni che risultano trascurabili considerata l'elevata rigidità della struttura nel proprio piano. Pertanto nel valutare lo stato di sollecitazione delle travi in cap e della soletta collaborante non si considerano le azioni di frenamento o di accelerazione.

### **16.2.3. AZIONE DI NEVE E VENTO – RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI**

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico. Essendo questi ultimi più onerosi per la struttura il carico da neve non viene considerato. Per quanto riguarda il vento e le resistenze passive dei vincoli vale quanto già esplicitato in precedenza per frenatura ed accelerazione; tali carichi risultano significativi per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio e per le sottostrutture.

## 17. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA TRAVE PREFABBRICATA

### 17.1. PRECOMPRESSIONE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM) - N(KG)

Xsezione	taglio trefoli		cadute taglio trefoli - getto soletta		cadute getto soletta - tempo infinito	
	Nprec	Mprec	DNprec	DMprec	DNprec	DMprec
0	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-
44	-	-	-	-	-	-
66	518609	-11376914	-48366	1061025	-44985	3324284
88	518609	-11376914	-48154	1056376	-44455	3285174
110	518609	-11376914	-47947	1051836	-43938	3246933
132	518609	-11376914	-47745	1047396	-43432	3209535
154	518609	-11376914	-47547	1043056	-42937	3172977
176	518609	-11376914	-47354	1038816	-42454	3137259
198	518609	-11376914	-47165	1034675	-41982	3102382
220	518609	-11376914	-46981	1030634	-41521	3068345
242	518609	-11376914	-46801	1026693	-41072	3035148
264	718074	-17258365	-79720	1916003	-68513	5204964
286	718074	-17258365	-79463	1909825	-67876	5156560
308	718074	-17258365	-79213	1903813	-67256	5109446
330	718074	-17258365	-78969	1897965	-66653	5063623

352	718074	-17258365	-78733	1892282	-66067	5019091
374	718074	-17258365	-78503	1886763	-65498	4975850
396	718074	-17258365	-78280	1881410	-64945	4933899
418	718074	-17258365	-78064	1876221	-64410	4893240
440	718074	-17258365	-77855	1871197	-63892	4853871
462	877646	-22642130	-110878	2860514	-89539	6960385
484	877646	-22642130	-110624	2853948	-88913	6911715
506	877646	-22642130	-110378	2847613	-88309	6864752
528	877646	-22642130	-110142	2841509	-87727	6819498
550	877646	-22642130	-109914	2835635	-87167	6775951
572	877646	-22642130	-109695	2829991	-86628	6734111
594	877646	-22642130	-109485	2824577	-86112	6693980
616	877646	-22642130	-109284	2819394	-85618	6655556
638	877646	-22642130	-109092	2814441	-85146	6618840
660	877646	-22642130	-108909	2809719	-84695	6583831
682	877646	-22642130	-108735	2805226	-84267	6550530
704	877646	-22642130	-108570	2800965	-83860	6518937
726	877646	-22642130	-108414	2796933	-83476	6489052
748	877646	-22642130	-108266	2793132	-83114	6460875
770	877646	-22642130	-108128	2789562	-82773	6434405
792	877646	-22642130	-107998	2786221	-82454	6409643
814	877646	-22642130	-107878	2783111	-82158	6386589
836	877646	-22642130	-107766	2780232	-81883	6365242
858	877646	-22642130	-107664	2777583	-81631	6345603
880	877646	-22642130	-107570	2775164	-81400	6327672
902	877646	-22642130	-107485	2772975	-81191	6311448

924	877646	-22642130	-107409	2771017	-81005	6296933
946	877646	-22642130	-107342	2769290	-80840	6284125
968	877646	-22642130	-107284	2767792	-80697	6273025
990	877646	-22642130	-107235	2766525	-80576	6263632
1012	877646	-22642130	-107195	2765489	-80477	6255947
1034	877646	-22642130	-107164	2764682	-80400	6249970
1056	877646	-22642130	-107141	2764106	-80346	6245701
1100	877646	-22642130	-107123	2763646	-80302	6242285

## 17.2.MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM)

sezione (cm)	M peso trave	M peso soletta	M perm. 2ª fase	M var. 2ª fase
0	0	0	0	0
22	408528	619464	293026	1099421
44	805996	1226414	580132	2176198
66	1192489	1820849	861318	3230332
88	1568880	2402770	1136585	4261822
110	1936457	2972176	1405931	5270668
132	2295921	3529068	1669359	6256870
154	2647307	4073445	1926866	7220429
176	2990615	4605308	2178454	8161344
198	3325846	5124657	2424122	9079615
220	3652998	5631491	2663870	9975243
242	3972073	6125811	2897699	10848226

264	4283070	6607616	3125608	11698567
286	4585989	7076907	3347597	12526263
308	4880830	7533684	3563666	13331316
330	5167593	7977946	3773816	14113725
352	5446278	8409694	3978046	14873490
374	5716886	8828927	4176356	15610612
396	5979416	9235646	4368747	16325089
418	6233868	9629850	4555218	17016924
440	6480242	10011540	4735769	17686114
462	6718538	10380716	4910400	18332661
484	6948756	10737377	5079112	18956564
506	7170897	11081523	5241904	19557823
528	7384960	11413156	5398777	20136439
550	7590945	11732273	5549729	20692411
572	7788852	12038877	5694762	21225739
594	7978681	12332966	5833875	21736423
616	8160432	12614540	5967069	22224464
638	8334106	12883601	6094343	22689861
660	8499702	13140146	6215697	23132614
682	8657219	13384178	6331131	23552724
704	8806659	13615694	6440646	23950190
726	8948022	13834697	6544241	24325012
748	9081306	14041185	6641916	24677191
770	9206512	14235158	6733672	25006726
792	9323641	14416618	6819507	25313617

814	9432692	14585562	6899423	25597864
836	9533665	14741993	6973420	25859468
858	9626560	14885909	7041496	26098428
880	9711377	15017310	7103653	26314744
902	9788117	15136197	7159891	26508416
924	9856778	15242570	7210208	26679445
946	9917362	15336428	7254606	26827830
968	9969868	15417772	7293084	26953572
990	10014296	15486601	7325643	27056669
1012	10050647	15542916	7352281	27137123
1034	10078919	15586716	7373000	27194934
1056	10099114	15618002	7387800	27230100
1100	10115269	15643031	7399639	27232502

### 17.3.TAGLIO - SOLLECITAZIONI - V(KG)

sezione (cm)	V peso trave	V peso soletta	V perm. 2 <sup>a</sup> fase	V var. 2 <sup>a</sup> fase
0	18821	28442	13454	50488
22	18318	27873	13185	49816
44	17815	27304	12916	49145
66	17328	26735	12647	48473
88	16899	26167	12378	47801
110	16523	25598	12109	47129
132	16156	25029	11839	46457

154	15789	24460	11570	45785
176	15421	23891	11301	45113
198	15054	23322	11032	44441
220	14687	22754	10763	43770
242	14320	22185	10494	43098
264	13953	21616	10225	42426
286	13585	21047	9956	41754
308	13218	20478	9687	41082
330	12851	19909	9418	40410
352	12484	19340	9149	39738
374	12117	18772	8880	39066
396	11750	18203	8610	38394
418	11382	17634	8341	37723
440	11015	17065	8072	37051
462	10648	16496	7803	36379
484	10281	15927	7534	35707
506	9914	15359	7265	35035
528	9547	14790	6996	34363
550	9179	14221	6727	33691
572	8812	13652	6458	33019
594	8445	13083	6189	32348
616	8078	12514	5920	31676
638	7711	11946	5651	31004
660	7343	11377	5382	30332
682	6976	10808	5112	29660

704	6609	10239	4843	28988
726	6242	9670	4574	28316
748	5875	9101	4305	27644
770	5508	8533	4036	26972
792	5140	7964	3767	26301
814	4773	7395	3498	25629
836	4406	6826	3229	24957
858	4039	6257	2960	24285
880	3672	5688	2691	23613
902	3305	5120	2422	22941
924	2937	4551	2153	22269
946	2570	3982	1884	21597
968	2203	3413	1614	20926
990	1836	2844	1345	20254
1012	1469	2275	1076	19582
1034	1102	1707	807	18910
1056	734	1138	538	18238
1100	0	0	0	16894

## 17.4.MOMENTO TORCENTE - SOLLECITAZIONI - T(KGCM)

sezione (cm)	T accid. 2ª fase	T perm. 2ª fase
0	889662	957218
22	908436	952533
44	927210	947848
66	945984	943163
88	964758	938478
110	983532	933794
132	1002305	929109
154	1021079	924424
176	1039853	919739
198	1058627	915054
220	1077401	910369
242	1075809	896773
264	1074217	883176
286	1072624	869580
308	1071032	855984
330	1069440	842388
352	1067848	828791
374	1066256	815195
396	1064663	801599
418	1063071	788002
440	1061479	774406

462	1038181	753229
484	1014883	732053
506	991585	710876
528	968287	689699
550	944990	668523
572	921692	647346
594	898394	626169
616	875096	604992
638	851798	583816
660	828500	562639
682	789359	535955
704	750219	509271
726	711078	482586
748	671937	455902
770	632797	429218
792	593656	402534
814	554515	375850
836	515374	349165
858	476234	322481
880	437093	295797
902	393320	266217
924	349547	236638
946	305774	207058
968	262001	177478
990	218229	147899
1012	174456	118319

1034	130683	88739
1056	86910	59159
1100	-636	0

## 18. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE 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 semi - incastrata.

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

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta considerando il carico associato allo Schema 2 illustrato nel D.M. 14.01.2008 - punto 5.1.3.3.5

Tale schema, considerato autonomamente e assunto a riferimento solo per verifiche locali, è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico (di dimensioni 35x65 cm) poste ad un interasse di 200 cm: il carico totale asse è pari a 400 kN.

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire attraverso una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante

Il momento minimo dato dall'effetto locale, invece, viene valutato

con uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

<b>SOLETTA - MOMENTI FLETTENTI - VALORI CARATTERISTICI</b>			
<i>TIPO DI CARICO</i>	<i>GLOBALI</i>	<i>LOCALI,POSITIVI</i>	<i>LOCALI,NEGATIVI</i>
PERMANENTI	-	96,43	-96,43
PERMANENTI NON STRUTTURALI	-45,96482816	33,06	-33,06
ACCIDENTALI (positivi)	1420,872805	1325,28	-
ACCIDENTALI (negativi)	-608,5088227	-	-1324,98

I valori sopra riportati andranno poi moltiplicati per i rispettivi coefficienti di combinazione a seconda dello stato limite considerato.

## 19. TRAVE PREFABBRICATA UH110

Coeff. torsione (per calcolo Massonnet) = 9466043.000

Area torsionale (per calcolo tensioni) = 11227.0000

Sezione larga 180.000 cm

Vertice n.	sezione di estremita'		sezione in campata	
	y	z	y	z
1	-90.000	0.000	-90.000	0.000
2	-90.000	7.000	-90.000	7.000
3	-90.000	12.008	-90.000	12.008
4	-58.600	16.500	-58.600	16.500
5	-51.900	24.700	-51.900	24.700
6	-60.800	84.300	-60.800	84.300
7	-90.000	105.000	-90.000	105.000
8	-90.000	105.000	-90.000	105.000
9	-90.000	110.000	-90.000	110.000
10	-90.000	110.000	-90.000	110.000
11	-36.440	110.000	-50.500	110.000
12	-24.250	27.000	-38.200	28.100
13	-17.000	20.410	-31.300	21.600



14	0.000	19.000	0.000	19.000
15	17.000	20.410	31.300	21.600
16	24.250	27.000	38.200	28.100
17	36.440	110.000	50.500	110.000
18	90.000	110.000	90.000	110.000
19	90.000	110.000	90.000	110.000
20	90.000	105.000	90.000	105.000
21	90.000	105.000	90.000	105.000
22	60.800	84.300	60.800	84.300
23	51.900	24.700	51.900	24.700
24	58.600	16.500	58.600	16.500
25	90.000	12.008	90.000	12.008
26	90.000	7.000	90.000	7.000
27	90.000	0.000	90.000	0.000
28	90.000	0.000	90.000	0.000
29	-90.000	0.000	-90.000	0.000
Sezione in campata	Spessore complessivo anime	=	28.400	
	Area sezione di calcestruzzo	=	6675.856	
	quota z baricentro	=	41.685	
	J baricentrico	=	9497083.126	
Sezione di estremita'	Spessore complessivo anime	=	55.600	
	Area sezione di calcestruzzo	=	9140.439	
	quota z baricentro	=	48.202	
	J baricentrico	=	12163086.700	

## 20. ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE

Tipo acciaio : 6/10" stabilizzato.

Numero trefoli : 44

Per contenere le tensioni entro i limiti consentiti dalle norme vengono disposte verso le sezioni di estremità della trave 18 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
105.00	2		
99.00			
80.00			
60.00			
43.50	2		
37.50			
31.50			
25.50			

20.50	2		
15.50	2		
10.50	16	10	200.00
5.50	20	8	400.00

ascissa	cavo risultante		sezione sola trave		
	Asp	dsp	At	dt	Jt
0.00	<sezione non precompressa>				
57.00	36.140	19.154	8974.1	46.94	12095946
1100.00	61.160	14.705	6981.7	40.50	9849007

ascissa	sezione trave + soletta		
	At	dt	Jt
0.00	<sezione non precompressa>		
57.00	19316.6	90.08	44332246
1100.00	17324.2	92.44	42450599

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 = 295.50

Tensione iniziale di precompressione = 14350.00

(nel determinare le forze di precompressione presenti nella sezione della trave si riduce prudenzialmente la tensione iniziale di tiro di 150 daN/cm<sup>2</sup> e quindi si utilizza una tensione iniziale sul trefolo pari a  $14500 - 150 = 14350$  kg/cm<sup>2</sup>)

## 21. CADUTE DI TENSIONE

### 21.1. RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione  $\Delta\sigma_{pr}$  per rilassamento al tempo  $t$  ad una temperatura di 20 °C può assumersi pari ai valori calcolati con le seguenti formule:

$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$	Classe 2	Trecce, filo o trefolo stabilizzato	[ $\rho_{1000} = 2,5$ ]
----------------------------------------------------------------------------------------------	----------	-------------------------------------	-------------------------

dove:

$\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;

$\rho_{1000}$  è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 °C e a partire da una tensione iniziale pari a 0,7 della resistenza  $f_p$  del campione provato;

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk};$$

$f_{pk}$  è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;

$t$  è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte per un tempo  $t = 500000$  ore.

Si ottiene così:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} = 06.66 \times 2.5 \times e^{6.825} (500)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 4.87 \%$$

## 21.2.RITIRO DEL CALCESTRUZZO

---

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a:

$$\text{Eps cs} = 0.000300$$

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

$$\text{Delta } \sigma_{sp} = -(0.000300 \times 2000000) = -600.00$$

## 21.3.VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO

---

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) al fine del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio si assume, secondo le norme (D.M. 14.01.2008 - punto 11.2.10.7), pari a 2.30 volte la deformazione elastica.

## 21.4.RIPARTIZIONE PERCENTUALE DELLE CADUTE DI TENSIONE NELLE FASI

	Rilass.	Ritiro	Viscosità
Posa in tens. - taglio trefoli	0	0	0
Taglio trefoli - getto soletta	0.5	0.5	0.5
Getto soletta - tempo infinito	0.5	0.5	0.5

## 22. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

---

### 22.1.S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

---

#### 22.1.1. PROCEDIMENTO DI CALCOLO DELLE TENSIONI NELLE SEZIONI DI VERIFICA

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica 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 e del cls tra le travi

##### *SECONDA FASE (TRAVE + SOLETTA)*

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

Per la precompressione  $P$ , per le azioni permanenti  $G$  e per le azioni variabili considerate  $Q$ , si assumono, nella combinazione di carico allo

stato limite delle tensioni di esercizio

combinazione caratteristica (rara)  $G_1 + G_2 + P + Q$

dove

$G_1$  = permanenti strutturali

$G_2$  = permanenti non strutturali

P = precompressione

Q = azioni variabili

### **22.1.2. 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 0.00

per ritiro calcestruzzo 0.00

Sforzo iniziale di precompressione (al taglio dei trefoli) :

$N_{pi} = A_{sp} \times ( 14350.00 - 0.00 )$

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

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:

$\sigma_e$  e all'estradosso della trave

$\sigma_i$  e 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	-344.09
per ritiro calcestruzzo	-300.00

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

per viscosità  $\Delta \sigma_{sp} = -(0.333 \times 2.300 \times 6.00 \times \sigma_c)$

dove  $\sigma_c$  è la tensione nel calcestruzzo in corrispondenza del baricentro dell'armatura di precompressione.

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

$$\Delta N_p = A_{sp} \times \Delta \sigma_{sp}$$

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

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:



$\sigma_e$  e all'estradosso della trave

$\sigma_i$  i all'intradosso della trave

*SECONDA FASE (TRAVE + SOLETTA)*

d) impalcato scarico

Le residue cadute di tensione nell'acciaio sono:

per rilassamento acciaio	-344.09
per ritiro calcestruzzo	-300.00

che saranno ancora costanti lungo la trave, mentre

$$\text{per viscosità} \quad \Delta\sigma_{sp} = -(0.667 \times 2.300 \times 6.00 \times \sigma_c)$$

con  $\sigma_c$  tensione nel calcestruzzo in corrispondenza del baricentro dei trefoli.

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

### 22.1.3. TENSIONI LONGITUDINALI NELLA TRAVE IN C.A.P. E NELLA SOLETTA

sezione (cm)	FASE A		FASE B		FASE C	
	$\sigma$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	$\sigma$ inf
66	3,405	118,709	3,876	107,168	16,790	99,467
88	6,075	117,117	6,544	105,626	23,585	95,464
110	8,682	115,563	9,149	104,121	30,228	91,551
132	11,231	114,042	11,696	102,649	36,726	87,724
154	13,723	112,556	14,186	101,210	43,077	83,983
176	16,158	111,104	16,619	99,805	49,282	80,328
198	18,536	109,686	18,995	98,432	55,341	76,758
220	20,856	108,303	21,314	97,092	61,254	73,275
242	23,119	106,953	23,575	95,786	67,021	69,878
264	11,850	157,784	13,900	138,284	60,662	110,730
286	13,994	156,521	16,037	137,084	66,120	107,573
308	16,080	155,291	18,117	135,915	71,433	104,500
330	18,110	154,095	20,140	134,779	76,600	101,511
352	20,082	152,933	22,106	133,675	81,622	98,606
374	21,997	151,805	24,015	132,603	86,498	95,786
396	23,855	150,710	25,868	131,562	91,229	93,049
418	25,656	149,649	27,663	130,554	95,814	90,397
440	27,399	148,622	29,401	129,578	100,253	87,829
462	13,346	191,191	17,649	163,546	90,898	120,856
484	14,971	190,244	19,264	162,663	95,029	118,506
506	16,538	189,331	20,822	161,811	99,016	116,239
528	18,049	188,450	22,323	160,989	102,857	114,054

550	19,502	187,603	23,768	160,199	106,553	111,951
572	20,899	186,790	25,156	159,440	110,105	109,931
594	22,238	186,009	26,487	158,711	113,511	107,993
616	23,521	185,261	27,762	158,014	116,773	106,138
638	24,746	184,547	28,980	157,348	119,889	104,365
660	25,915	183,866	30,141	156,712	122,861	102,674
682	27,026	183,218	31,246	156,108	125,688	101,067
704	28,081	182,604	32,294	155,534	128,369	99,541
726	29,078	182,023	33,286	154,992	130,906	98,098
748	30,019	181,474	34,220	154,481	133,298	96,737
770	30,902	180,959	35,098	154,000	135,545	95,459
792	31,729	180,478	35,920	153,551	137,647	94,264
814	32,498	180,029	36,685	153,133	139,604	93,151
836	33,210	179,614	37,393	152,745	141,416	92,120
858	33,866	179,232	38,044	152,389	143,083	91,172
880	34,464	178,883	38,639	152,063	144,605	90,306
902	35,006	178,568	39,177	151,769	145,982	89,522
924	35,490	178,285	39,659	151,505	147,214	88,822
946	35,918	178,036	40,084	151,273	148,301	88,203
968	36,288	177,820	40,452	151,071	149,243	87,667
990	36,602	177,638	40,764	150,901	150,040	87,214
1012	36,858	177,488	41,019	150,762	150,693	86,843
1034	37,058	177,372	41,217	150,653	151,200	86,554
1056	37,200	177,289	41,359	150,576	151,563	86,348
1100	37,314	177,222	41,472	150,514	151,852	86,183

sezione (cm)	FASE D			FASE E		
	$\sigma$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ soletta sup	$\sigma$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ soletta sup
66	15,531	89,408	1,540	17,199	80,246	6,655
88	22,340	85,524	1,522	24,542	73,436	8,270
110	28,998	81,726	1,504	31,721	66,776	9,850
132	35,509	78,012	1,487	38,742	60,264	11,395
154	41,874	74,381	1,470	45,605	53,899	12,904
176	48,093	70,834	1,453	52,310	47,682	14,378
198	54,165	67,371	1,437	58,857	41,612	15,817
220	60,091	63,991	1,421	65,246	35,690	17,221
242	65,871	60,694	1,406	71,477	29,915	18,589
264	58,834	95,280	2,507	64,929	62,576	20,947
286	64,310	92,266	2,484	70,836	57,247	22,229
308	69,639	89,333	2,461	76,585	52,061	23,477
330	74,822	86,480	2,439	82,177	47,018	24,689
352	79,860	83,708	2,417	87,610	42,119	25,867
374	84,751	81,016	2,397	92,886	37,363	27,010
396	89,496	78,404	2,376	98,004	32,751	28,118
418	94,096	75,872	2,357	102,965	28,282	29,191
440	98,549	73,421	2,338	107,767	23,956	30,229
462	88,609	100,531	3,450	98,223	49,917	32,228
484	92,756	98,323	3,425	102,699	45,983	33,185
506	96,758	96,193	3,402	107,016	42,189	34,108
528	100,614	94,140	3,380	111,177	38,534	34,996
550	104,325	92,164	3,358	115,180	35,019	35,850



572	107,890	90,266	3,337	119,026	31,644	36,669
594	111,310	88,446	3,317	122,714	28,408	37,454
616	114,584	86,702	3,298	126,245	25,313	38,204
638	117,713	85,037	3,280	129,619	22,356	38,919
660	120,696	83,449	3,263	132,836	19,540	39,600
682	123,533	81,938	3,246	135,895	16,863	40,247
704	126,225	80,505	3,231	138,797	14,326	40,859
726	128,772	79,149	3,216	141,541	11,928	41,437
748	131,173	77,871	3,202	144,128	9,670	41,980
770	133,429	76,670	3,189	146,558	7,552	42,488
792	135,539	75,547	3,177	148,831	5,574	42,962
814	137,503	74,501	3,165	150,946	3,735	43,402
836	139,322	73,532	3,155	152,904	2,036	43,807
858	140,995	72,641	3,145	154,704	0,476	44,177
880	142,523	71,828	3,136	156,347	-0,944	44,513
902	143,906	71,092	3,128	157,833	-2,224	44,814
924	145,143	70,434	3,121	159,161	-3,364	45,081
946	146,234	69,853	3,114	160,333	-4,365	45,313
968	147,180	69,349	3,109	161,346	-5,226	45,511
990	147,980	68,923	3,104	162,203	-5,948	45,675
1012	148,635	68,574	3,100	162,902	-6,530	45,803
1034	149,145	68,303	3,097	163,444	-6,972	45,898
1056	149,508	68,109	3,095	163,828	-7,274	45,957
1100	149,799	67,954	3,094	164,125	-7,460	45,973

## 22.2.S.L.E. - STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

---

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

Per la precompressione  $P$ , per le azioni permanenti  $G$  e per le azioni variabili considerate  $Q$ , si assumono, nella combinazione di carico allo stato limite di deformabilità

combinazione caratteristica (rara)  $G_1 + G_2 + P + Q$

dove

$G_1$  = permanenti strutturali

$G_2$  = permanenti non strutturali

$P$  = precompressione

$Q$  = azioni variabili

Al taglio dei trefoli

azioni considerate :  
- Precompressione  
- Peso proprio trave

Modulo di elasticità  $E_{cls}$  = 250000.00 Kg/cm<sup>2</sup>

J trave = 9849006.8339 cm<sup>4</sup>  
 f1 (freccia in mezzeria trave) = -3.50 cm (1/ 629 L)

Dopo il getto eseguito in opera

azioni considerate :  
 - Viscosita' 1a fase =  
   = 0.500 x 2.300 x f1 x 0.500  
 - Peso soletta

Modulo di elasticita' cls = 300000.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
 J trave = 9849006.8339 cm<sup>4</sup>  
 f2 (freccia dopo getto in opera) = -2.65 cm (1/ 829 L)

A impalcato scarico

ulteriori azioni considerate :  
 - Viscosita' 2a fase =  
   = 0.500 x 2.300 x f2 x 0.500  
 - Peso pavimentazione  
 - Peso dei cordoli



Modulo di elasticita' cls = 350000.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
J trave + soletta = 42450599.0604 cm<sup>4</sup>  
f3 (freccia a impalcato scarico) = -2.77 cm (1/ 787 L)

#### Carichi mobili

Modulo di elasticita' cls = 350000.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
J trave + soletta = 42450599.0604 cm<sup>4</sup>  
freccia dovuta ai carichi mobili = 0.79 cm (1/ 2698 L)

## 22.3.S.L.E. - STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

---

Nell'ipotesi di condizioni ambientali ordinarie e di armature sensibili, si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

### *I - COMBINAZIONE DI AZIONI QUASI PERMANENTE*

combinazione quasi permanente  $F_I = G_1 + G_2 + P + Q\psi_2$

ed essendo  $\psi_2 = 0$  risulta  $F_I = G_1 + G_2 + P$

dove

$G_1$  = permanenti strutturali

$G_2$  = permanenti non strutturali

$P$  = precompressione

$Q$  = azioni variabili

Tensioni nella sezione di mezzeria nella combinazione  $F_I$ :

$\sigma_e$  e) 152.86

$\sigma_i$  51.84

Non si verifica decompressione come previsto dalle Norme

*II - COMBINAZIONE DI AZIONI FREQUENTI*

combinazione frequente  $F_{II} = G_1 + G_2 + P + Q\psi_1$

ed essendo  $\psi_1 = 0.75$  risulta  $F_{II} = G_1 + G_2 + P + 0.75Q$

Dove

$G_1$  = permanenti strutturali

$G_2$  = permanenti non strutturali

$P$  = precompressione

$Q$  = azioni variabili

$\psi_1$  = 0.75 (strutture principali con  $L_c$  compresa fra 10 e 100 m)

Tensioni nella sezione di mezzeria nella combinazione  $F_{II}$ :

$\sigma_e$  e) 160.06

$\sigma_i$  13.96

Non si verifica decompressione

## 23. STATI LIMITE ULTIMI

### 23.1. S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI

Il criterio adottato per la verifica a rottura è valido solo per travi con soletta collaborante: esso presuppone che la rottura avvenga per strappamento dell'acciaio inferiore da precompressione, considerando il lembo superiore del calcestruzzo della soletta deformato allo 0.35%. In tali ipotesi vengono considerati solo i trefoli ai livelli più bassi, ovvero i trefoli che hanno una deformazione  $\geq 1\%$  quando i trefoli del livello più basso hanno una deformata del 6% ed il calcestruzzo si considera al 3,5%; lo sforzo massimo sopportabile da queste armature è pari all'area di acciaio moltiplicata per la tensione di rottura  $f_{ptk}$ . Il momento di rottura, pertanto, viene calcolato moltiplicando questo sforzo per un braccio pari a 0,9 per la distanza tra il baricentro del livello inferiore dei trefoli e il lembo superiore della soletta. La formula è la seguente

$$M_{rdu,c} = 0,9 * (H_{tr+sol} - y_{tr}) * N_{tr} * A_{tr} * f_{ptk} / 1.15$$

dove

$H_{tr+sol}$  = altezza complessiva trave più soletta

$y_{tr}$  = baricentro dei trefoli inferiori considerati

$N_{tr}$  = numero dei trefoli inferiori considerati

$A_{tr}$  = area del trefolo

Il momento flettente sollecitante ultimo risulta dalla seguente

Combinazione fondamentale (SLU)  $G_1\gamma_{g1} + G_2\gamma_{g2} + Q\gamma_q$

dove si assumono i seguenti valori per i coefficienti parziali di sicurezza

Permanenti $G_1$	1,35
Permanenti non strutturali $G_2$	1,50
Traffico $Q$	1,35

ed è pari a:

$$M_{Ed} = \gamma_{g1} M_{g1k} + \gamma_{g2} M_{g2k} + \gamma_q M_{qk}$$

Sostituendo si hanno i seguenti valori:

$$M_{rdu,c} = 116840135 \text{ kgcm}$$

$$M_{Ed} = 82637042 \text{ kgcm}$$

Si ha quindi un coefficiente di sicurezza pari a  $M_{rdu,c} / M_{Ed} = 1.41$

## 23.2.S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO PER SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

---

### 23.2.1. VERIFICA DELLE BIELLE DI CALCESTRUZZO

Il taglio sollecitante ultimo risulta pari a:

$$V_{Ed} = \gamma_g V_{gk} + \gamma_q V_{qk}$$

Il momento torcente sollecitante ultimo risulta pari a:

$$T_{Ed} = \gamma_g T_{gk} + \gamma_q T_{qk}$$

dove si assumono i seguenti valori per i coefficienti parziali di sicurezza

Permanenti $G_1$	1,35
Permanenti non strutturali $G_2$	1,50
Traffico $Q$	1,35

Nel caso di sollecitazioni composte, occorre verificare che:

$$V_{Ed}/V_{Rcd} + T_{Ed}/T_{Rcd} \leq 1$$

dove

la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0.90 \times b_w \times d \times \alpha_c f_{cd}' \times (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

la resistenza per sollecitazioni torcenti del calcestruzzo si calcola con

$$T_{Rcd} = 2 \times A \times f_{cd}' \times (\operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

dove

$b_w$  è la larghezza minima della sezione

$d$  è l'altezza utile della sezione

$\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo (posto pari a 1)

$f_{cd}'$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$$(f_{cd}' = 0,5f_{cd})$$

$A$  è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico

$\alpha$  inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$\theta$  inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$X_{sezione}$	$V_{Ed}$	$T_{Ed}$	$V_{Rcd}$	$T_{Rcd}$	VERIFICA<1
0	152145	2636871	483686	42551414	0,377
22	149387	2655188	483686	42551414	0,371
44	146630	2673506	483686	42551414	0,366
66	143894	2691823	281650	39182582	0,580
88	141236	2710140	275364	38301139	0,584
110	138650	2728458	268685	37365595	0,589
132	136075	2746775	261700	36387989	0,595
154	133501	2765093	254502	35381146	0,603
176	130927	2783410	247176	34357072	0,611
198	128352	2801727	239798	33326233	0,619
220	125778	2820045	232432	32297510	0,628
242	123204	2797501	224847	31238735	0,637
264	120630	2774957	218576	30116128	0,644
286	118055	2752413	212974	29344286	0,648
308	115481	2729869	212974	29344286	0,635
330	112907	2707325	212974	29344286	0,622
352	110333	2684781	212974	29344286	0,610
374	107758	2662237	212974	29344286	0,597
396	105184	2639693	212974	29344286	0,584
418	102610	2617150	212974	29344286	0,571
440	100035	2594606	212974	29344286	0,558
462	97461	2531388	212974	29344286	0,544
484	94887	2468171	212974	29344286	0,530
506	92313	2404954	212974	29344286	0,515



528	89738	2341737	212974	29344286	0,501
550	87164	2278520	212974	29344286	0,487
572	84590	2215302	212974	29344286	0,473
594	82016	2152085	212974	29344286	0,458
616	79441	2088868	212974	29344286	0,444
638	76867	2025651	212974	29344286	0,430
660	74293	1962434	212974	29344286	0,416
682	71718	1869567	212974	29344286	0,400
704	69144	1776701	212974	29344286	0,385
726	66570	1683835	212974	29344286	0,370
748	63996	1590969	212974	29344286	0,355
770	61421	1498102	212974	29344286	0,339
792	58847	1405236	212974	29344286	0,324
814	56273	1312370	212974	29344286	0,309
836	53699	1219504	212974	29344286	0,294
858	51124	1126637	212974	29344286	0,278
880	48550	1033771	212974	29344286	0,263
902	45976	930308	212974	29344286	0,248
924	43401	826845	212974	29344286	0,232
946	40827	723382	212974	29344286	0,216
968	38253	619919	212974	29344286	0,201
990	35679	516456	212974	29344286	0,185
1012	33104	412993	212974	29344286	0,170
1034	30530	309530	212974	29344286	0,154
1056	27956	206067	212974	29344286	0,138
1100,0	22807	-859	212974	29344286	0,107

### **23.2.2. VERIFICA DELL'ARMATURA TRASVERSALE D'ANIMA**

I calcoli per il progetto delle staffe possono effettuarsi separatamente per la torsione e per il taglio.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot\alpha + \ctg\theta) \times \sin\alpha$$

Con riferimento alle staffe trasversali, la resistenza di calcolo per sollecitazioni torcenti si calcola con

$$T_{Rsd} = 2 \times A \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times \ctg\theta$$

dove

$d$  è l'altezza utile della sezione

$f_y$  è la resistenza di calcolo dell'armatura

$A_{sw}$  è l'area delle staffe

$s$  è il passo delle staffe

$A$  è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico

$\alpha$  inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$\theta$  inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse della  
trave

$X_{\text{sezione}}$	armatura $V_{Ed}$	armatura $T_{Ed}$	Armatura $A_{sw} /s$	staffe
0	0,310	0,029	0,368	4 $\phi$ 12/10
22	0,304	0,029	0,363	4 $\phi$ 12/10
44	0,298	0,030	0,358	4 $\phi$ 12/10
66	0,194	0,020	0,234	4 $\phi$ 12/10
88	0,180	0,019	0,218	4 $\phi$ 12/10
110	0,168	0,018	0,204	4 $\phi$ 12/10
132	0,156	0,017	0,190	4 $\phi$ 12/10
154	0,145	0,016	0,178	4 $\phi$ 12/10
176	0,135	0,016	0,167	4 $\phi$ 12/10
198	0,126	0,015	0,156	4 $\phi$ 12/10
220	0,118	0,014	0,146	4 $\phi$ 12/10
242	0,110	0,014	0,137	4 $\phi$ 12/10
264	0,102	0,013	0,127	4 $\phi$ 12/10
286	0,096	0,012	0,121	4 $\phi$ 12/10
308	0,094	0,012	0,118	4 $\phi$ 12/10
330	0,092	0,012	0,116	4 $\phi$ 12/10
352	0,090	0,012	0,114	4 $\phi$ 12/10
374	0,088	0,012	0,111	4 $\phi$ 12/10
396	0,086	0,012	0,109	4 $\phi$ 12/10
418	0,084	0,012	0,107	4 $\phi$ 12/20
440	0,081	0,012	0,104	4 $\phi$ 12/20
462	0,079	0,011	0,102	4 $\phi$ 12/20
484	0,077	0,011	0,099	4 $\phi$ 12/20
506	0,075	0,011	0,096	4 $\phi$ 12/20

528	0,073	0,010	0,094	4φ12/20
550	0,071	0,010	0,091	4φ12/20
572	0,069	0,010	0,089	4φ12/20
594	0,067	0,010	0,086	4φ12/20
616	0,065	0,009	0,083	4φ12/20
638	0,063	0,009	0,081	4φ12/20
660	0,060	0,009	0,078	4φ12/20
682	0,058	0,008	0,075	4φ12/20
704	0,056	0,008	0,072	4φ12/20
726	0,054	0,007	0,069	4φ12/20
748	0,052	0,007	0,066	4φ12/20
770	0,050	0,007	0,063	4φ12/20
792	0,048	0,006	0,060	4φ12/20
814	0,046	0,006	0,057	4φ12/20
836	0,044	0,005	0,055	4φ12/20
858	0,042	0,005	0,052	4φ12/30
880	0,040	0,005	0,049	4φ12/30
902	0,037	0,004	0,046	4φ12/30
924	0,035	0,004	0,043	4φ12/30
946	0,033	0,003	0,040	4φ12/30
968	0,031	0,003	0,037	4φ12/30
990	0,029	0,002	0,034	4φ12/30
1012	0,027	0,002	0,031	4φ12/30
1034	0,025	0,001	0,028	4φ12/30
1056	0,023	0,001	0,025	4φ12/30
1100,0	0,019	0,000	0,019	4φ12/30

### **23.2.3. 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 =  $V_{Ed}$  = 152145 kg

Numero di trefoli attivi = 22

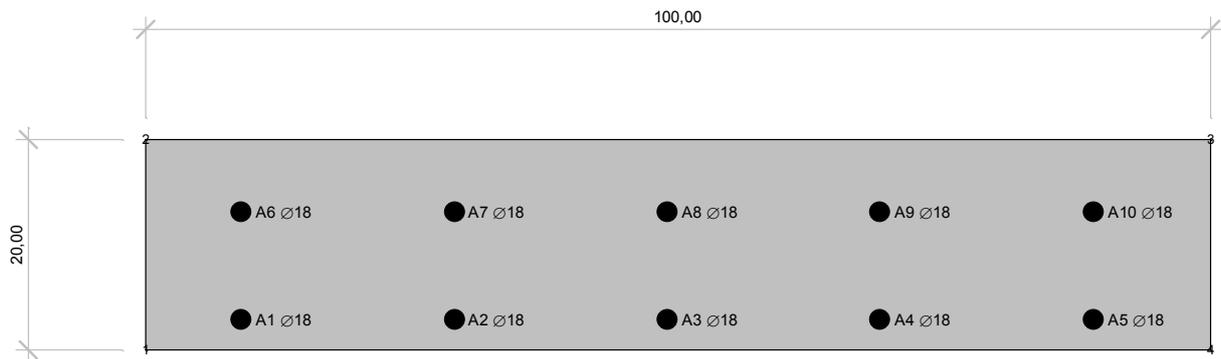
Tensione trefoli attivi = 4272.56

Compressione totale = 130654.76

Si dispongono: 10  $\phi$  16 + 2  $\phi$  24 As = 29.15 a quota 8.00

Tensione nell'armatura: 737.22

## 24. VERIFICA DELLA SOLETTA



### Caratteristiche geometriche

#### Sezione :

vertice	Coordinata X	Coordinata Y
1	-50,00	0,00
2	-50,00	20,00
3	50,00	20,00
4	50,00	0,00

**Armature longitudinali :**

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
1	-41,00	2,90	2,54	18
2	-21,00	2,90	2,54	18
3	-1,00	2,90	2,54	18
4	19,00	2,90	2,54	18
5	39,00	2,90	2,54	18
6	-41,00	13,10	2,54	18
7	-21,00	13,10	2,54	18
8	-1,00	13,10	2,54	18
9	19,00	13,10	2,54	18
10	39,00	13,10	2,54	18

**Sezione di calcestruzzo :**

Area= 2000,00

Coordinate baricentro: x= 0,00 y= 10,00

$J_{xx} = 66666,67$

$J_{yy} = 1666667,00$

**Sezione di c.a.**

Area= 2381,70

Coordinate baricentro: x= -0,16 y= 9,68

$J_{xx} = 77876,89$

$J_{yy} = 1972350,00$

#### 24.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO E DI FESSURAZIONE

Per le azioni permanenti e per le azioni variabili si assumono, nelle combinazioni di carico agli stati limite delle tensioni di esercizio, coefficienti  $\gamma_g = \gamma_q = 1$ .

N.B. Nelle verifiche seguenti i valori di compressione hanno segno negativo.

##### **Combinazioni caratteristiche (rare) :**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	-282968	0
2	0	0,00	0,00	210895	0

##### **Combinazioni frequenti :**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	-214314	0
2	0	0,00	0,00	162558	0

##### **Combinazioni quasi permanenti :**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	-8353	0
2	0	0,00	0,00	17546	0

## CRITERI PER LO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

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

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

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

$$\sigma_t \leq 1,2 f_{ctm}$$

dove  $f_{ctm}$  è definito nel punto 11.2.10.2 del D.M. 14/01/2008;

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

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della

sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella seguente tabella:

<b>CONDIZIONI AMBIENTALI</b>	<b>CLASSE DI ESPOSIZIONE</b>
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in oggetto si ha una classe di esposizione XC3-XD1-XF4: si considerano, pertanto, condizioni ambientali aggressive.

Le armature si distinguono in due gruppi:

armature sensibili (acciai da precompresso);

armature poco sensibili (acciai ordinari).

Dalla Tabella 4.1.IV (punto 4.1.2.2.4.5 del D.M. 14/01/08) si indicano i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra descritte:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	ARMATURA			
			SENSIBILE		POCO SENSIBILE	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Molto aggressiva	frequente	apertura fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1 (0.2 \text{ mm})$
		quasi permanente	apertura fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1 (0.2 \text{ mm})$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$ .

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove  $w_m$ , rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza caratteristica  $w_m$  delle lesioni si valuta attraverso l'espressione

$$w_m = s_{r,max} (\epsilon_{s,m} - \epsilon_{c,m})$$

essendo

$s_{r,max}$  il massimo interasse fra le lesioni

$\epsilon_{s,m}$  il valore medio della deformazione dell'acciaio sotto la combinazione di azioni considerata, includente l'effetto delle deformazioni impresse e del contributo irrigidente del calcestruzzo.

Per le armature di precompressione  $\epsilon_{s,m}$  rappresenta la deformazione al di là dello stato di deformazione nulla nel calcestruzzo posto allo stesso livello.

$\epsilon_{c,m}$  la deformazione media del calcestruzzo fra le lesioni.

La differenza  $(\varepsilon_{s,m} - \varepsilon_{c,m})$  può valutarsi mediante l'espressione

$$(\varepsilon_{s,m} - \varepsilon_{c,m}) = [\sigma_s - (k_t f_{ct,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}))] / E_s \geq 0.6 (\sigma_s / E_s)$$

essendo

$\sigma_s$  la tensione nell'acciaio calcolata in sezione parzializzata.

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p') / A_{c,eff}$$

$k_t=0.6$  per carico di breve durata,  $k_t=0.4$  per carico di lunga durata

In situazioni ove l'armatura è posta con spaziatura ragionevolmente piccola, ovvero inferiore a  $5(c+\phi/2)$ , la massima distanza fra le lesioni può valutarsi mediante la relazione

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

essendo

$c$  il copriferro

$k_1$  un coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di aderenza delle barre, per il quale si pone  $k_1=0.8$  per barre ad aderenza migliorata,  $k_1=0.6$  per

armature lisce

$$k_2=1$$

$$k_3=3.4$$

$$k_4=0.425$$

$\phi$  il diametro delle barre

## RISULTATI DELLE VERIFICHE

### **Combinazione caratteristica (rara): Verifica a $M$ max**

asse neutro: da  $x=-50,00$   $y=13,51$  a  $x=50,00$   $y=13,51$

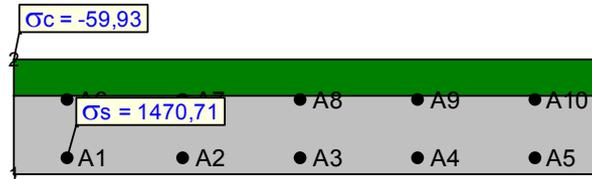
parametri riferiti all'asse neutro:  $J_{n-n} = 30628,64$   $S_{n-n} = 2104,24$   $b_{n-n} = 100,00$

*Tensioni nei vertici della sezione :*

vertice	Tensione
1	0,00
2	-59,93
3	-59,93
4	0,00

*Tensioni nelle armature :*

armatura	Tensione
1	1470,71
2	1470,71
3	1470,71
4	1470,71
5	1470,71
6	57,20
7	57,20
8	57,20
9	57,20
10	57,20



**Combinazione caratteristica (rara): Verifica a M min**

asse neutro: da  $x=-50,00$   $y=4,88$  a  $x=50,00$   $y=4,88$

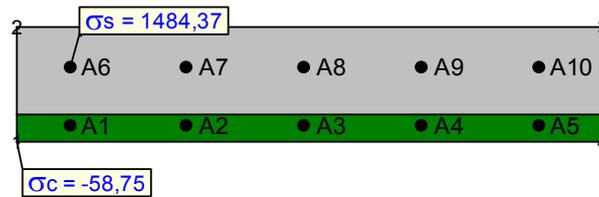
parametri riferiti all'asse neutro:  $J_{n-n} = 17517,57$   $S_{n-n} = 1568,82$   $b_{n-n} = 100,00$

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	-58,75
2	0,00
3	0,00
4	-58,75

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	-357,60
2	-357,60
3	-357,60
4	-357,60
5	-357,60
6	1484,37
7	1484,37
8	1484,37
9	1484,37
10	1484,37



**Combinazione frequente: verifica a  $M_{max}$**

asse neutro: da  $x=-50,00$   $y=13,51$  a  $x=50,00$   $y=13,51$

parametri riferiti all'asse neutro:  $J_{n-n} = 30628,64$   $S_{n-n} = 2104,24$   $b_{n-n} = 100,00$

*Tensioni nei vertici della sezione :*

vertice	Tensione
1	0,00
2	-45,39
3	-45,39
4	0,00

*Tensioni nelle armature :*

armatura	Tensione
1	1113,89
2	1113,89
3	1113,89
4	1113,89
5	1113,89
6	43,32
7	43,32
8	43,32
9	43,32
10	43,32

### Verifica a fessurazione

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : $f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	20	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	60	mm	
n <sup>2</sup> barre armatura tesa	5		
φ : Diametro medio armatura tesa	18,00	mm	
A <sub>s</sub> : Armatura tesa	1.272	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro [r+φ/2]	29	mm	
n <sup>2</sup> barre armatura compressa	5		
φ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A <sub>s</sub> ' : Armatura compressa	1.272	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	69	mm	
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	21,4	kNm	
Es: modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità φ	1,5		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E <sub>cm</sub> = [22000*((f <sub>ck</sub> +8)/10) <sup>0,3</sup> ](1+φ)	13.338	N/mm <sup>2</sup>	
α = Es/E <sub>cm</sub>	15,74		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a flessione</b>			
y: Dist. asse neutro da lembo compresso	66	mm	
σ <sub>s</sub> : Tensione calcestruzzo	4,45	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s</sub> : Tensione acciaio teso	111,79	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s</sub> : Tensione acciaio compresso	-3,34	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>red</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A <sub>s</sub> +A <sub>s</sub> ')] ]	240.064	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	2,32E+07	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>g</sub> : baricentro [S/A]	97	mm	
J : momento d'inerzia	7,84E+08	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>g</sub> ]	8,11E+06	mm <sup>3</sup>	
f <sub>ctm</sub>	3,02		resistenza media traz. semplice
σ <sub>t</sub> = f <sub>ctm</sub> /1,2	2,52	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>ess</sub> = α*M	20,44	kNm	
M <sub>ess</sub> < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			
<b>Verifica allo stato limite di apertura delle fessure</b>			
<b>Elementi preparatori</b>			
A <sub>eff</sub> : Area "effettiva" c/s = Min[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3; b*h/2]	44712,4	mm <sup>2</sup>	
ρ: rapporto (armatura tesa) / (area effettiva c/s)	0,0285		
w <sub>amm</sub> : apertura ammissibile fessura	0,20	mm	
i: distanza tra barre tese	200	mm	
k <sub>0</sub>	0,4		0,6: breve durata; 0,4: lunga durata
k <sub>1</sub>	0,80		barre aderenza migliorata
k <sub>2</sub>	0,50		flessione
k <sub>3</sub>	3,40		
k <sub>4</sub>	0,425		
<b>Distanza media tra le fessure "Δ<sub>smax</sub>"</b>			
limite spaziatura barre : 5*(r+h/2)	145	mm	
Δ <sub>smax</sub> = k <sub>3</sub> *r + k <sub>1</sub> *k <sub>2</sub> *k <sub>4</sub> *φ/p	176	mm	
<b>Deformazione unitaria media dell'armatura "ε<sub>sm</sub>"</b>			
ε <sub>sm</sub> = Max[(σ <sub>s</sub> - k <sub>0</sub> *f <sub>ctm</sub> )/ρ*(1+α*ρ)]/Es ; 0,6*σ <sub>s</sub> /Es]	0,000319		
<b>Apertura delle fessure "w"</b>			
w <sub>d</sub> = S <sub>mm</sub> *ε <sub>sm</sub>	0,056	mm	<w <sub>amm</sub> =0,2

### Combinazione frequente: verifica a M<sub>min</sub>

asse neutro: da x=-50,00 y=4,88 a x=50,00 y=4,88

parametri riferiti all'asse neutro: J<sub>n-n</sub> = 17517,57 S<sub>n-n</sub> = 1568,82 b<sub>n-n</sub> = 100,00

Tensioni nei vertici della sezione :

<b>vertice</b>	<b>Tensione</b>
1	-45,29
2	0,00
3	0,00
4	-45,29

*Tensioni nelle armature :*

<b>armatura</b>	<b>Tensione</b>
1	-275,64
2	-275,64
3	-275,64
4	-275,64
5	-275,64
6	1144,16
7	1144,16
8	1144,16
9	1144,16
10	1144,16

**Verifica a fessurazione**

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
<b>Acciaio B450C</b>			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : $f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	60	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	20	mm	
n° barre armatura tesa	5		
$\phi$ : Diametro medio armatura tesa	18,00	mm	
A <sub>s</sub> : Armatura tesa	1.272	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro [r+ $\phi$ /2]	69	mm	
n° barre armatura compressa	5		
$\phi$ ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A <sub>s</sub> ' : Armatura compressa	1.272	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ $\phi$ /2]	29	mm	
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	16,3	kNm	
E : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità $\phi$	1,5		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E <sub>cm</sub> = [22000*(f <sub>ck</sub> +8)/10] <sup>0,3</sup> (1+ $\phi$ )	13.338	N/mm <sup>2</sup>	
$\alpha$ = E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	15,74		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a flessione</b>			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	49	mm	
$\sigma_c$ : Tensione calcestruzzo	4,43	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s$ : Tensione acciaio teso	115,03	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s'$ : Tensione acciaio compresso	28,87	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>crd</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha$ *(A <sub>s</sub> +A <sub>s</sub> ')]	240,064	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	2,48E+07	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>g</sub> : baricentro [S/A]	103	mm	
J : momento d'inerzia	7,84E+08	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>g</sub> ]	7,59E+06	mm <sup>3</sup>	
f <sub>ctm</sub>	3,02		resistenza media traz. semplice
$\sigma_{ctm/1,2}$	2,52	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>fess</sub> = $\alpha$ *W	19,12	kNm	
M <sub>fess</sub> > M : OK			

### Combinazione quasi permanente: verifica a Mmax

asse neutro: da x=-50,00 y=5,25 a x=50,00 y=5,25

parametri riferiti all'asse neutro: J<sub>n-n</sub> = 20029,31 S<sub>n-n</sub> = 1826,22 b<sub>n-n</sub> = 100,00

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	-2,58
2	0,00
3	0,00
4	-2,58

Tensioni nelle armature :



<b>armatura</b>	<b>Tensione</b>
1	-17,32
2	-17,32
3	-17,32
4	-17,32
5	-17,32
6	57,15
7	57,15
8	57,15
9	57,15
10	57,15

### Verifica a fessurazione

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f <sub>ck</sub>	32	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	20	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	60	mm	
n <sup>t</sup> barre armatura tesa	5		
φ : Diametro medio armatura tesa	18,00	mm	
A <sub>s</sub> : Armatura tesa	1.272	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro [r+φ/2]	29	mm	
n <sup>c</sup> barre armatura compressa	5		
φ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A <sub>s</sub> ' : Armatura compressa	1.272	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	69	mm	
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	0,8	kNm	
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità φ	1,5		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E <sub>cm</sub> = [22000 <sup>3</sup> ((f <sub>ck</sub> +8)/10) <sup>0,3</sup> ](1+φ)	13.338	N/mm <sup>2</sup>	
α = E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	15,74		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a flessione</b>			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	66	mm	
σ <sub>s</sub> : Tensione calcestruzzo	0,18	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s</sub> : Tensione acciaio teso	4,40	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s</sub> ' : Tensione acciaio compresso	-0,13	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>frd</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A <sub>s</sub> +A <sub>s</sub> ')]	240,064	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	2,32E+07	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>g</sub> : baricentro [S/A]	97	mm	
J : momento d'inerzia	7,84E+08	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>g</sub> ]	8,11E+06	mm <sup>3</sup>	
f <sub>ctm</sub>	3,02		resistenza media traz. semplice
σ <sub>t</sub> : f <sub>ctm</sub> /1,2	2,52	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>fess</sub> = α*W	20,44	kNm	
M <sub>fess</sub> > M : OK			

### Combinazione quasi permanente: verifica a M<sub>min</sub>

asse neutro: da x=-50,00 y=4,88 a x=50,00 y=4,88

parametri riferiti all'asse neutro: J<sub>n-n</sub> = 17517,57 S<sub>n-n</sub> = 1568,82 b<sub>n-n</sub> = 100,00

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	-4,89
2	0,00
3	0,00
4	-4,89

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	-29,75
2	-29,75
3	-29,75
4	-29,75
5	-29,75
6	123,50
7	123,50
8	123,50
9	123,50
10	123,50

Verifica a fessurazione

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : $f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	60	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	20	mm	
n <sup>2</sup> barre armatura tesa	5		
φ : Diametro medio armatura tesa	18,00	mm	
A <sub>s</sub> : Armatura tesa	1.272	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro [r+φ/2]	69	mm	
n <sup>2</sup> barre armatura compressa	5		
φ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A <sub>s'</sub> : Armatura compressa	1.272	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	29	mm	
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	1,7	kNm	
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità φ	1,5		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E <sub>cm</sub> = [22000*((f <sub>ck</sub> +8)/10)^0,3](1+φ)	13.338	N/mm <sup>2</sup>	
α = E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	15,74		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a flessione</b>			
y: Dist. asse neutro da lembo compresso	49	mm	
σ <sub>c</sub> : Tensione calcestruzzo	0,46	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s</sub> : Tensione acciaio teso	12,00	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s'</sub> : Tensione acciaio compresso	3,01	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>cr</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A <sub>s</sub> +A <sub>s'</sub> )]	240,064	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	2,48E+07	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>g</sub> : baricentro [S/A]	103	mm	
J : momento d'inerzia	7,84E+08	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>g</sub> ]	7,59E+06	mm <sup>3</sup>	
f <sub>ctm</sub>	3,02		resistenza media traz. semplice
σ : f <sub>ctm</sub> /1,2	2,52	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>ess</sub> = σ*W	19,12	kNm	
M <sub>fess</sub> > M : OK			

## 24.2. S.L.U. - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI

$$M_{sdu} = \gamma_g M_{gk} + \gamma_q M_{qk}$$

dove si assumono i seguenti valori per i coefficienti

Permanenti	1,35
Permanenti non strutturali	1,50
Traffico	1,35
Variabili	1,50

### Dati generali

PRELIM ed. 8.16 - 3/2010 procedura FindLim 1.1 - SIGMAc Soft

Unità di misura utilizzate: Lunghezze: cm      Forze: Kgf      Angoli: DEG

### Caratteristiche geometriche

#### Sezione :

vertice	Coordinata X	Coordinata Y
1	-50,00	0,00
2	-50,00	20,00
3	50,00	20,00
4	50,00	0,00

#### Armature longitudinali :

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
1	-41,00	2,90	2,54	18
2	-21,00	2,90	2,54	18
3	-1,00	2,90	2,54	18
4	19,00	2,90	2,54	18
5	39,00	2,90	2,54	18
6	-41,00	13,10	2,54	18
7	-21,00	13,10	2,54	18
8	-1,00	13,10	2,54	18
9	19,00	13,10	2,54	18
10	39,00	13,10	2,54	18

## Materiali

### Sezione: C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1,500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0,85

Fattore di conversione Rck ----> fck= 0,83

Resistenza caratteristica cubica Rck= 407,74

Resistenza di calcolo  $0.85 \times fcd = 159.91$

### Armatura: B450

Fattore di sicurezza parziale= 1,150

Resistenza caratteristica fyk= 4587,16

Resistenza di calcolo fyd= 3988,83

### Momenti di rottura in flessione retta

angolo asse neutro		<b>M</b>	<b><math>\epsilon_{sup}</math></b>	<b>Y</b>	<b><math>\epsilon_{inf}</math></b>	<b>Y</b>
(+)	14,49	-862524	-0,00350	20,00	0,00736	2,90
(-)	3,20	585276	0,01000	13,10	-0,00323	0,00

### VERIFICA:

$$Mu (+) = 381813 < 862524 \text{ Kgcm/m}$$

$$Mu (-) = 282968 < 585276 \text{ Kgcm/m}$$