



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

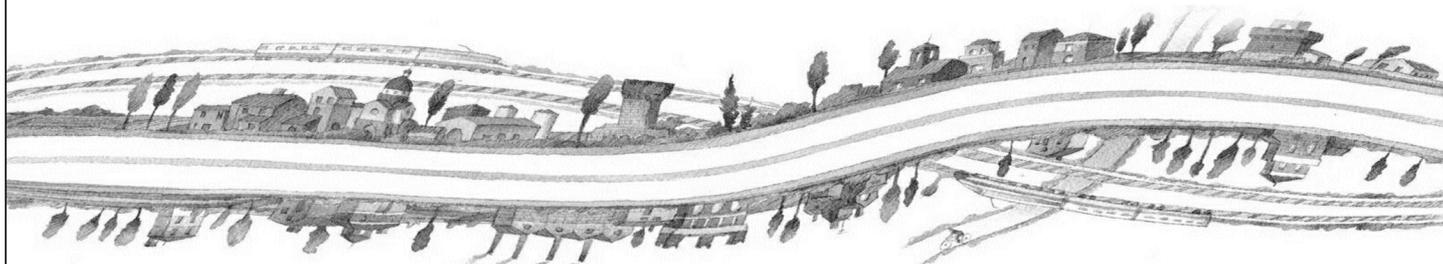
PROGETTO DEFINITIVO

**ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI
DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)
OPERE STRUTTURALI**

OPERE D'ARTE MAGGIORI - PONTI

APO09 - PONTE SUL CANALE DI BURANA II

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

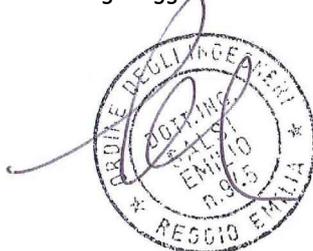
RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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:
2420	PD	0	A22	APO09	0	OM	RC	01	A	

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	8
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
4. INCIDENZE	10
5. DATI DI BASE	11
5.1. DATI GENERALI	11
5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE	11
5.3. DATI SISMICI	12
5.4. PARAMETRI GEOTECNICI	13
6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA	14
6.1. CRITERI DI CALCOLO.....	14
6.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete.....	14
6.1.2. Spinta delle terre: fase statica.....	14
6.1.3. Spinta delle terre: fase sismica	14
6.1.4. Stato Limite Ultimo.....	15
6.1.4.1. <i>Situazione Statica</i>	15
6.1.4.2. <i>Situazione Sismica</i>	15
6.1.5. Stato Limite di Esercizio.....	16
6.1.5.1. <i>Combinazione 'rara'</i>	16
6.1.5.2. <i>Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione)</i>	16
6.1.6. Sovraccarico su terrapieno	16
6.1.7. Pareti di risvolto – Fase Sismica	21
6.1.8. Paraghiaia.....	22
6.1.9. Orecchie	22
6.1.10. Pali.....	22
6.1.10.1. <i>Verifiche Geotecniche</i>	22
6.1.10.2. <i>Verifiche SLU: Taglio</i>	22
6.1.10.3. <i>Verifiche SLU: Pressoflessione</i>	23
6.1.11. Fondazione; Parete centrale; Muri di risvolto.....	23
6.2. ANALISI SEMPLIFICATA	24
6.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica.....	26
6.2.2. Azioni Globali : Fase Statica	27
6.2.3. Azioni Globali : SLE	28
6.2.4. Azioni sul Palo singolo : Sintesi	29
6.3. ANALISI CON CODICE DI CALCOLO	29
6.4. VERIFICHE.....	29

6.4.1. Pali.....	29
6.4.1.1. Verifiche Geotecniche	29
6.4.1.2. Portanza Orizzontale	31
6.4.1.3. Verifiche SLU: Taglio.....	35
6.4.1.4. Verifiche SLU: Pressoflessione	37
6.4.1.5. Verifiche SLE: Fessurazione	39
6.4.1.6. Verifiche SLE: Deformazioni.....	40
6.4.2. Orecchie	42
6.4.2.1. Azioni – SLU.....	42
6.4.2.2. Azioni – SLE.....	42
6.4.2.3. Sollecitazioni e Verifiche – SLE.....	43
6.4.2.4. Sollecitazioni e Verifiche – SLU.....	46
6.4.3. Paraghiaia.....	50
6.4.3.1. Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica	50
6.4.3.2. Sollecitazioni – SLU: Fase Statica.....	51
6.4.3.3. Sollecitazioni – SLE.....	51
6.4.3.4. Verifiche SLE: Fessurazione	51
6.4.3.5. Verifiche SLU: Taglio.....	53
6.4.3.6. Verifiche SLU: Pressoflessione	54
6.4.4. Pareti di risvolto	55
6.4.4.1. Armature Orizzontali.....	55
6.4.4.2. Armature Verticali.....	57
6.4.4.3. Taglio.....	58
6.4.5. Parete centrale.....	62
6.4.5.1. Armature Verticali.....	62
6.4.5.2. Armature Orizzontali.....	63
6.4.5.3. Taglio.....	66
6.4.6. Fondazione	68
6.4.6.1. Armature in direzione longitudinale (asse ponte).....	68
6.4.6.2. Armature in direzione trasversale.....	70
6.4.6.3. Taglio.....	73
6.4.6.4. Verifica Zoccolo anteriore	76
6.4.6.5. Verifica a Punzonamento.....	77
6.5. APPOGGI E BAGGIOLI.....	78
6.5.1. Appoggi.....	78
6.5.2. Baggioli	79
6.6. SINTESI ARMATURE.....	80
6.6.1. Pali.....	80
6.6.2. Fondazione	80
6.6.3. Parete Centrale.....	80
6.6.4. Paraghiaia.....	80
6.6.5. Pareti di Risvolto	81
6.6.6. Orecchie	81
6.6.6.1. Baggioli	81
7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO	82
ALLEGATO – PARTE A: SPALLA (INPUT)	83

8. CRITERI DI MODELLAZIONE.....	84
9. PARAMETRI MECCANICI.....	86
10. GEOMETRIA DELLA SPALLA	87
10.1. OPZIONI	87
10.2. DIMENSIONI.....	87
10.3. APPOGGI	93
10.4. PALI 95	
11. CARICHI.....	97
11.1. CARICHI DA IMPALCATO	97
11.2. PESO PROPRIO STRUTTURA SPALLA E TERRENO	138
11.3. SOVRACCARICO RILEVATO.....	138
11.4. SPINTA STATICA SOVRACCARICO	140
11.5. SPINTA STATICA TERRENO.....	141
11.6. SPINTA SISMICA TERRENO	142
11.7. AZIONI SISMICHE	143
12. CONDIZIONI DI CARICO.....	146
13. COMBINAZIONI ED INVILUPPI	156
ALLEGATO – PARTE B : IMPALCATO IN C.A.....	161
14. UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO.....	162
15. DATI GEOMETRICI IMPALCATO	163
16. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO	165
17. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI	166
18. RESISTENZE DI CALCOLO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEI MATERIALI.....	167
18.1. CALCESTRUZZO PER LE TRAVI PREFABBRICATE C45/55	167
18.2. CALCESTRUZZO PER SOLETTA E TRAVERSI C32/40.....	168
18.3. ACCIAIO PER C.A.P.	169
18.4. ACCIAIO B450C	171
19. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO	172
20. SISTEMA DI RIFERIMENTO	175
21. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI	176
22. ANALISI DEI CARICHI	178

22.1. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI.....	178
22.2. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI VARIABILI	179
22.2.1. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	179
22.2.2. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE.....	180
22.2.3. AZIONE DI NEVE E VENTO – RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI.....	180
23. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA TRAVE PREFABBRICATA.....	181
23.1. PRECOMPRESSIONE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM) - N(KG)	181
23.2. MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM)	183
23.3. TAGLIO - SOLLECITAZIONI - V(KG).....	185
23.4. MOMENTO TORCENTE - SOLLECITAZIONI - T(KGCM).....	187
24. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA SOLETTA	189
25. TRAVE PREFABBRICATA UH140	191
26. ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE	193
27. CADUTE DI TENSIONE.....	195
27.1. RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE	195
27.2. RITIRO DEL CALCESTRUZZO	196
27.3. VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO.....	196
27.4. RIPARTIZIONE PERCENTUALE DELLE CADUTE DI TENSIONE NELLE FASI.....	196
28. STATI LIMITE DI ESERCIZIO	197
28.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO	197
28.1.1. PROCEDIMENTO DI CALCOLO DELLE TENSIONI NELLE SEZIONI DI VERIFICA	197
28.1.2. CALCOLO TENSIONI LONGITUDINALI	198
28.1.3. TENSIONI LONGITUDINALI NELLA TRAVE IN C.A.P. E NELLA SOLETTA	203
28.2. S.L.E. - STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE	207
28.3. S.L.E. - STATO LIMITE DI FESSURAZIONE	209
29. STATI LIMITE ULTIMI	211
29.1. S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI.....	211
29.2. S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO PER SOLLECITAZIONI DI TAGLIO	212
29.2.1. VERIFICA DELLE BIELLE DI CALCESTRUZZO.....	212
VERIFICA DELL'ARMATURA TRASVERSALE D'ANIMA	217
VERIFICA ARMATURA LONGITUDINALE ALL'APPOGGIO.....	220
30. VERIFICA DELLA SOLETTA.....	221



30.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO E DI FESSURAZIONE	221
30.2. S.L.U. - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI	230

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda l'Opera denominata "APO 09", prevista nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il Ponte sopra passa il "**Canale Diversivo Burana II**", è posto alla progr. 25+294 (Spalla Ovest) ed ha lunghezza pari a 30.0 m (distanza tra asse appoggi sulle spalle). Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante 2 impalcati affiancati, ognuno dei quali di larghezza totale 16.35 m.

Il Ponte è in rettilineo.

Il singolo **impalcato** è realizzato mediante n°6 travi a 'V' di altezza 1.40 m, poste ad interasse 2.50 m. Per la geometria vedi fig. 1-1.

Gli **appoggi** sono di tipo "Vasoflon".

Il **sistema di vincolo** è costituito da n°2 appoggi fissi e n°4 unidirezionali trasversali sulla Spalla Ovest e da n°2 unidirezionali trasversali e n°4 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 'chiuso'. Per la geometria vedi fig. 5-2.

Ogni spalla grava su n°33 pali Ø1200 di lunghezza 23.0 m.

Nel **Progetto Preliminare** l'opera in questione era prevista con caratteristiche assai simili a quelle dell'opera ora progettata, a meno della larghezza dell'impalcato – già previsto per 2 sole corsie.

FIG. 1-1

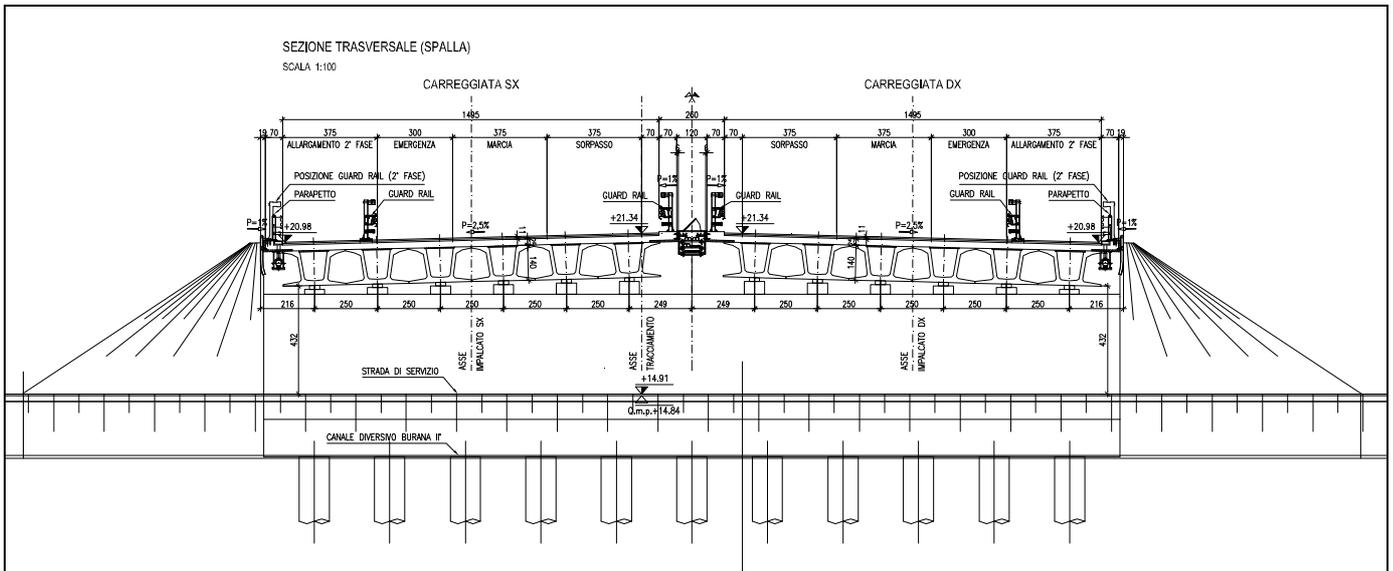
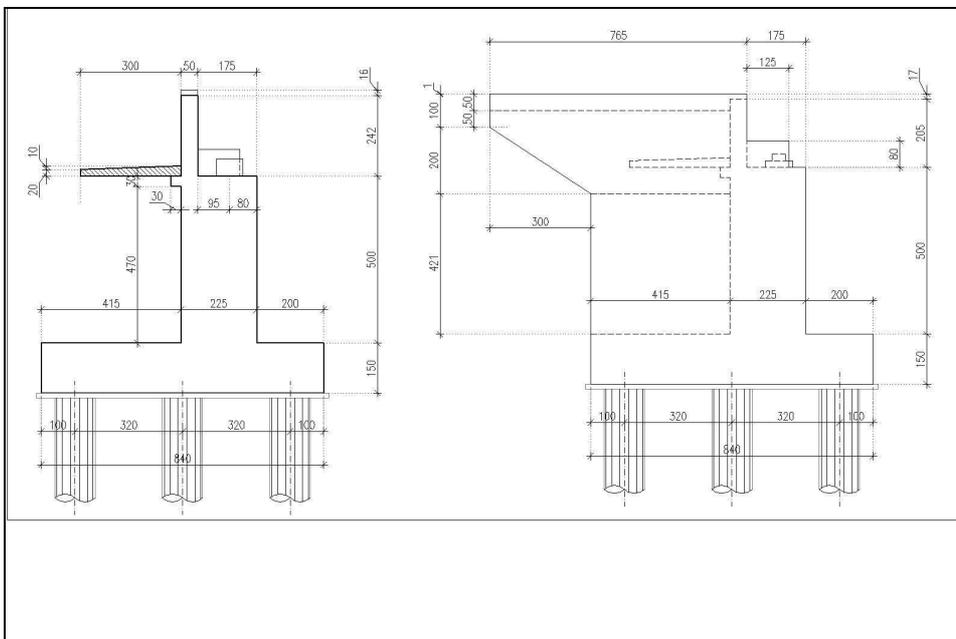


FIG. 1-2



Le pareti di risvolto sono gradonate: la parte al di sotto della linea tratteggiata ha spessore 1.0 m, la parte superiore e l'orecchia 0.5 m. Il ricoprimento anteriore verrà trascurato nei calcoli che seguono.



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 09	SPALLA CHIUSA	145	NA	NA	NA	105	90	NA	200	80	NA	NA	NA	NA
APO 09	IMPALCATO	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	130	120	NA

5. DATI DI BASE

5.1. DATI GENERALI

- Luce (interasse appoggi): 30.0 m
- Impalcati: 2
- Larghezza impalcato singolo: 16.35 m
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 3
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 4
- Travi: CAP (n° per impalcato)
- Spalle: Chiuse
- Altezza parete centrale: 5.0 m
- Lunghezza Spalla: 34 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	$w_g \leq$
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
Pila (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 XA1

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")

- Probabilità di superamento ' P_{VR} ' per lo Stato SLV : 10%
- Periodo di Ritorno ' $T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = 1898$ anni
- Longitudine : 11.1495; Latitudine 44.8583 (Spalla Ovest)
- Tipo di Suolo (vedi Relazione Sismica) : 'C' $\Rightarrow S = 1.319$
- $a_{gh} : 0.257 * 1.319 = 0.339$; $a_{gv} : 0.176$

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:

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

dove:

γ : peso specifico del terrapieno

\varnothing : angolo d'attrito *caratteristico* 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:

- ψ : angolo inclinazione superficie di applicazione del vettore rispetto a orizzontale.

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

- δ : 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. 4.4 si ha: $\varnothing = 38^\circ$

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

$$k_h = 0.339 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.170 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \arctg[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 16.2^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 22.2^\circ$$

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

$$k_E [k_{v-}] = 0.532 ; k_E [k_{v+}] = 0.422$$

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:

$$k_E = \text{MAX} [(1 - k_h) * k_E [k_{v-}]] ; k_E = [(1 + k_h) * k_E [k_{v+}]] = \text{MAX}[0.442 ; 0.494] = \underline{\underline{0.494}}$$

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 ' γ ' (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 ' Ψ ' (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)
- '±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. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**):

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

$25 \geq \varnothing$	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 :

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

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 ε (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 θ (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 ΔS

Il fatto che 'a' sia nullo comporta che le pressioni minima e massima siano uguali (vedi espressioni di $\Delta\sigma$ in fig. 5.2-1). La risultante di un carico 'f_a' 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 ΔS_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 ΔV_i

6) Determinazione della Risultante ΔV_i dovuta ai carichi q_{ik} per la singola corsia i-esima

Si assume un'altezza della parete pari a 7.0 m

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

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

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_v'

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

In definitiva si assume, a favore di sicurezza, un sovraccarico pari a 25.0 kN/m²

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.

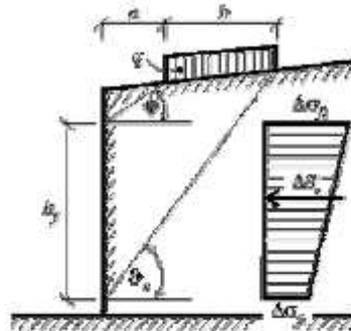


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading f_s

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 φ and δ_c . The angle δ_c corresponding to critical slip plane follows from:

$$\delta_c = \varphi + \delta$$

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 $\Delta\sigma_\alpha$ at the bottom end. The two increments are given by:

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

$$\Delta\sigma_\alpha = \frac{f_s b K_q}{h_f} \left(1 - \frac{a}{a+b} \right)$$

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

$$K_q = \frac{\sin(\delta_c - \varphi)}{\cos(\delta_c - \varphi - \delta)}$$

where: δ_c - angle of critical slip plane
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil

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

$$\Delta R_a = f_s \cdot b \frac{\sin(\delta_c - \varphi)}{\cos(\delta_c - \varphi - \delta)}$$

where: δ_c - angle of critical slip plane
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - 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_z - see figure:

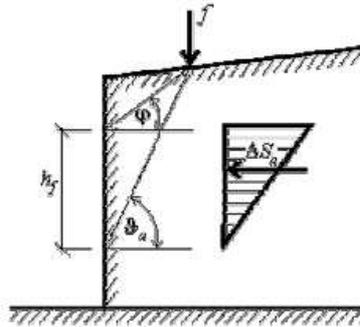


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical
line loading acting on ground surface

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

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

where: φ - angle of internal friction of soil
 ε - angle derived from the following formulas

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

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

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

where: β - slope inclination
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil
 α - back face inclination of the structure
 c - cohesion of soil
 γ - 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 α_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)

6.1.11. Fondazione; Parete centrale; Muri di risvolto

Il dimensionamento delle armature e le verifiche a fessurazione verranno effettuate direttamente dal Codice di Calcolo.

Il Codice comunque non effettua automaticamente le verifiche a Taglio, limitandosi a riportare le mappe di tale sollecitazione. Di conseguenza si opererà manualmente per verificare che gli elementi strutturali in questione non necessitino di armatura specifica a Taglio.

6.2. ANALISI SEMPLIFICATA

Al fine di effettuare un predimensionamento dell'opera e di consentire un sommario controllo in termini di azioni globali di quanto sviluppato poi in dettaglio al paragrafo successivo, si sviluppa qui di seguito un'analisi semplificata.

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

NOTA : L'interasse pali (longitudinale e trasversale) effettivo, riportato nelle Tavole e in fig. 1-2, è superiore di alcuni centimetri rispetto a quello adottato nei calcoli. La discrepanza è minimale e comunque a favore di sicurezza (pali considerati meno 'centrifugati' della realtà). Per quanto riguarda specificatamente la verifica dello zoccolo anteriore, la distanza del palo dal bordo assunta nei calcoli (1.2 m) non è invece a favore di sicurezza rispetto alla situazione reale (1.0 m): di conseguenza tale la verifica viene sviluppata prendendo in conto l'esatta posizione reale del palo anteriore (par.**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

TAB. 6.2-1 – AZIONI TRASMESSE DA IMPALCATO

PERMANENTI			VENTO		
GEOMETRIA			Zona		2
Luce	m	30,00	$v_{b,0}$	m/sec	25
Lungh. Trave	m	31,60	a_0	m	750
Travi - n	m	6	k_a	sec ⁻¹	0,015
Interasse travi	m	2,5	a_s	m	500
Largh. Carreggiata	m	14,95	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	16,35	z_0	m	0,05
Y Tr.1 da bordo marc. Est.	m	6,78	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 ²	1,10
Traverso camp. - B	m	0,30	Altezza trave	m	1,40
Traverso camp. - H	m	1,40	Altezza barriera	m	3,00
Traversi - L	m	15,00	Azione (imp. scarico)	kN	163
Sp. Soletta	m	0,28	Z (da intrad. Travi)	m	2,34
Sp. Marciap. (incremento)	m	0,15	Azione (imp. carico)	kN	163
PESI UNITARI			Z (da intrad. Travi)	m	2,34
Cls.	kN/m ³	25,00	CENTRIFUGA		
Peso trave	kN/m	20,70	Raggio curvatura	m	1.500
Pavimentazione	kN/m ²	3,00	Totale Tandem	kN	1.200
Barriera	kN/m		Azione	kN	0
New Jersey	kN/m		Z (da intrad. Travi)	m	1,97
Guard rail	kN/m	1,00	MOBILI		
PESI			Reazioni appoggio		
Travi	kN	3.925	Corsie	n	4 Y - m
Traversi	kN	420	1a corsia: Q	kN	593 2,20
Soletta	kN	3.617	1a corsia: q	kN	427 2,20
Marciap. esterno	kN	83	2a corsia: Q	kN	395 5,20
Marciap. interno	kN	83	2a corsia: q	kN	119 5,20
Pavimentazione	kN	1.417	3a corsia: Q	kN	198 8,20
Barriera	kN	0	3a corsia: q	kN	119 8,20
New Jersey	kN	0	4a corsia: Q	kN	0 11,20
Guard rail	kN	31,6	4a corsia: q	kN	119 11,20
PESO IMPALCATO			Folla marciap. Est.	kN	0,35
Y (da bordo marc. Est.)	m	5,84		kN	1.968 4,49
			FRENATURA		
Y : Distanza trasversale da bordo marciapiede esterno			Azione	kN	445,32
Z : Distanza verticale da intradosso travi			Z (da intrad. Travi)	m	1,97

La fondazione ha lunghezza effettiva lievemente maggiore (0.25x2)m) di quella sopra considerata.

6.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica

TAB. 6.2-2

Dimensioni	X - m	Y - m	Z1 - m	Z2 - m
Fondazione	8.40	34.00	1.50	
Parete centrale	2.25	34.00	5.00	
Sporgenza fondaz.	2.00			
Risvolti (sup)	4.15	0.40	3.00	
Risvolti (inf)	4.15	1.10	4.20	
Paraghiaia	0.50	33.20	2.20	
Orecchie	3.00	0.40	1.00	3.00
Posiz. Appoggi (da est.o parete)	0.80			
Parametri				
peso specifico terrapieno - kN/m ³	19.50			
k0	0.380			
kh (masse)	0.339			
kv+ (masse)	0.176			
β	1.00			
kh (terreno)	0.339			
kv- (terreno)	0.170			
kE	0.422			
kE*(1+kv)	0.494			

TAB. 6.2-3

SISMA DIR LONGITUDINALE (X)					
Azioni Verticali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _v - kNm
Fondazione	10'710	4.20	44'982		
Parete centrale	9'563	3.13	29'883		
Risvolti (sup)	249	6.33	1'575		
Risvolti (inf)	959	6.33	6'063		
Paraghiaia	913	4.00	3'652		
Orecchie	120	9.65	1'158		
Terreno inscatolato	18'868	6.33	119'343		
Impalcati (2) [permanenti]	9'576	2.80	26'813		
	50'958		233'469	-0.38	-19'447
kv (30%)	2'691				-1'027
Totale con Kv+	53'648				-20'474
Totale con Kv-	48'267				-18'420
Azioni Orizzontali					
	H _x - kN	z - m	M _v - kNm		
Fondazione	3'631	0.75	2'723		
Parete centrale	3'242	4.00	12'967		
Risvolti (sup)	84	7.20	608		
Risvolti (inf)	325	3.60	1'170		
Paraghiaia	310	7.60	2'352		
Orecchie	41	7.62	310		
Terreno inscatolato	6'396	5.14	32'864		
Impalcati (2)	6'493	6.80	44'150		
	20'521		97'143		
Spinta Mononobe	12'383	2.90	35'911		
	32'904		133'054		
SISMA DIR TRASVERSALE (Y)					
Azioni Orizzontali					
	H _y - kN	z - m	M _x - kNm		
	20'521		97'143		
Spinta Mononobe su 1 risvolto	1'035	3.90	4'037		
30%	6'467		30'354		

TAB. 6.2-4

Azioni alla Base					
	N - kN	H _x - kN	H _y - kN	M _y - kNm	M _x - kNm
Kv+	53'648	32'904	6'467	112'581	30'354
Kv-	48'267	32'904	6'467	114'634	30'354
Pali					
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X		
N° file - n		3	11		
Interasse - m		3.00	3.00		
Azioni su palo singolo					
	H - kN	N max - kN	N min - kN		
Kv+	1'016	3'485	-233		
Kv-	1'016	3'353	-428		

6.2.2. Azioni Globali : Fase Statica

TAB. 6.2-5

Parametri					
peso specifico terrapieno - kN/m ³	19.50				
k ₀	0.380				
Sovraccarico a tergo - kN/m ²	25.00				
Azioni Verticali - Permanenti					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Fondazione	10'710	4.20	44'982		
Parete centrale	9'563	3.13	29'883		
Risvolti (sup)	249	6.33	1'575		
Risvolti (inf)	959	6.33	6'063		
Paraghiaia	913	4.00	3'652		
Orecchie	120	9.65	1'158		
Terreno inscatolato	18'868	6.33	119'343		
Impalcato (2) [permanenti]	9'576	2.80	26'813		
	50'958		233'469	-0.38	-19'447
Azioni Verticali - Accidentali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Sovraccarico a tergo	830	6.33	5'250	-2.125	-1'764
Carichi Mobili: Tandem	2'372	2.80	6'642	1.40	3'321
Carichi Mobili: distribuiti	1'564	2.80	4'380	1.40	2'190
Azioni Orizzontali - Permanenti					
Coeff. Attrito appoggi	0.04				
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi	383	6.80	2'605		
Spinta Terreno	2'551	1.50	3'826		
Azioni Orizzontali - Accidentali					
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi (Tandem)	95	6.80	645		
Attrito appoggi (distribuiti)	63	6.80	425		
Sovraccarico a tergo	1'419	2.25	3'193		
Frenatura	445	8.74	3'892		
Vento	non considerato				

TAB. 6.2-6

Combinazione 1	Coeff. γ	Coeff. Ψ	N - kN	M_y (N) - kNm	H_x - kN	M_y (H) - kNm	M_y (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1.35		68'793	-26'253			-26'253
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.35	1.00	3'202	4'483			4'483
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.35	1.00	2'112	2'956			2'956
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				517	3'516	3'516
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				3'444	5'166	5'166
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.35	1.00			128	871	871
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.35	1.00			84	574	574
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50		1'245	-2'646	2'129	4'790	2'145
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	0.00			0	0	0
Azioni alla Base			75'352	-21'460	6'302	14'917	-6'542
Combinazione 2a	Coeff. γ	Coeff. Ψ					
Azioni Verticali Permanenti	1.35		68'793	-26'253			-26'253
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.35	0.75	2'402	3'362			3'362
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.35	0.40	845	1'183			1'183
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				517	3'516	3'516
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				3'444	5'166	5'166
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.35	0.75			96	653	653
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.35	0.40			34	230	230
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50		1'245	-2'646	2'129	4'790	2'145
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	1.00			601	5'254	5'254
Azioni alla Base			73'284	-24'354	6'821	19'609	-4'745
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		3	11				
Interasse - m		3.00	3.00				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	191	2'260	2'307				
Combinazione 2a	207	2'311	2'256				

6.2.3. Azioni Globali : SLE

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

TAB. 6.2-7

Combinazione 2a	Coeff. γ	Coeff. Ψ					
Azioni Verticali Permanenti	1.00		50'958	-19'447			-19'447
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.00	0.75	1'779	2'491			2'491
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.00	0.40	626	876			876
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.00				383	2'605	2'605
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.00				2'551	3'826	3'826
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.00	0.75			71	484	484
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.00	0.40			25	170	170
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.00		830	-1'764	1'419	3'193	1'430
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.00	1.00			445	3'892	3'892
Azioni alla Base			54'192	-17'844	4'895	14'171	-3'673
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		3	11				
Interasse - m		3.00	3.00				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 2a	148	1'705	1'673				

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+	3'485	-233	1'016
SLU - Sismica kv-	3'353	-428	1'016
SLU - Statica - 1	2'260	2'307	191
SLU - Statica - 2a	2'311	2'256	207
SLE - 2a	1'705	1'673	148

6.3. ANALISI CON CODICE DI CALCOLO

L'analisi è sviluppata mediante il Codice di Calcolo FEM 'LUSAS BRIDGE – Versione 14" implementata dalla Società 'Alhambra srl di Terni".

L'input è riportato in Allegato – parte 'A'. L'output è incluso nel presente documento.

6.4. VERIFICHE

6.4.1. Pali

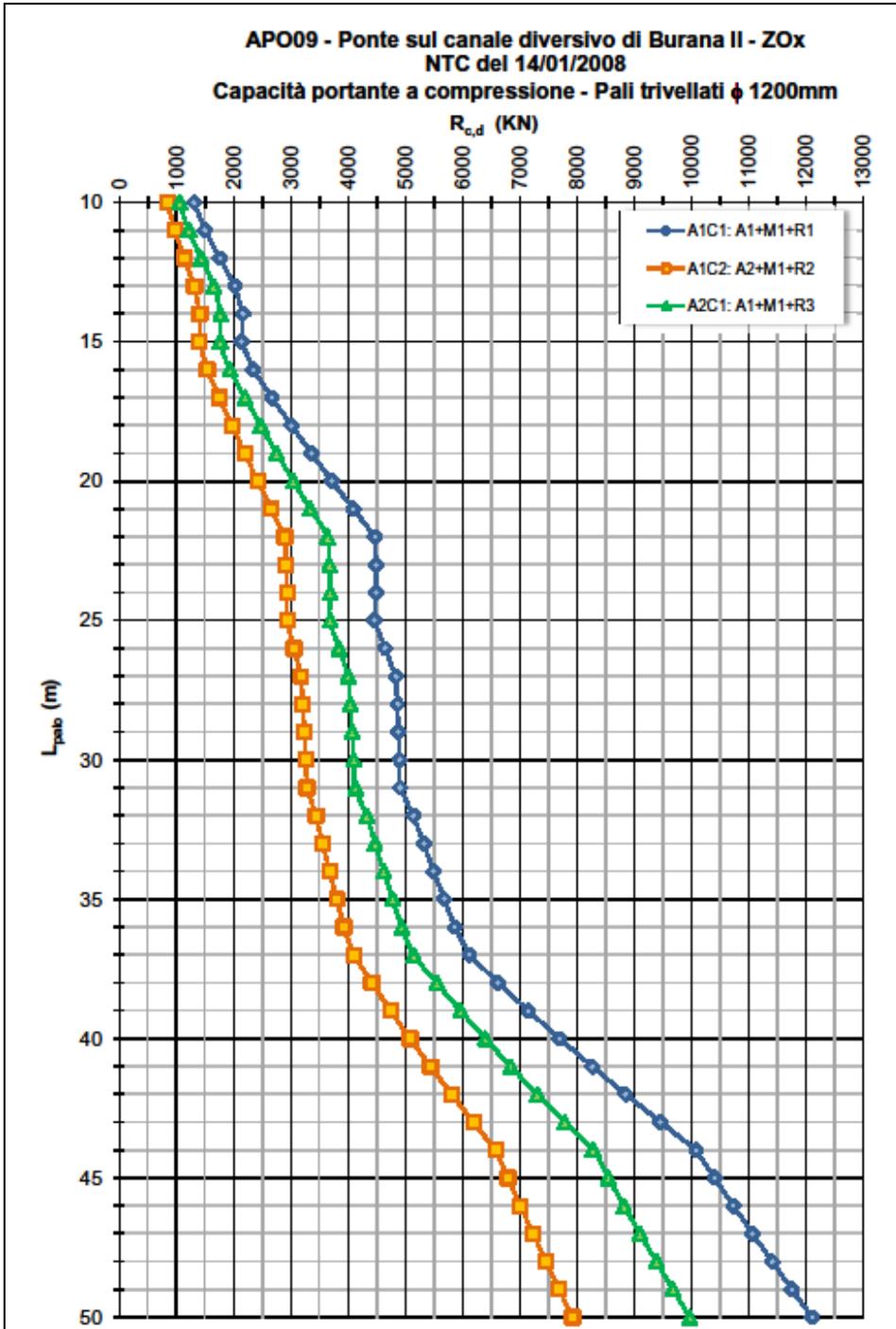
Si ribadisce che il dimensionamento dei Pali verrà effettuato mediante l'analisi di par. 6.2

6.4.1.1. Verifiche Geotecniche

Portanza Verticale

Alla Figura seguente è riportata la curva di portata a compressione per un palo Ø1200 nel suolo in questione, e successivamente quella a trazione.

Fig. 6.4-1



L'approccio di riferimento geotecnico è: A2C1 (curva Verde).

Dal par. 6.2.4 si è ottenuto che la massima azione di compressione N_{sd} è pari a 3485 kN (Fase Sismica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a 75.352 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:

$$R_{c,d} \cong 3730 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.07 > 1.0$$

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 2.5Ø) alla curva di portanza di figura va applicato un coefficiente riduttivo pari a 0.65.

$$N_{med} = 75352/33 = 2290 \text{ kN}$$

$$R_{c,d} \cong 3250 \cdot 0.65 = 2425 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.06 > 1.0$$

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

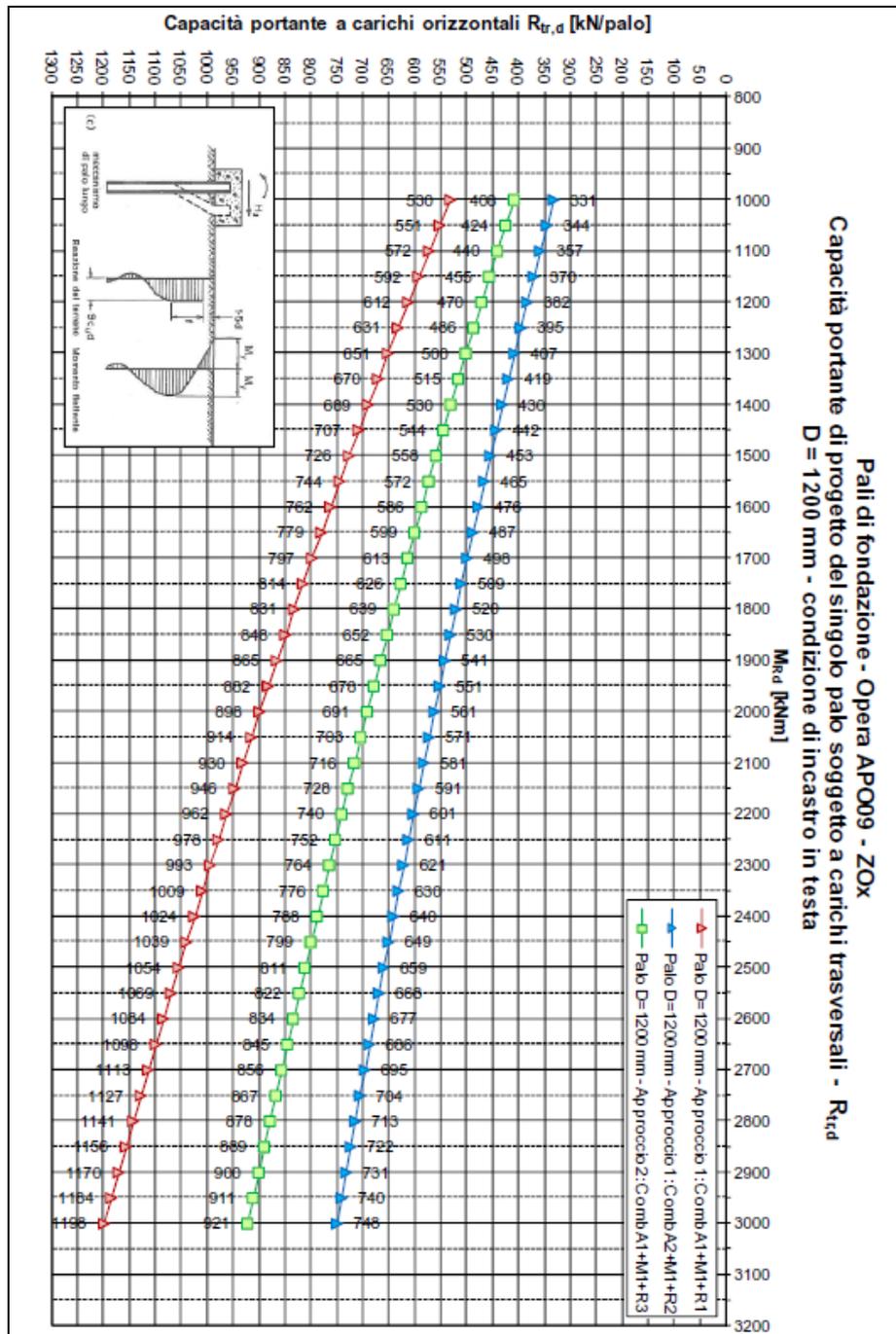
Verifica a trazione

La massima è pari a -297 kN, trascurabile rispetto alla capacità portante (>2000 kN)

6.4.1.2. Portanza Orizzontale

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

Fig. 6.4-2



Dal par. 6.2.4 si è ottenuto che la massima azione tagliante V_{sd} è pari a 1016 kN (Fase Sismica).

Anche in questo caso va condotta una doppia verifica.

Palo singolo

Non vengono applicati coefficienti riduttivi alla curva di portanza.

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

$$\Delta M = 1000 \cdot (1016 - 921) / (921 - 691) = 415 \text{ kNm}$$

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

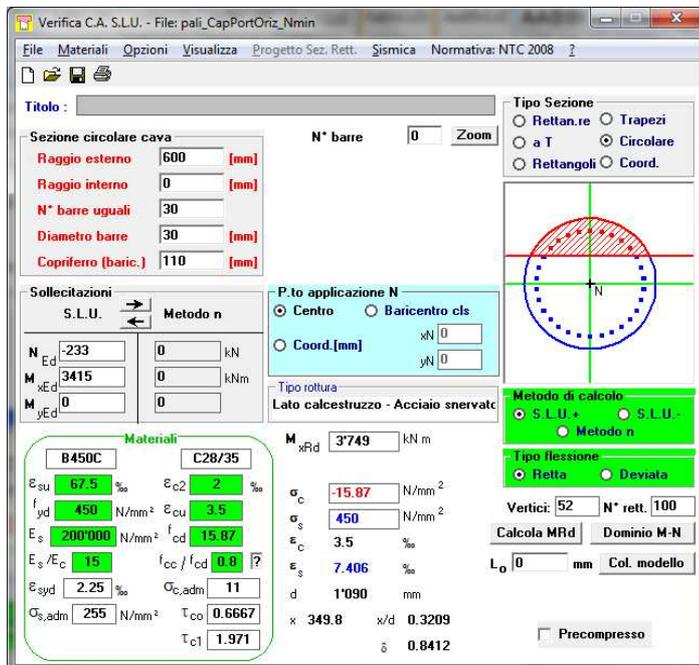
$$M_u = 3000 + 415 = 3415 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{min} \cong -233 \text{ kN (trazione)}$$

Si ha:

FIG. 6.4-3



Risultano necessari n°30 Ø30

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 :

$$R_{tr,d} = 1016/0.7 = 1455 \text{ kN}$$

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

$$\Delta M = 1000 \cdot (1455 - 921) / (921 - 691) \cong 2330 \text{ kNm}$$

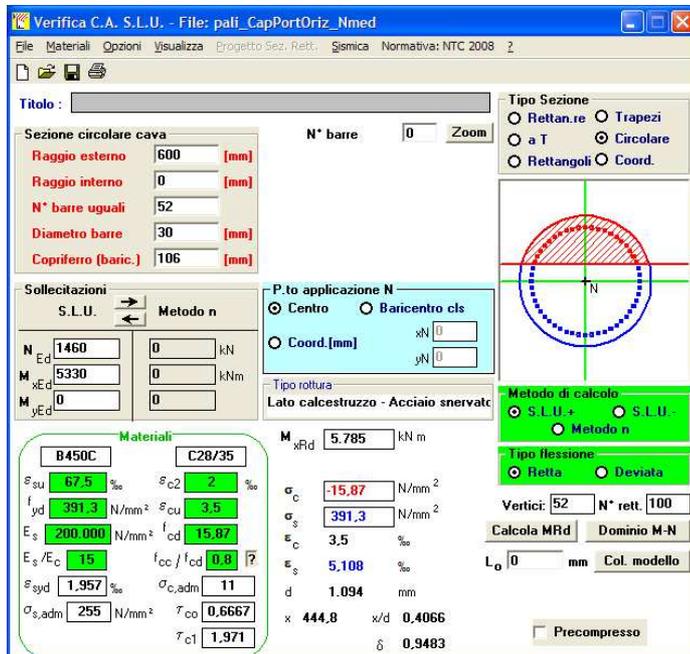
In definitiva la portanza orizzontale $R_{tr,d} = V_{sd}$ viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

$$M_u = 3000 + 2330 = 5330 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{med} = 48267/33 = 1460 \text{ kN}$$

FIG. 6.4-4

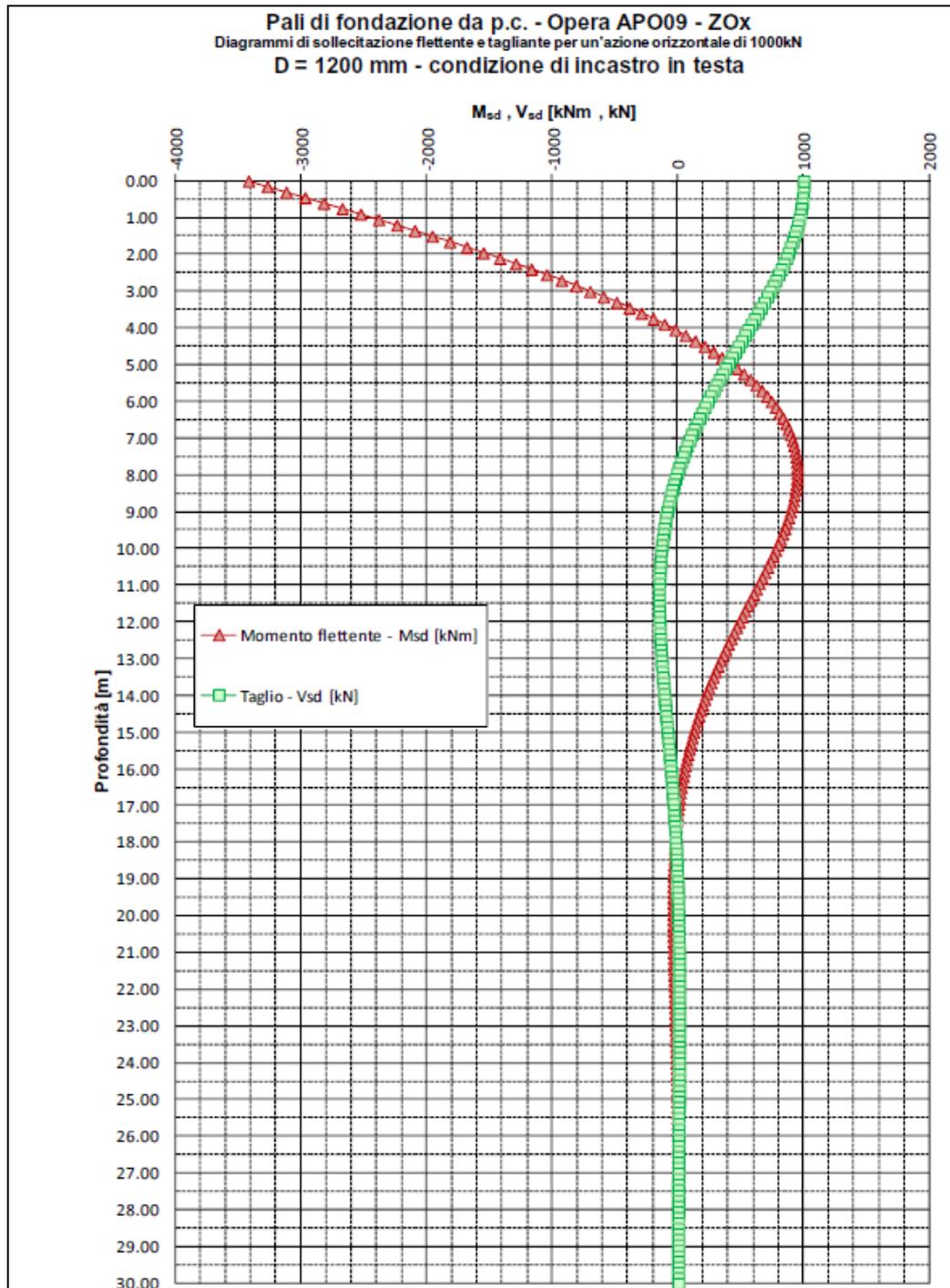


Risultano necessari n°52 Ø30 (3.2%).

6.4.1.3. Verifiche SLU: Taglio

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

Fig. 6.4-5



Si opera in conformità a quanto dichiarato al par. 5.1.10.2

Verifica lato Acciaio

L'espressione

$$V_{Rsd} = \cot(\theta) \cdot 0.68 \cdot \varnothing \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} ; \text{dove } \varnothing = 1200 \text{ mm e } f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}_2$$

assume i seguenti valori per armature e passi variabili:

TAB. 6.4-1

Palo \varnothing 1200		cot θ = 1.0	cot θ = 1.5	cot θ = 2.0	cot θ = 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

Dalla fig. precedente emerge che il taglio in testa ($1016 \cdot 1.2 = 1220$ kN) si riduce al 60% dell'azione in testa (735 kN) a quota -4.0 m, per poi scendere a valori inferiori al 20% dell'azione in testa (245 kN) a quote inferiori a -7.0m

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

da testa a quota -7.0 : **st \varnothing 16/200** $V_{Rsd} = 1284 \text{ kN} > 1220 \text{ kN}$

da quota -7.0 a fine palo : **st \varnothing 12/200** $V_{Rsd} = 722 \text{ kN} > 245 \text{ kN}$

Verifica lato CIs.

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

6.4.1.4. Verifiche SLU: 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 per 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 -8.0m).

Dai valori SLU di TAB. 6.2-8 e tenendo conto della figura precedente si ha:

TAB. 6.4-2

SLU					
Quota 0.0					
Ceff. 'M' da Taglio		3.40			
			N _{max} - kN	N _{min} - kN	M - kNm
SLU - Sismica kv+			3'485	-233	4'146
SLU - Sismica kv-			3'353	-428	4'146
SLU - Statica - 1			2'260	2'307	779
SLU - Statica - 2a			2'311	2'256	843
Quota -8.0					
Ceff. 'M' da Taglio		1.00			
			N _{max} - kN	N _{min} - kN	M - kNm
SLU - Sismica kv+			3'485	-233	1'219
SLU - Sismica kv-			3'353	-428	1'219
SLU - Statica - 1			2'260	2'307	229
SLU - Statica - 2a			2'311	2'256	248

E' immediato constatare che è superfluo prendere in conto le combinazioni statiche.

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 :

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

(*) 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 :

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

Quota 0.0 (L barra 6.0m)

Fig. 6.4-6

Si confermano 52Ø30.

Sollecitazione a quota -8.0 (Barra da -5.0 a -11.0 - L barra 6.0m)

Fig. 6.4-7

Si arma con 26Ø20.

Da quota -9.0 a fine palo (L barra 12.0m)

Verifiche non effettuate (Sollecitazione flettente pressoché nulla).

Si arma con 12Ø20.

6.4.1.5. Verifiche SLE: Fessurazione

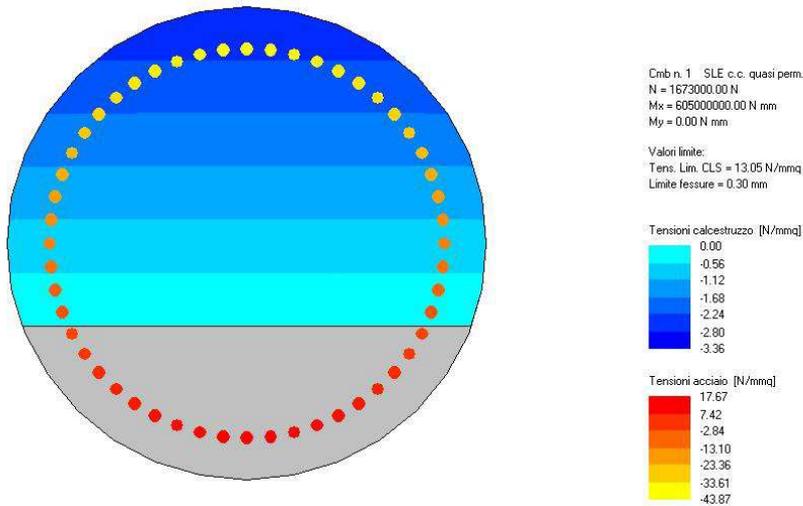
Si procede in analogia al paragrafo precedente.

TAB. 6.4-3

SLE					
	Quota		N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLE - 2a	0.0		1'705	1'673	605
	Quota		N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLE - 2a	-8.0		1'705	1'673	178

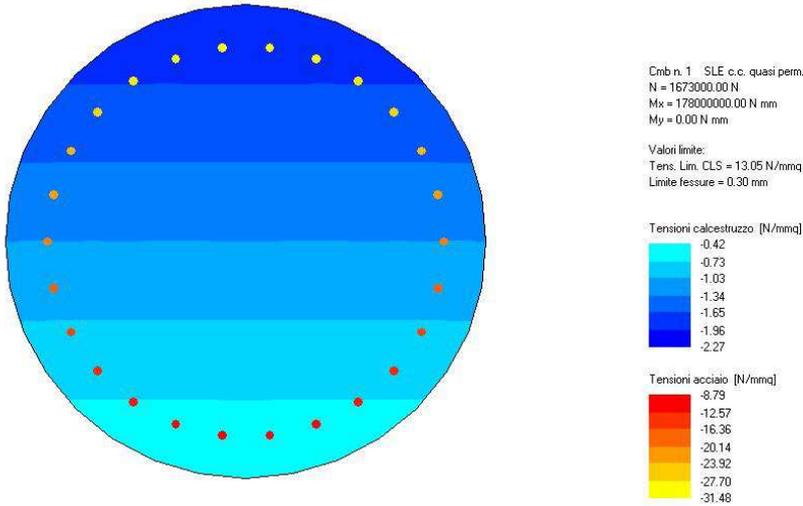
Quota 0.0 (L barra 6.0m)

Fig. 6.4-8



La verifica è largamente soddisfatta con 52Ø30

Sollecitazione a quota -8.0 (Barra da -5.0 a -11.0 - L barra 6.0m)

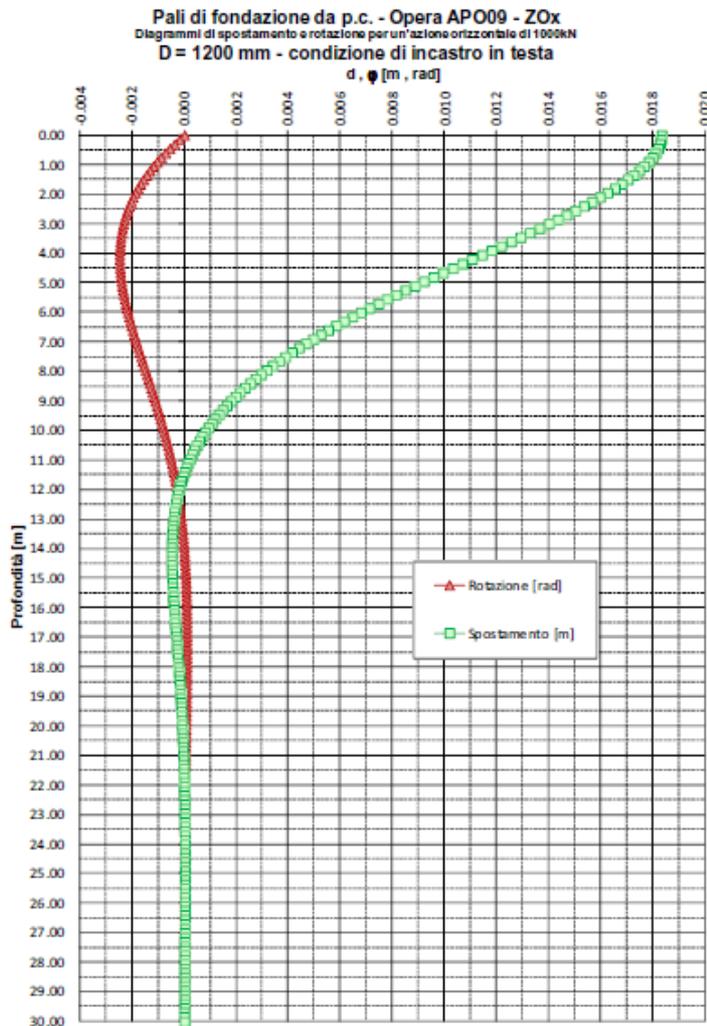


La verifica è largamente soddisfatta con 26Ø20.

6.4.1.6. Verifiche SLE: Deformazioni

Si riportano le curve di deformazione per azione tagliante unitaria in testa.

FIG. 6.4-9



Conseguentemente (si assumono le sole azioni peggiorative SLE) la deformazione effettiva risulta:

TAB. 6.4-4

DEFORMAZIONI		
	Quota 0.0	H - kN
SLE - 2a		178
Coeff. 'η' da Taglio		0.019
η max - mm		3

La deformazione viene ritenuta compatibile con la funzionalità dell'opera.

6.4.2. Orecchie

6.4.2.1. Azioni – 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.5.1.9 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.5.1.3, 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.

6.4.2.2. Azioni – SLE

Dal paragrafo precedente si ha:

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

6.4.2.3. Sollecitazioni e Verifiche – 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. 6.4-10 N1-1 (Nx)

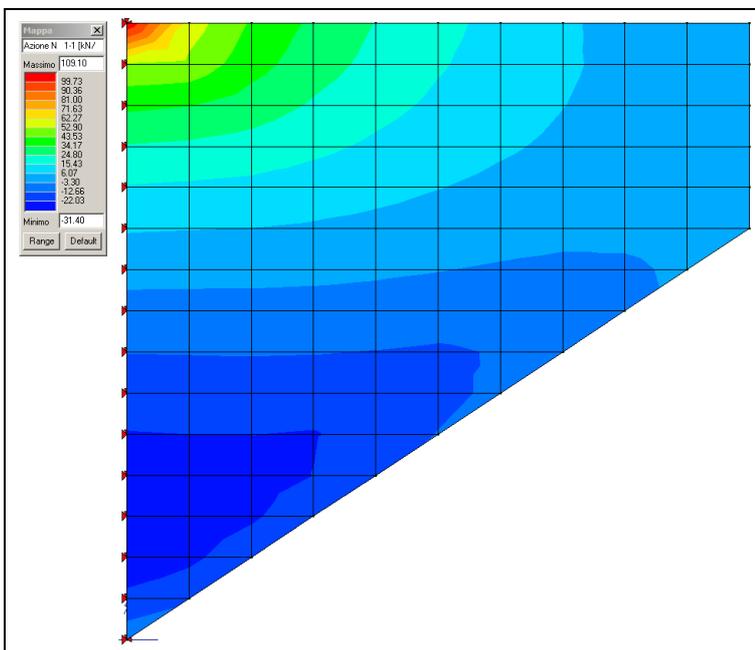


FIG. 6.4-11 M1-1 (My)

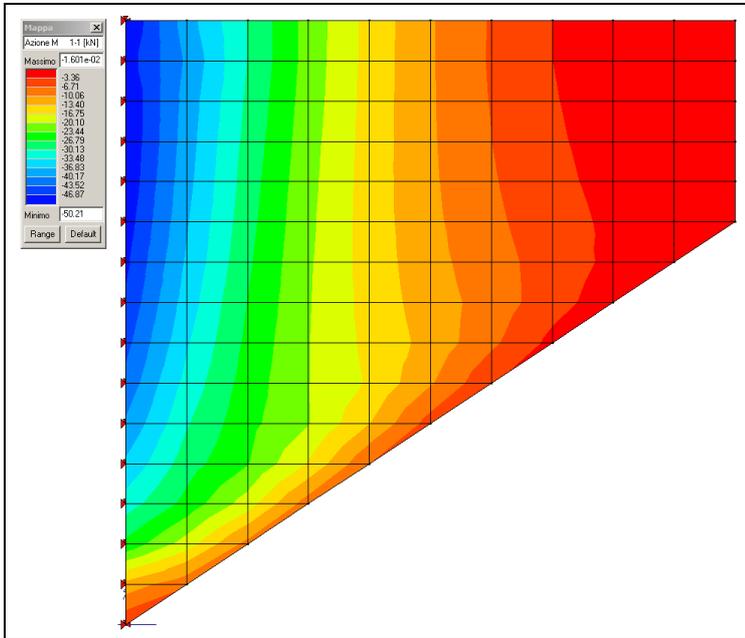
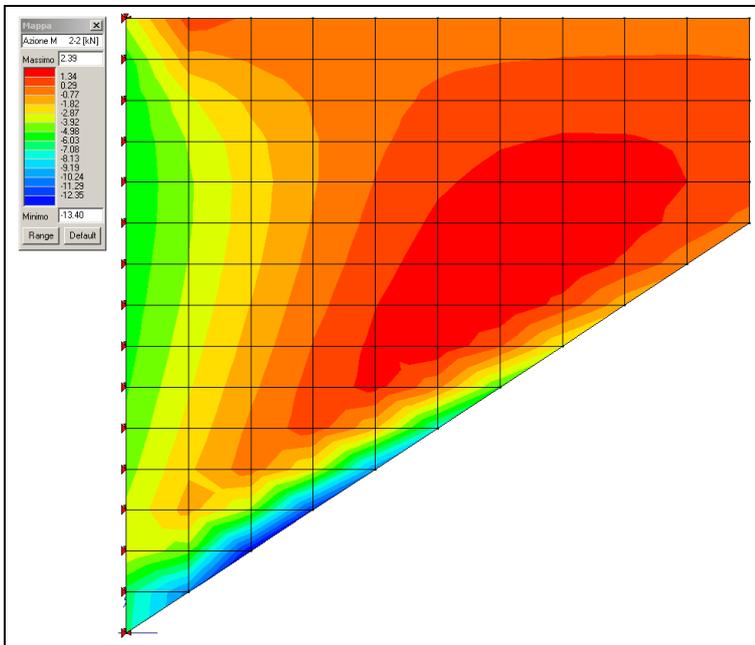


FIG. 6.4-12 M2-2 (Mx)



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. 6.4-5

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
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	35	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
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		
ϕ : Diametro medio armatura tesa	16	mm	
A_s : Armatura tesa	1.005	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ ϕ /2]	68	mm	
n° barre armatura compressa	5		
ϕ' : Diametro medio armatura compressa	12	mm	
A_s' : Armatura compressa	565	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ ϕ' /2]	66	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	50,0	kNm	
N : Sforzo normale	-58,0	kN	
E : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità ϕ	0,0		0 : breve durata; 1.5: lunga durata
$E_{cm} = [22000 * ((f_{ck} + 8) / 10)^{0,3} (1 + \phi)]$	34.077	N/mm ²	
$\alpha = E_s / E_{cm}$	6,16		rapporto moduli elastici
Verifica a pressoflessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	55	mm	
σ_c : Tensione calcestruzzo	3,57	N/mm ²	
σ_s : Tensione acciaio teso	152,21	N/mm ²	
σ_s' : Tensione acciaio compresso	-5,40	N/mm ²	
Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)			
$u = M/N - h/2$	-1112	mm	NO!
$d = h - c + u$	-680	mm	
$d' = c' + u$	-1046	mm	
$p = u^2 * 2 * n * (A_s' * d' + A_s * d) / b$	1,25E+06	mm ²	
$q = u^3 * 3 * n^2 * (A_s' * d' + A_s * d) / b$	-1,40E+09	mm ³	
$Q = (-p)^3 + q$	2,18E+02	mm ⁶	
z	-1057	mm	
	0,00000		
$y = z - u$	55	mm	
$S_n = b * y^2 / 2 + n * A_s' * (y - c') - n * A_s * (h - c - y)$	-8,86E+05	mm ³	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fed}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha*(A_s+A_s')$]	509.680	mm ²	
S : momento statico	1,27E+08	mm ³	
Y_x : baricentro [S/A]	249	mm	
J : momento d'inerzia	1,07E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	4,31E+07	mm ³	
f_{ctm}	3,21		
$\sigma_s = f_{ctm} / 1,2$	2,67	N/mm ²	
$M_{fess} = (\sigma_s + N/A) * W$	110,4	kNm	
M_{fess} > M : OK			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante.

6.4.2.4. Sollecitazioni e Verifiche – SLU

FIG. 6.4-13 N1-1 (Nx)

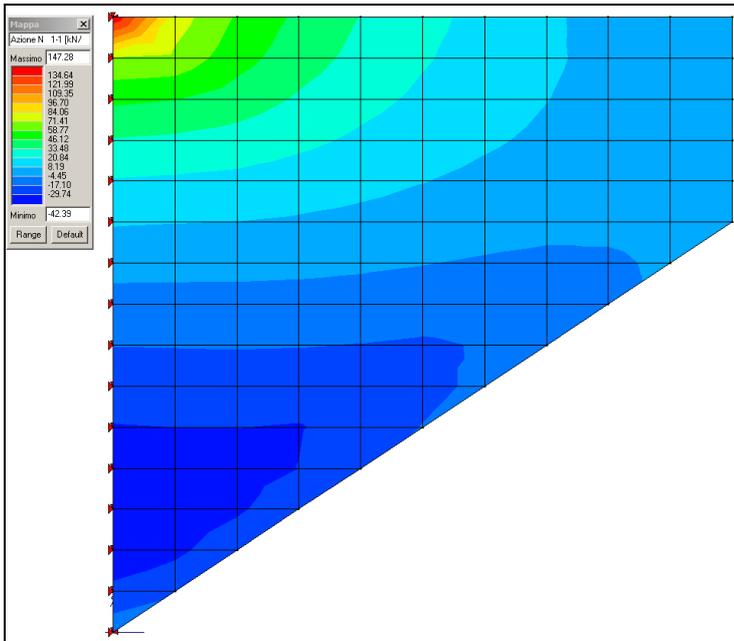


FIG. 6.4-14 M1-1 (My)

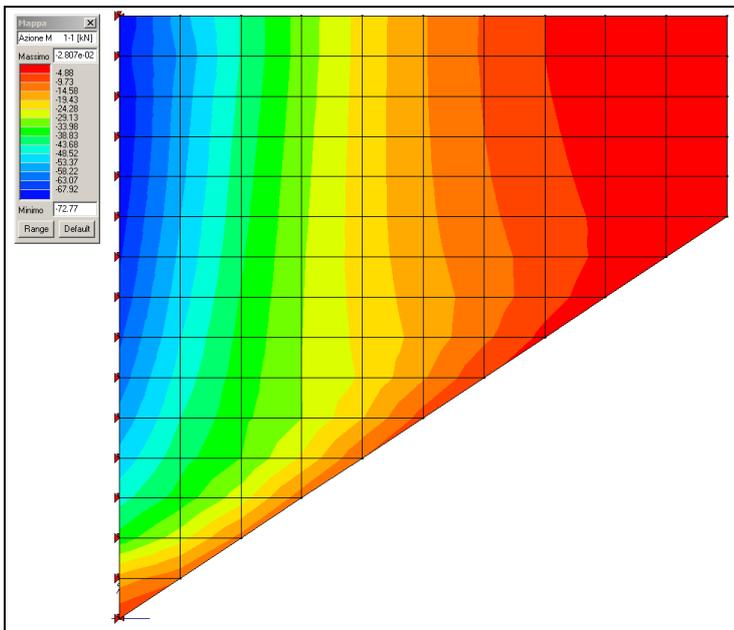


FIG. 6.4-15 V1-3

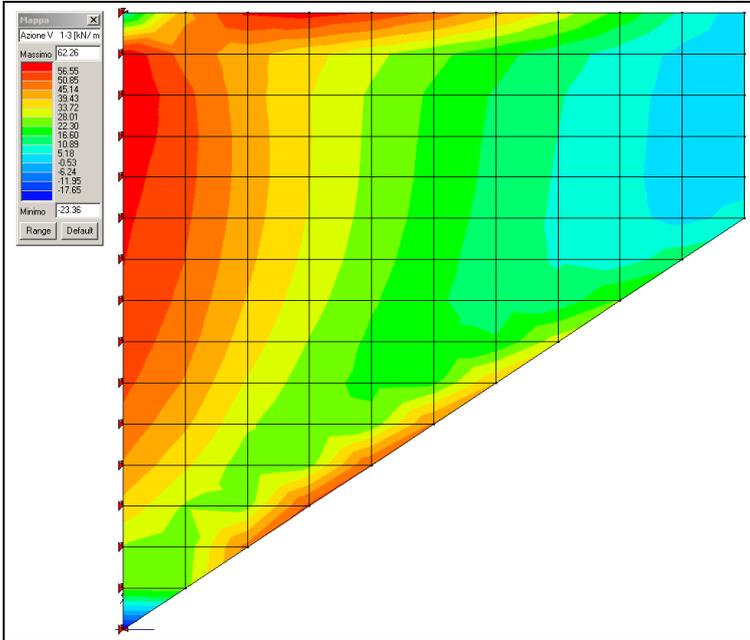
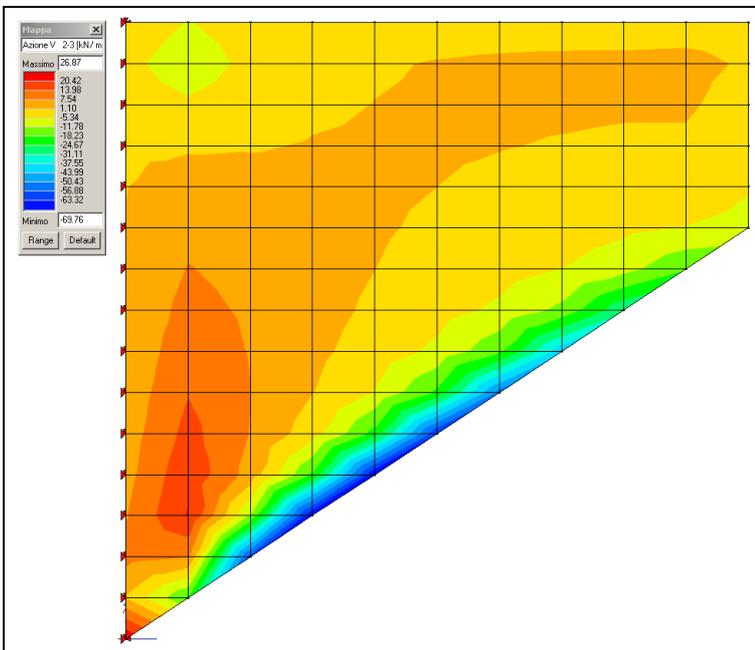


FIG. 6.4-16 V2-3



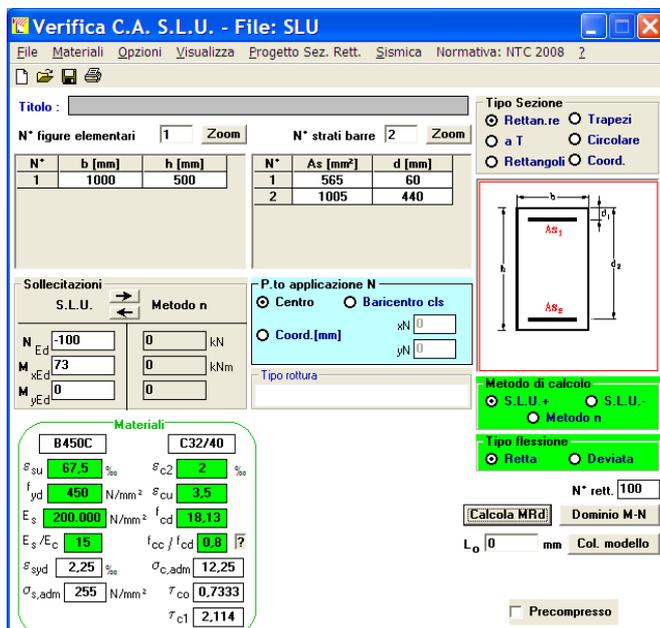
Verifica a Tensoflessione

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:

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

Fig. 6.4-17



L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata.

Verifica a Taglio

La massima sollecitazione tagliante vale: 70 kN/m

TAB. 6.4-6

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - V_{Sd}	70	kN	
base b_w	1000	mm	
altezza h	500	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	16	mm	
A _{sl} (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	432	mm	
ρ _l	0,00233		
N _{sd} (positiva se di compressione)	0	kN	
A _c	500000	mm ²	
σ _{cp}	0,000	MPa	
f _{ck}	35	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,680		
VR _d	175,3	kN	
v _{min}	0,45	kN	
	194,9	kN	
VR_d	195	kN	[eq 4.1.14]
	OK		

Non risulta necessaria armatura specifica a Taglio.

6.4.3. 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.

6.4.3.1. 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

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

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

6.4.3.2. 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:

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

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

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

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

6.4.3.3. Sollecitazioni – SLE

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

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

6.4.3.4. Verifiche SLE: Fessurazione

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

TAB. 6.4-7

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
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	35	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
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		
φ : Diametro medio armatura tesa	20	mm	
A _s : Armatura tesa	3.142	mm ²	
i : Interasse barre tese	100	mm	
c : Copriferro barre tese [r+φ/2]	90	mm	
n° barre armatura compressa	5		
φ' : Diametro medio armatura compressa	16	mm	
A' _s : Armatura compressa	1.005	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	88	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	154,3	kNm	
N : Sforzo normale	74,5	kN	
E _s : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità φ	0,0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E _{cm} = [22000*((f _{ck} +8)/10) ^{0,3}](1+φ)	34.077	N/mm ²	
α = E _s /E _{cm}	6,16		rapporto moduli elastici
Verifica a pressoflessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	115	mm	
σ _c : Tensione calcestruzzo	7,58	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	119,18	N/mm ²	
σ' _s : Tensione acciaio compresso	10,31	N/mm ²	
Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)			
u = M/N - h/2	1821	mm	>-h/3
d = h-c+u	2231	mm	
d' = c'+u	1909	mm	
p = u ² *2*n*(A' _s *d'+A _s *d)/b	3,21E+06	mm ²	
q = u ³ *3*n*(A' _s *d'+A _s *d ²)/b	5,68E+09	mm ³	
Q = (-p) ³ +q ²	2,18E+02	mm ⁶	
z	1937	mm	
	0,00000		
y = z - u	115	mm	
S _n = b*y ² /2 + n*A' _s *(y-c')-n*A _s *(h-c-y)	1,13E+06	mm ³	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{f,crd}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A _s +A' _s)]	525.555	mm ²	
S : momento statico	1,29E+08	mm ³	
Y _e : baricentro [S/A]	246	mm	
J : momento d'inerzia	1,11E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _e g]	4,50E+07	mm ³	
f _{ctm}	3,21		
σ _t : f _{ctm} /1,2	2,67	N/mm ²	
M _{f,crd} = (σ _t + N/A)*W	126,7	kNm	
M_{f,crd} < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			

Verifica allo stato limite di apertura delle fessure	valore	unità	Note / Limitazioni
Elementi preparatori			
A_{cl} : Area "effettiva" cls = $\text{Min}[b \cdot (2,5 \cdot (h-d)); b \cdot (h-y)/3; b \cdot h/2]$	128.177	mm ²	
ρ : 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 ²	
i_s : distanza tra barre tese min	100	mm	
k_s	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		
Distanza media tra le fessure "s_{rm}"			
limite spaziatura barre : $5 \cdot (r + \phi/2)$	450	mm	
controllo spaziatura	100	mm	OK
Distanza media tra le fessure "Δ_{smax}"			
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot r + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho$	410,7200	%	
Deformazione unitaria media dell'armatura "ϵ_{sm}"			
$\epsilon_{sm} = \text{Max}[(\sigma_s - k_s \cdot f_{ctm}) / \rho \cdot (1 + \alpha \cdot \rho)] / E_s; 0,6 \cdot \sigma_s / E_s]$	0,0003		
Apertura delle fessure "w_i"			
$w_i = s_{rm} \cdot \epsilon_{sm}$	0,140	mm	<wamm=0,2

La verifica risulta soddisfatta.

6.4.3.5. 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. 6.4-8

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		
ϕ diametro medio armatura tesa	16	mm	
Asl (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	432	mm	
pl	0,00233		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	500000	mm ²	
σ_{cp}	0,000	MPa	
fck	35	MPa	
γ	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.

6.4.3.6. Verifiche SLU: Pressoflessione

FIG. 6.4-18 FASE SISMICA

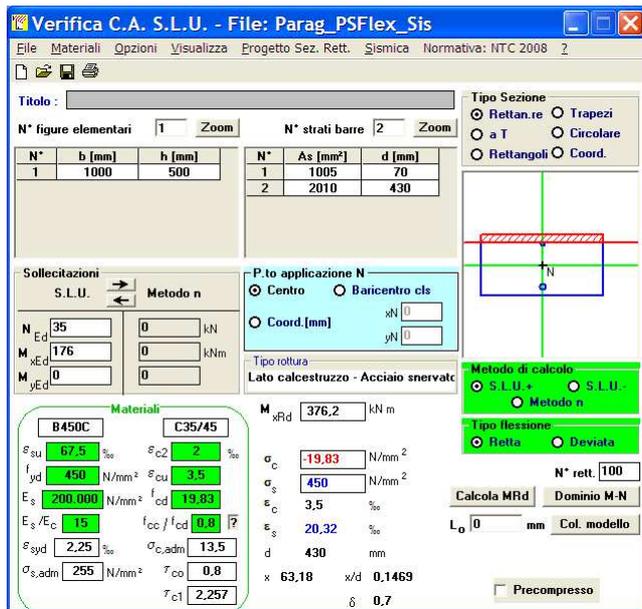
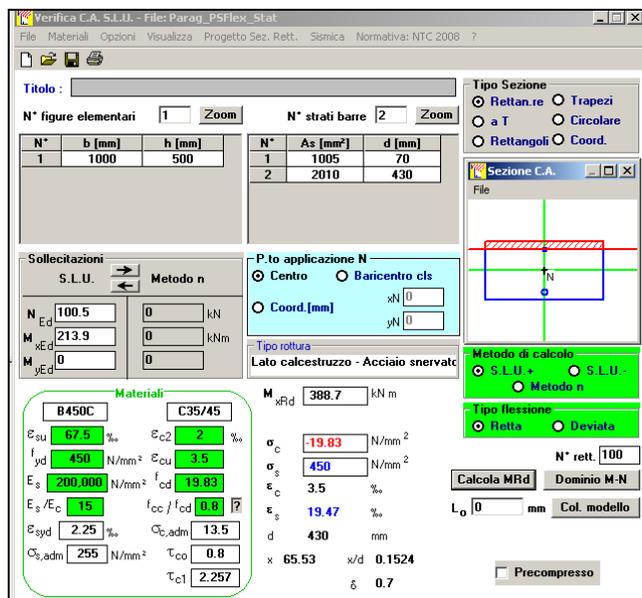


FIG. 6.4-19 FASE STATICA



6.4.4. Pareti di risvolto

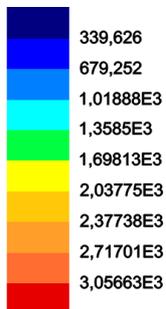
Si premette che, come dichiarato al par. 5.1.7, la pressione conseguente all'inerzia del terreno per sisma agente in direzione trasversale è stata assunta come uniforme lungo l'altezza, con valore pari a quello della larghezza del cuneo di spinta valutata in sommità. In realtà la pressione dovuta al cuneo di spinta ha andamento triangolare lungo l'altezza, con vertice in basso. Di conseguenza le sollecitazioni ottenute sulla parete tramite il Codice di Calcolo sono sovradimensionate.

6.4.4.1. Armature Orizzontali

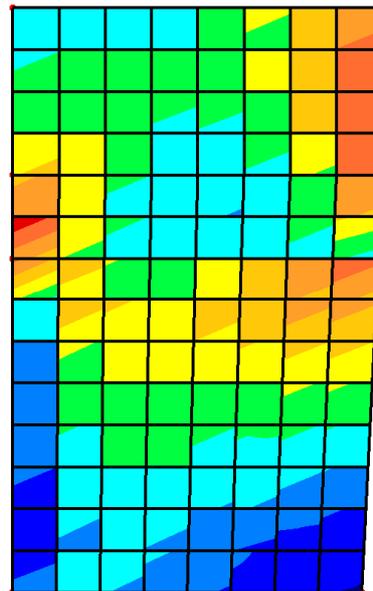
Vengono riportate le sole armature tese (controterra). Il lato dell'orecchia è quello sinistro.

Fig. 6.4-20 - SLU

Combining on: Sy
 ENV_SISM (Min)
 Entity: Armature_Min_\CSic_Cls
 Transformation: Local
 Component: Asx_B_SLU



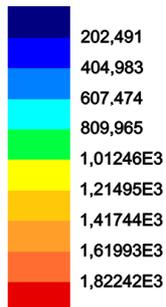
Maximum 3,37459E3 at node 3012 of element 2854
 Minimum 317,962 at node 101 of element 2797



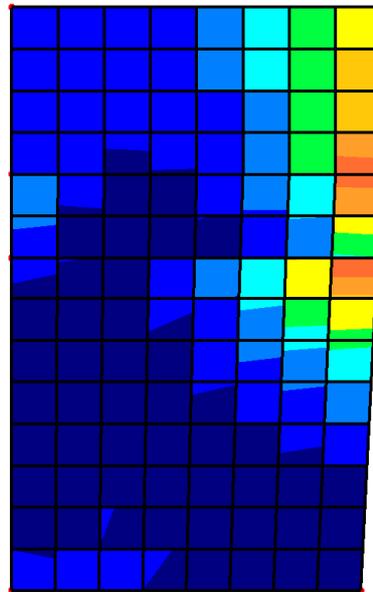
Asx (bottom)

Fig. 6.4-21 - SLE

Combining on: Sy
 ENV_SLE_freq (Min)
 Entity: Armature_Minime
 Transformation: Local
 Component: Asx_B_SLE



Maximum 1,83242E3 at node 2914 of element 2853
 Minimum 10,0 at node 2953 of element 2796



Asx (bottom)

- Zona superiore di spessore 500 mm

Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 3056 mm²/m.

Si arma con Ø26/100 (5310 mm²/m) per una lunghezza di 2.0 m, seguito da Ø26/200. All'esterno si adotta Ø16/200.

- Zona inferiore di spessore 1000 mm

Escludendo le zone interferite dalla discontinuità dello spessore, risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 2377 mm²/m.

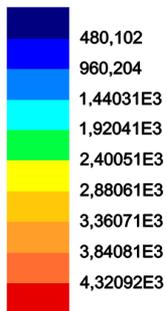
Si arma con Ø26/200 (2655 mm²/m) per una lunghezza di 2.0 m, seguito da Ø20/200. All'esterno si adotta Ø16/200.

6.4.4.2. Armature Verticali

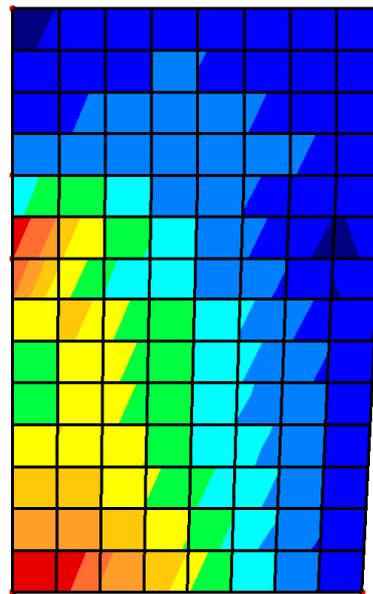
Vengono riportate le sole armature tese (controterra)

Fig. 6.4-22 - SLU

Combining on: Sy
 ENV_SISM (Min)
 Entity: Armature_Min__CSic_Cls
 Transformation: Local
 Component: Asy_B_SLU



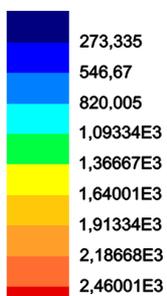
Maximum 4,67487E3 at node 3012 of element 2854
 Minimum 353,949 at node 2938 of element 2860



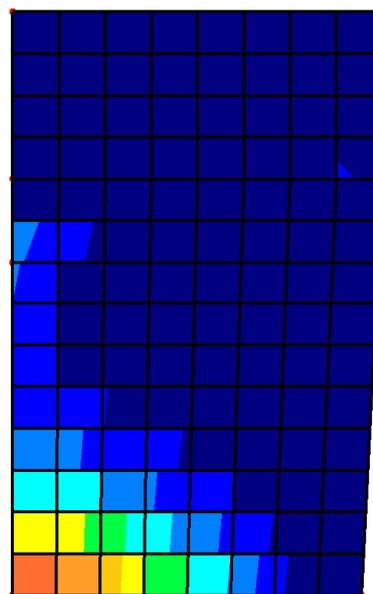
Asy (bottom)

Fig. 6.4-23 – SLE

Combining on: Sy
 ENV_SLE_freq (Min)
 Entity: Armature_Minime
 Transformation: Local
 Component: Asy_B_SLE



Maximum 2,46501E3 at node 100 of element 2790
 Minimum 5,0 at node 3016 of element 2857



Asy (bottom)

- Zona superiore di spessore 500 mm

Escludendo le zone interferite dalla discontinuità dello spessore, risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1920 mm²/m.

Si arma con Ø26/200 (2655 mm²/m) per una lunghezza di 2.0 m a partire dall'attacco con l'orecchia, seguito da Ø20/200. All'esterno si adotta Ø16/200.

- Zona inferiore di spessore 1000 mm

Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 4320 mm²/m.

Si arma con Ø26/100 (5310 mm²/m). All'esterno si adotta Ø16/200.

6.4.4.3. Taglio

Preliminarmente si determina il taglio limite per il quale non è richiesta armatura specifica (ipotizzando un'armatura tesa minimale).

TAB. 6.4-9 – SPESSORE 500 MM

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - V _{Sd}	140,5	kN	
base b _w	1000	mm	
altezza h	500	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	16	mm	
Asl (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	432	mm	
pl	0,00233		
N _{sd} (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	500000	mm ²	
σ _{cp}	0,000	MPa	
f _{ck}	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,680		
VR _d	170,1	kN	
v _{min}	0,43	kN	
	186,3	kN	
VR_d	186	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

TAB. 6.4-10 – SPESSORE 1000 MM

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - VSd	140,5	kN	
base bw	1000	mm	
altezza h	1000	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	26	mm	
Asl (tesa)	2655	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	73	mm	
altezza utile d	927	mm	
pl	0,00286		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	1000000	mm ²	
σcp	0,000	MPa	
fck	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,464		
VRd	340,9	kN	
vmin	0,35	kN	
	325,3	kN	
VRd	341	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

FIG. 6.4-24 TAGLIO IN DIR. VERT. Z

Combining on: Sy
 ENV_SISM (Max)
 Entity: Force/Moment - Thick Shell
 Transformation: Local
 Component: Sy



Maximum 1,51434E6 at node 2943
 Minimum -94,5106E3 at node 2915

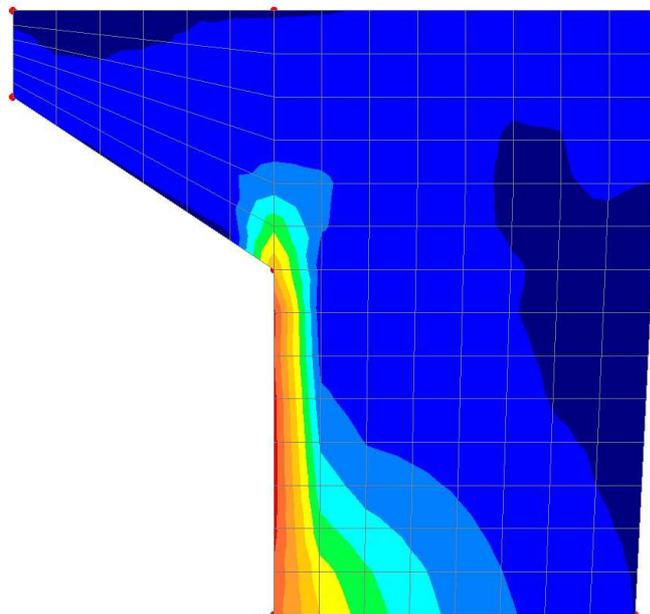
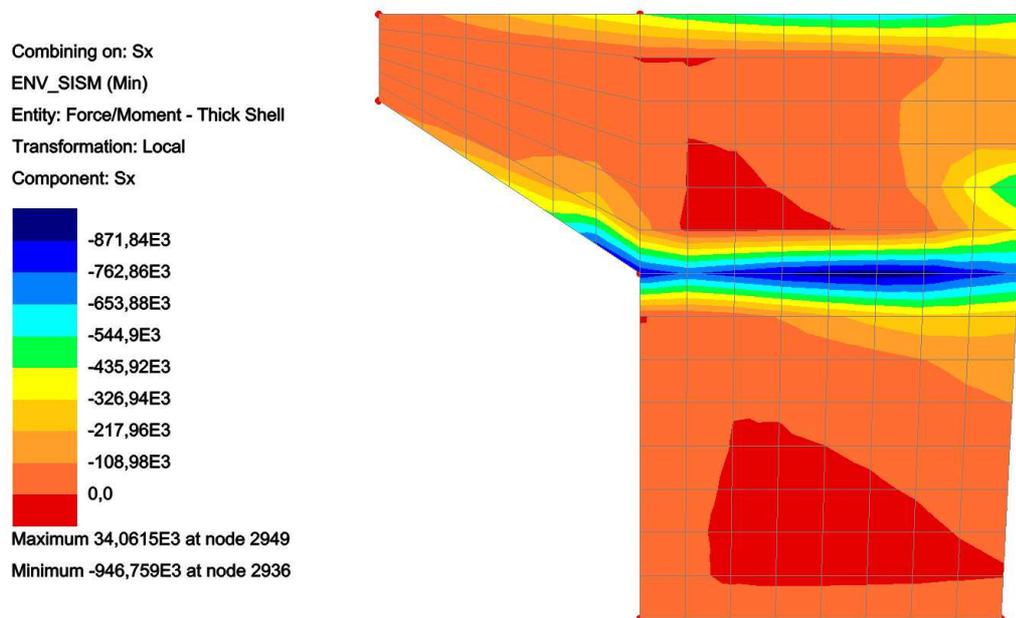


FIG. 6.4-25 TAGLIO IN DIR. ORIZ. Y



- Zona superiore di spessore 500 mm

Escludendo una prima fascia orizzontale a partire dall'attacco con l'orecchia – interferita dallo spigolo acuto – e una prima fascia verticale a partire dalla variazione di spessore – interferita dalla discontinuità - il taglio massimo risulta pari a 178 kN/m < 186 kN/m.

Non risulta necessaria armatura specifica.

- Zona inferiore di spessore 1000 mm

Si ribadisce che le sollecitazioni ottenute sono sovradimensionate, per quanto esposto in testa al paragrafo.

Lungo tutta l'altezza, per i primi 1.5 m a partire dal lato libero, il valore medio risulta:

$$V = (1251 + 536) / 2 = 894 \text{ kN/m.}$$

Risulta necessaria armatura specifica.

Adottando spilli $\varnothing 12/200 \times 200$ si ha:

TAB. 6.4-11

Verifica a taglio di sezione rettangolare allo SLU - (armature a taglio verticali)			
azione tagliante sollecitante - VSd	894	kN	
base sezione - bw	1000	mm	
altezza totale sezione - h	1000	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	50	mm	
altezza utile sezione - d	950	mm	
z braccio della coppia interna = 0.9d o 0.8h	855		
fck	35	MPa	
fcd = 0.85*fck/1,5	19,83	MPa	
fywd	391,3	MPa	
v utilizzato =0.5	0,50		
cot θ	1,000		1,0<cot θ<2,5 [4.1.16]
θ (°)	45,00		
numero bracci spilli - n	5		
spilli Ø	12	mm	
Area staffa singola - Ast	113,1	mm ²	
passo staffe - s	200	mm	
Ast / s	2,83	mm ² /mm	
taglio che provoca la rottura nel puntone di calcestruzzo - VRcd	4239,4	kN	[eq 4.1.19]
taglio che provoca lo snervamento dell'armatura specifica - VRsd	946,0	kN	[eq 4.1.18]
sezione verificata			
condizione da soddisfare: $A_{sw} * f_{ywd} / (b_w * s) \leq 0.5 * v * f_{cd}$	0,22	≤	4,96
condizione soddisfatta			

Successivamente i valori risultano compresi tra 357 e 178 kN/m.

Il taglio limite per non ricorrere ad armatura specifica è risultato pari a 341 kN/m (Tab. 6.3-7).

Non viene ritenuta necessaria alcuna armatura specifica.

6.4.5. Parete centrale

6.4.5.1. Armature Verticali

Vengono riportate le sole armature tese (contro terra)

Fig. 6.4-26 - SLU

Combining on: Sy
 ENV_PROGETTO (Min)
 Entity: Armature_Min__CSic_Cls
 Transformation: Local
 Component: Asy_B_SLU

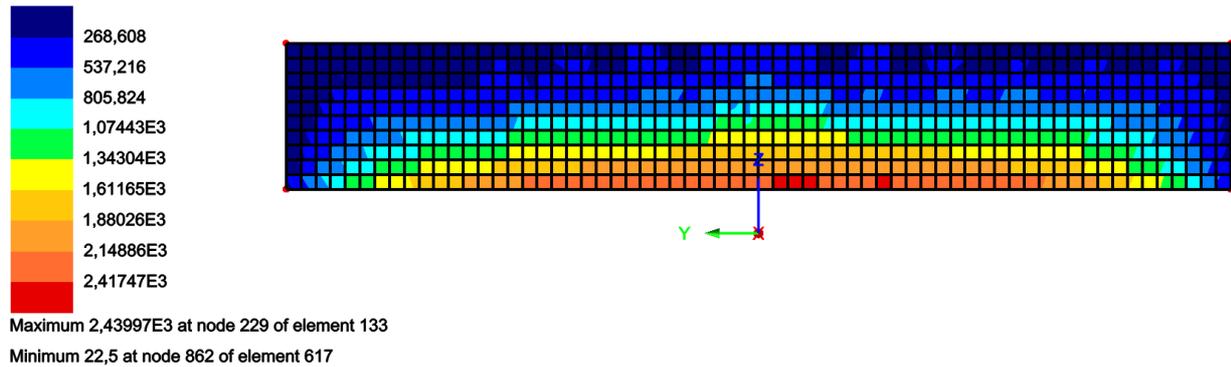
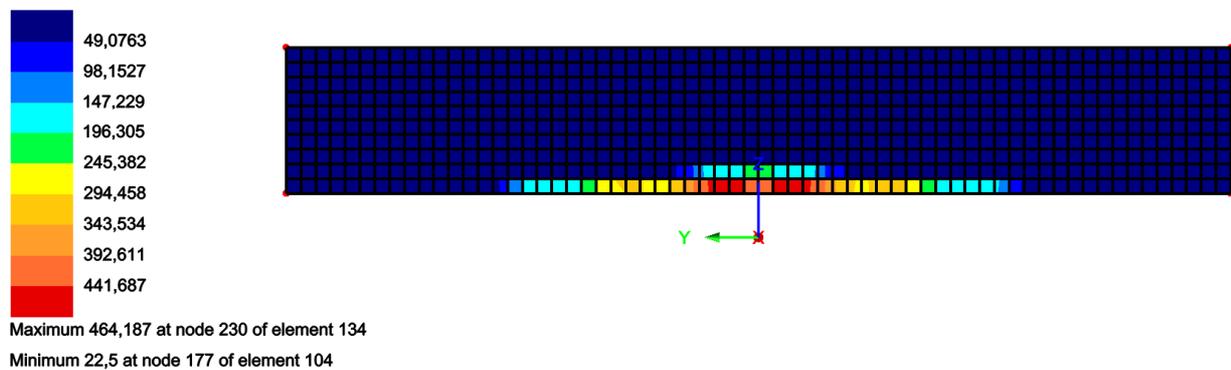


Fig. 6.4-27 - SLE

Combining on: Sy
 ENV_SLE_freq (Min)
 Entity: Armature_Minime
 Transformation: Local
 Component: Asy_B_SLE



Alla base risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 2440 mm²/m.

Si arma con barre di ripresa Ø26/200 (2655 mm²/m). All'esterno si adotta Ø16/200.

Successivamente ai primi 2.0 m risulta necessaria un'armatura (MAX : SLU) compresa tra 1600 e 1300 mm²/m.

Si arma con barre Ø20/200 (1570 mm²/m). All'esterno si adotta Ø16/200.

6.4.5.2. Armature Orizzontali

Lato controterra

Fig. 6.4-28 – SLU

Combining on: Sy
 ENV_PROGETTO (Min)
 Entity: Armature_Min__CSic_Cls
 Transformation: Local
 Component: Asx_B_SLU

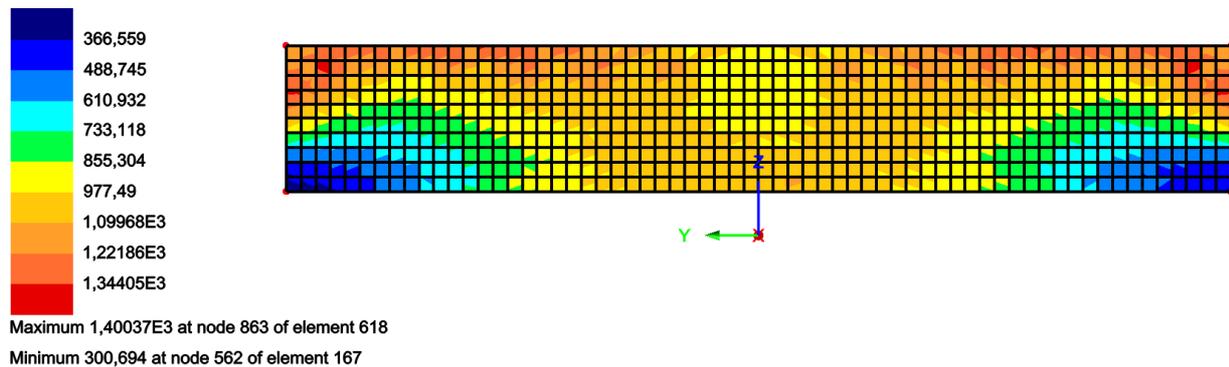
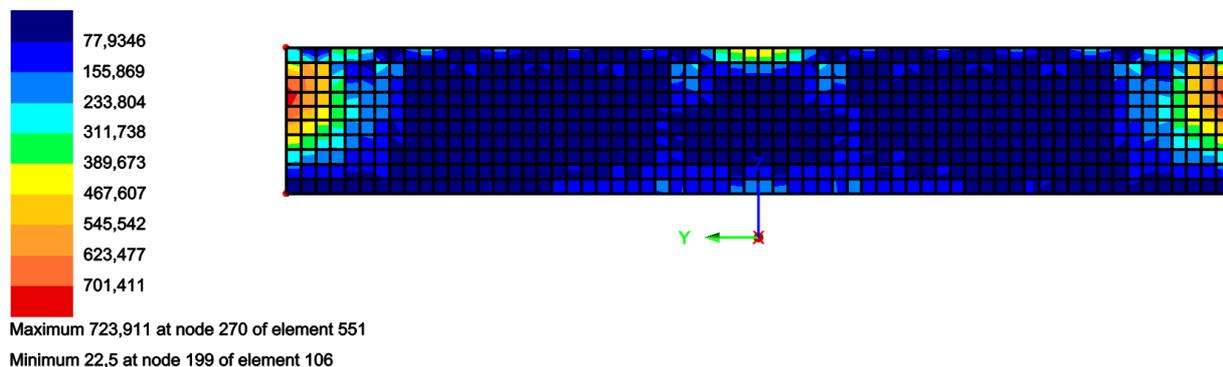


FIG. 6.4-29 - SLE

Combining on: Sy
 ENV_SLE_freq (Min)
 Entity: Armature_Minime
 Transformation: Local
 Component: Asx_B_SLE



Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1400 mm²/m.

Si arma con Ø20/200 (1570 mm²/m).

Lato esterno

FIG. 6.4-30 – SLU

Combining on: Sy
 ENV_PROGETTO (Min)
 Entity: Armature_Min_\CSic_Cls
 Transformation: Local
 Component: Asx_T_SLU

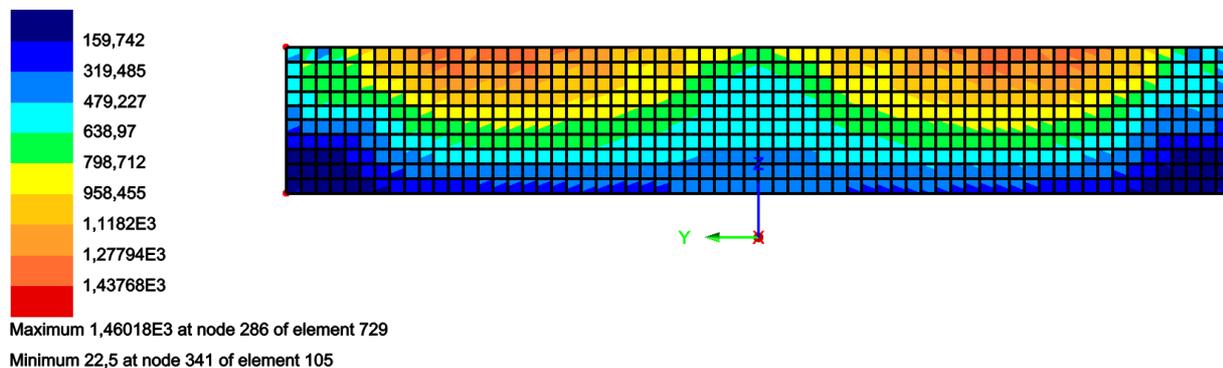
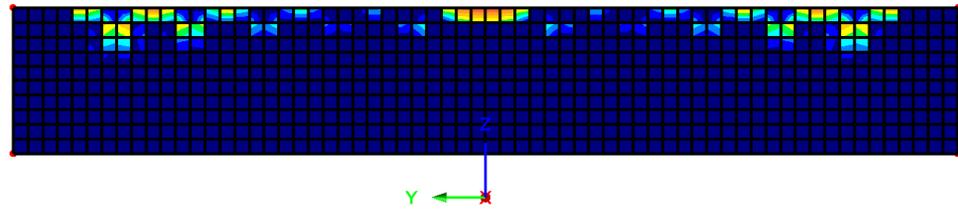


Fig. 6.4-31 - SLE

Combining on: Sy
 ENV_SLE_freq (Min)
 Entity: Armature_Minime
 Transformation: Local
 Component: Asx_T_SLE



Maximum 450,975 at node 307 of element 712
 Minimum 22,5 at node 177 of element 104



Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1280 mm²/m.

Si arma con Ø20/200 (1570 mm²/m).

6.4.5.3. Taglio

Preliminarmente si determina il taglio limite per il quale non è richiesta armatura specifica.

TAB. 6.4-12 – SPESSORE 2250 MM

azione tagliante sollecitante - Vsd	140,5	kN	
base bw	1000	mm	
altezza h	2250	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	16	mm	
Asl (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	2182	mm	
pl	0,00046		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	2250000	mm ²	
σcp	0,000	MPa	
fck	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,303		
VRd	388,2	kN	
vmin	0,29	kN	
	642,4	kN	
VRd	642	kN	[eq 4.1.14]
	OK		

FIG. 6.4-32 TAGLIO IN DIR. VERT. Z

Combining on: Sy
 ENV_SISM (Max)
 Entity: Force/Moment - Thick Shell
 Transformation: Local
 Component: Sy



Maximum 735,642E3 at node 243
 Minimum 3,93262E3 at node 626

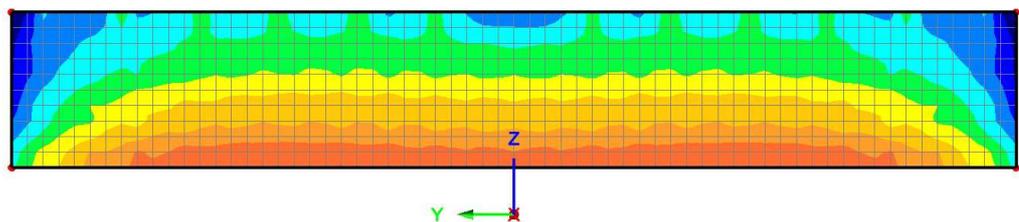
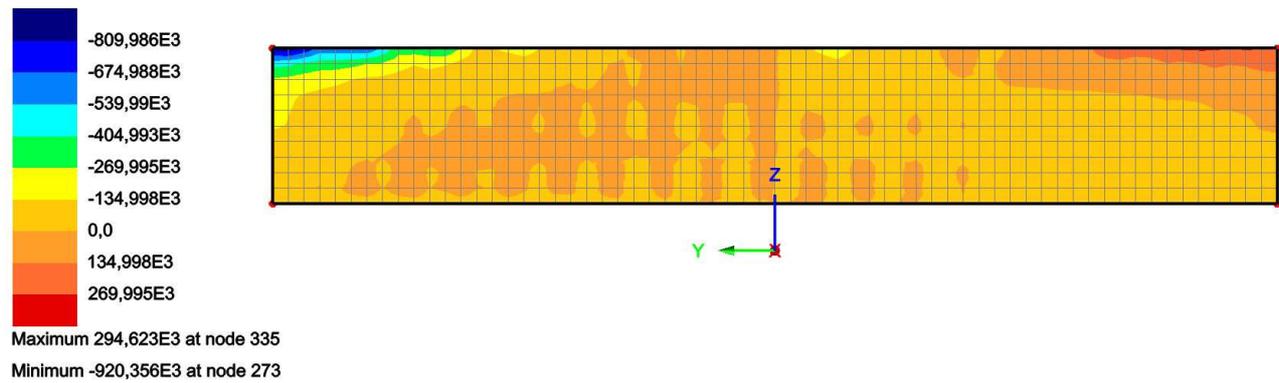


FIG. 6.4-33 TAGLIO IN DIR. ORIZ. Y

Combining on: Sx
 ENV_SISM (Min)
 Entity: Force/Moment - Thick Shell
 Transformation: Local
 Component: Sx



Escludendo la zona interferita dall'attacco con il paraghiaia il taglio massimo risulta pari a 569 kN/m < 642 kN/m (tab.6.3-9).

Non risulta necessaria armatura specifica.

6.4.6. Fondazione

La fondazione qui riportata rappresenta la sola parte 'interna'. La parte sporgente anteriormente dalla parete centrale verrà analizzata in base ad un'analisi locale, riportata in coda al presente paragrafo.

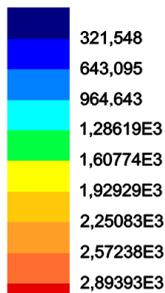
NOTA : la classe di resistenza inserita in input (C25/30) è lievemente inferiore a quella effettiva (C28/35).

6.4.6.1. Armature in direzione longitudinale (asse ponte)

Estradosso

FIG. 6.4-34 – SLU

Combining on: Sy
 ENV_PROGETTO (Min)
 Entity: Armature_Min__CSic_Cls
 Transformation: Local
 Component: Asx_T_SLU



Maximum 2,93713E3 at node 1722 of element 1737
 Minimum 43,2022 at node 1821 of element 1634

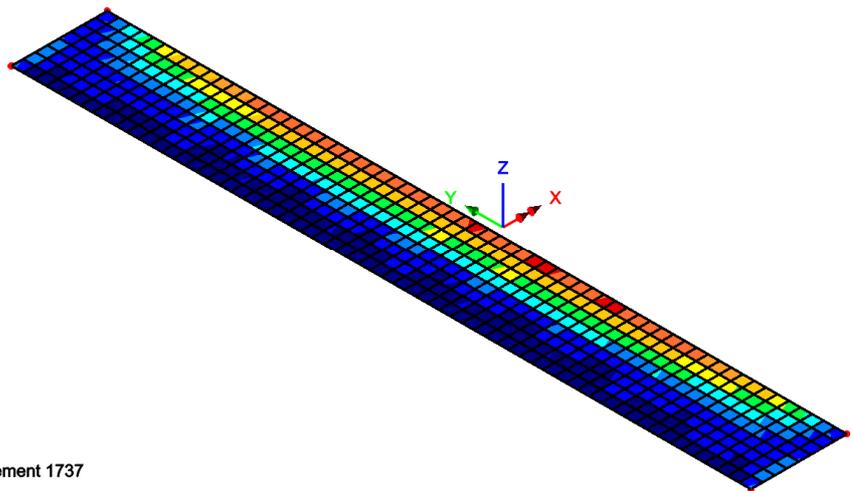
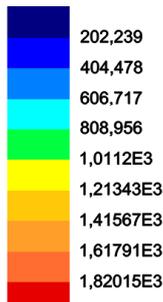
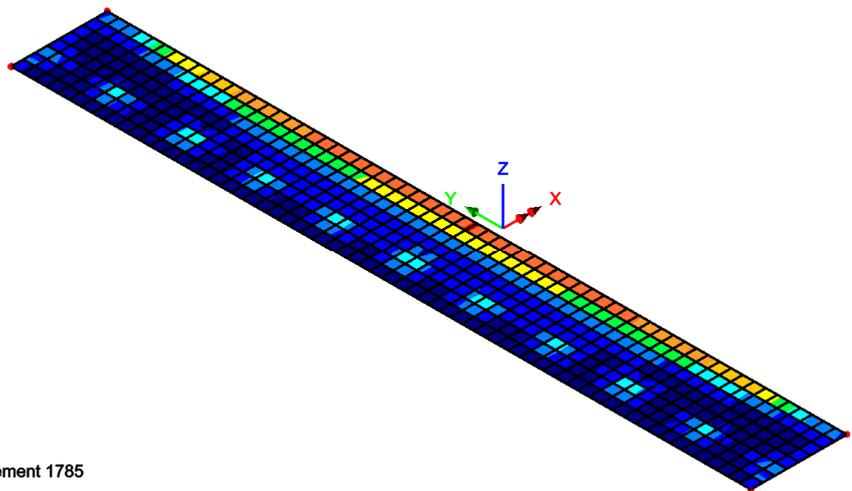


FIG. 6.4-35 – SLE

Combining on: Sy
ENV_SLE_freq (Min)
Entity: Armature_Minime
Transformation: Local
Component: Asx_T_SLE



Maximum 1,83515E3 at node 1728 of element 1785
Minimum 15,0 at node 1834 of element 1538



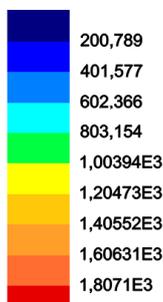
Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 2890 mm²/m.

Si arma con $\varnothing 26/200 + \varnothing 16/200$ (3654 mm²/m).

Intradosso

FIG. 6.4-36 – SLU

Combining on: Sy
ENV_PROGETTO (Min)
Entity: Armature_Min__CSic_Cls
Transformation: Local
Component: Asx_B_SLU



Maximum 1,8221E3 at node 1878 of element 1588
Minimum 15,0 at node 1834 of element 1530

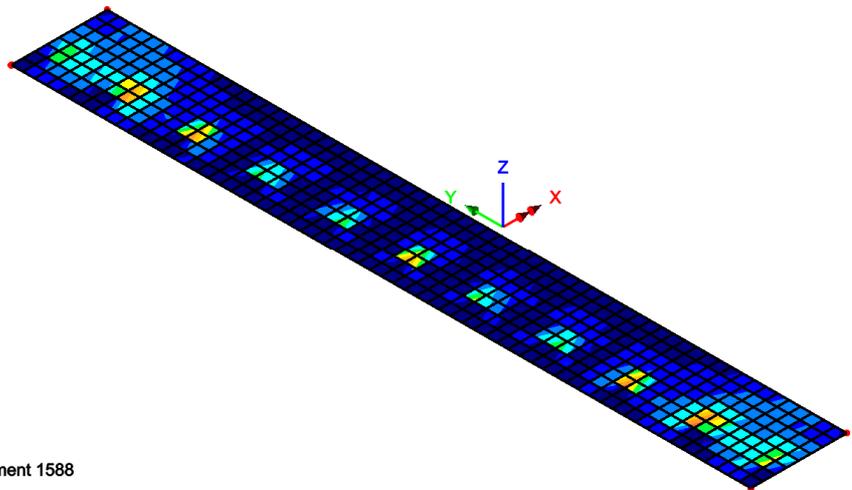
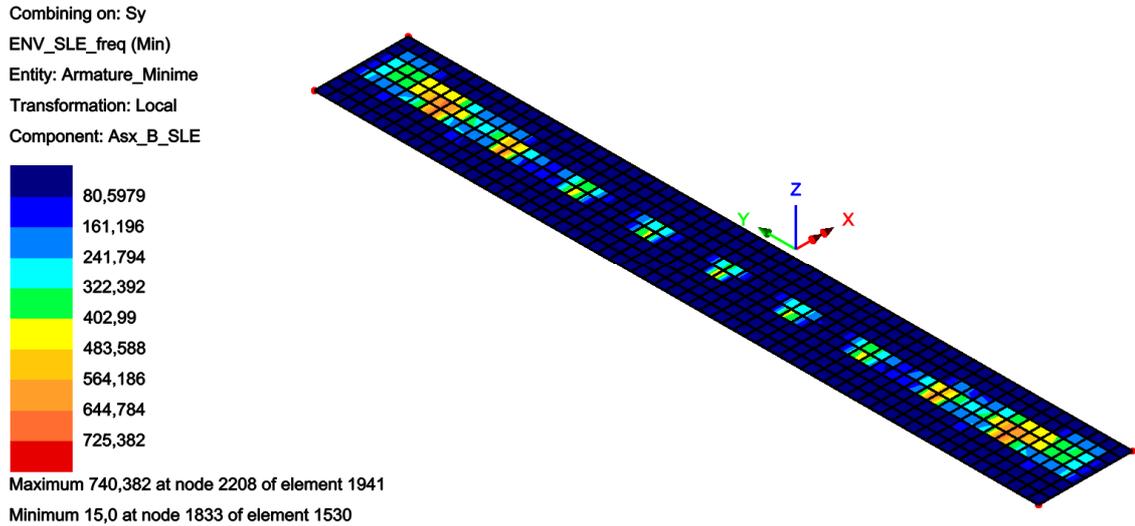


FIG. 6.4-37 – SLE



Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1800 mm²/m.

Si arma con Ø20/200 (1570 mm²/m).

6.4.6.2. Armature in direzione trasversale

Estradosso

FIG. 6.4-38 – SLU

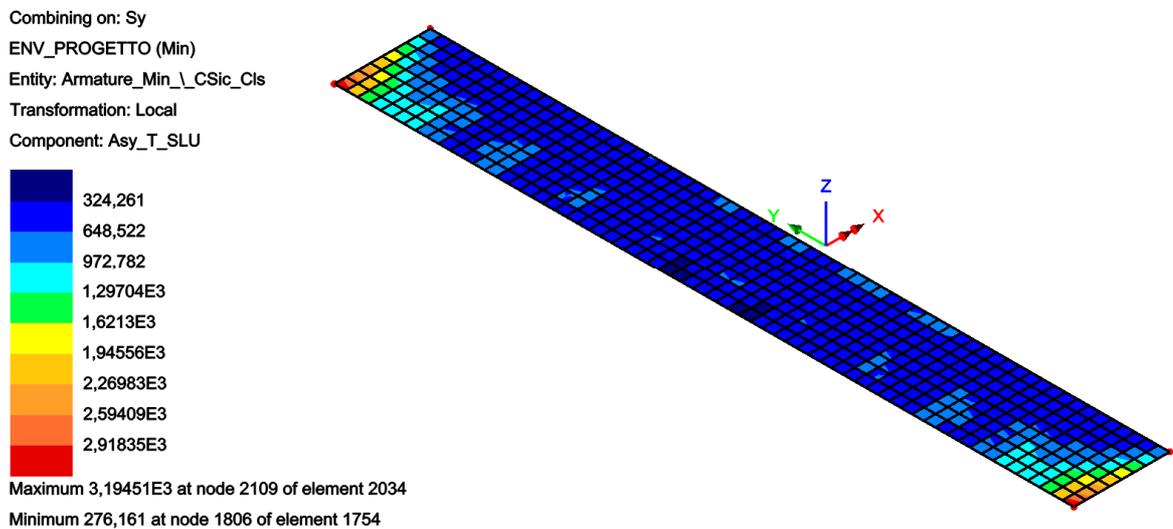
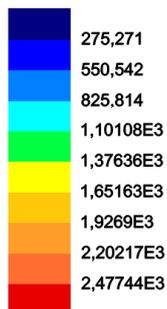
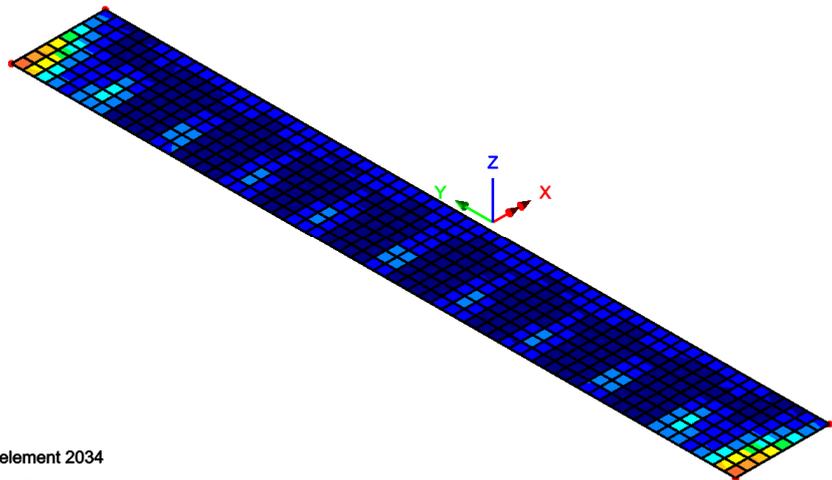


Fig. 6.4-39 – SLE

Combining on: Sy
ENV_SLE_freq (Min)
Entity: Armature_Minime
Transformation: Local
Component: Asy_T_SLE



Maximum 2,49244E3 at node 2109 of element 2034
Minimum 15,0 at node 1825 of element 1594



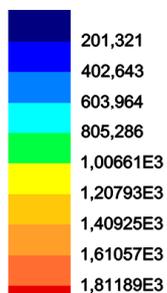
Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 2920 mm²/m.

Si arma con $\varnothing 26/200 + \varnothing 16/200$ (3654 mm²/m).

Intradosso

Fig. 6.4-40 – SLU

Combining on: Sy
ENV_PROGETTO (Min)
Entity: Armature_Min__CSic_Cls
Transformation: Local
Component: Asy_B_SLU



Maximum 1,82689E3 at node 1878 of element 1588
Minimum 15,0 at node 1834 of element 1530

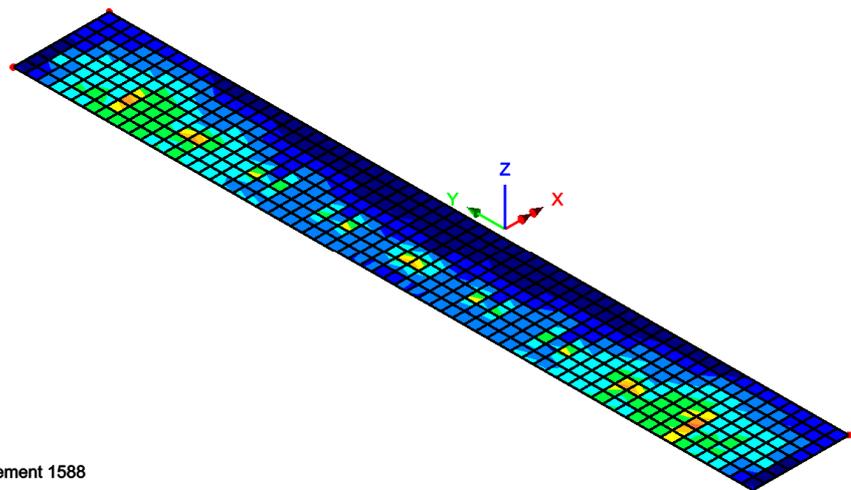
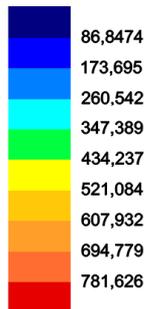
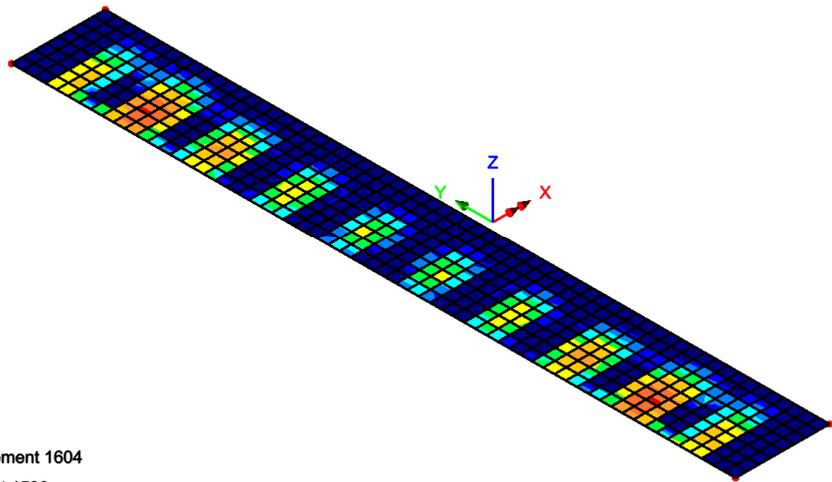


FIG. 6.4-41 – SLE

Combining on: Sy
 ENV_SLE_freq (Min)
 Entity: Armature_Minime
 Transformation: Local
 Component: Asy_B_SLE



Maximum 796,626 at node 1899 of element 1604
 Minimum 15,0 at node 1833 of element 1530



Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1800 mm²/m.

Si arma con Ø26/200 (2653 mm²/m).

6.4.6.3. Taglio

Preliminarmente si determina il taglio limite per il quale non è richiesta armatura specifica.

TAB. 6.4-13 – SPESSORE 1500 MM

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - Vsd	140,5	kN	
base bw	1000	mm	
altezza h	1500	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	26	mm	
Asl (tesa)	2655	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	73	mm	
altezza utile d	1427	mm	
pl	0,00186		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	1500000	mm ²	
σcp	0,000	MPa	
fck	28	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,374		
VRd	408,0	kN	
vmin	0,30	kN	
	425,8	kN	
VRd	426	kN	[eq 4.1.14]
	OK		

FIG. 6.4-42 TAGLIO IN DIR. LONG. X

Combining on: Sx
ENV_SISM (Max)
Entity: Force/Moment - Thick Shell
Transformation: Local
Component: Sx



Maximum 908,784E3 at node 1709
Minimum 2,078E3 at node 1849

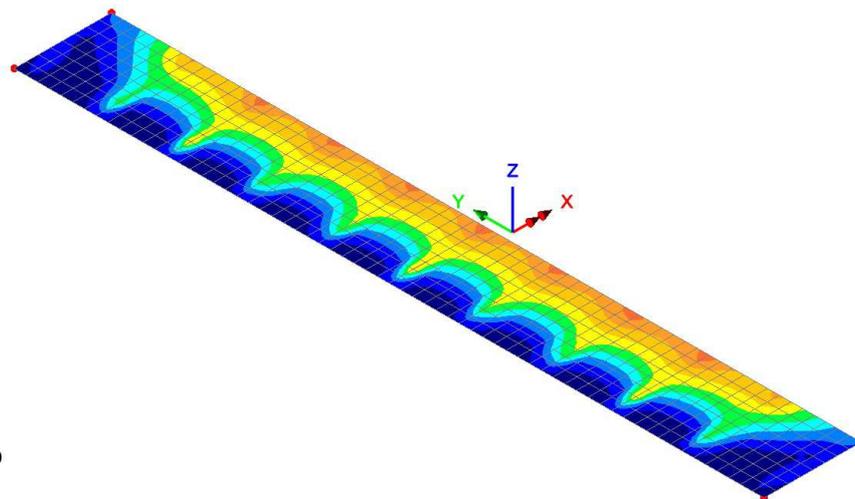
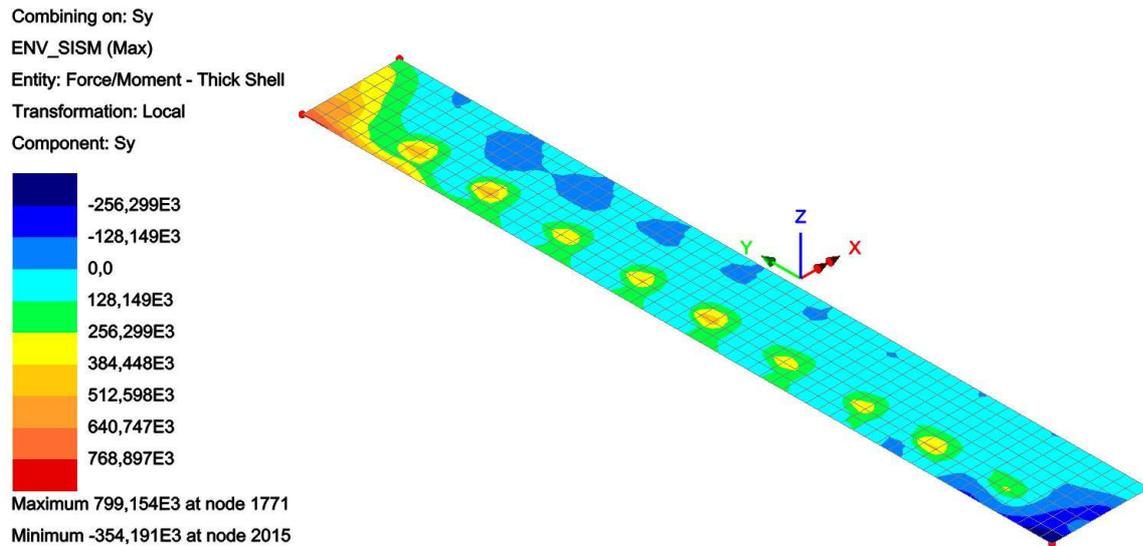


FIG. 6.4-43 TAGLIO IN DIR. TRASV. Y



Il taglio massimo in dir. X, escludendo una fascia di larghezza pari allo spessore (1.5 m), e assumendo il valore medio, risulta:

$$V = (604+503)/2 = 550 \text{ kN} > 455 \text{ kN (tab.6.3-10)}$$

Il taglio massimo in dir. Y, escludendo le zone d'intorno dei pali, risulta:

$$V = 384 \text{ kN} < 455 \text{ kN (tab.6.3-10)}$$

Analisi più raffinate mostrerebbero che l'elemento non necessita di armatura specifica.

Ad ogni modo, nella presente Fase Progettuale, si assume a favore di sicurezza un valore di progetto pari a :

$$V_{sd} = 550 \text{ kN}$$

TAB. 6.4-14

Verifica a taglio di sezione rettangolare allo SLU - (armature a taglio verticali)			
azione tagliante sollecitante - VSd	550	kN	
base sezione - bw	1000	mm	
altezza totale sezione - h	1500	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	50	mm	
altezza utile sezione - d	1450	mm	
z braccio della coppia interna = 0.9d o 0.8h	1305		
fck	28	MPa	
fcd = 0.85*fck/1,5	15,87	MPa	
fywd	391,3	MPa	
v utilizzato =0.5	0,50		
cot θ	1,000		1,0 < cot θ < 2,5 [4.1.16]
θ (°)	45,00		
numero bracci spilli - n	5		
spilli Ø	8	mm	
Area staffa singola - Ast	50,3	mm ²	
passo staffe - s	200	mm	
Ast / s	1,26	mm ² /mm	
taglio che provoca la rottura nel puntone di calcestruzzo - VRcd	5176,5	kN	[eq 4.1.19]
taglio che provoca lo snervamento dell'armatura specifica - VRsd	641,7	kN	[eq 4.1.18]
sezione verificata			
condizione da soddisfare: $A_{sw} * f_{ywd} / (b_w * s) \leq 0.5 * v * f_{cd}$	0,10	≤	3,97
condizione soddisfatta			

Si dispongono spilli Ø8/200x200 sulla fascia posteriore di larghezza 2.15 m.

6.4.6.4. Verifica Zoccolo anteriore

Si adotta un meccanismo 'tirante/puntone', concentrando le armature in una fascia di larghezza pari al diametro del palo (1.2 m). La dimensione 'spessore' viene decrementata di 100+100 mm per tenere conto dei copriferri. L'asse palo è posto a distanza 'a' dal filo della parete anteriore.

Ricordando che il plinto ha spessore 1.5 m, l'altezza 'h' del triangolo di equilibrio risulta pari a 1.3 m: di conseguenza la validità del meccanismo 'strut & tie' (distanza 'a' ≤ 2*h) risulta confermata.

Le massime azioni verticali 'V' SLU/SLE nel palo (anteriore) sono deducibili da par.6.2.4.

Lo sforzo di trazione 'T' nel tirante vale:

$$T = a * V / h$$

TAB. 6.4-15

ZOCCOLO		
Sbalzo - m	a	1,00
Spessore - m		1,50
Braccio coppia - m	h	1,30
N _{max} SLU - kN		3.485
T _{max} SLU - kN		2.681
A _s max SLU- mm ²		6.856
N _{max} SLE - kN		1.705
T _{max} SLE - kN		1.311
A _s max SLE- mm ²		8.195

Si arma con n°16 Ø25 (8496 mm²/1200 mm) all'intradosso. Tra i pali verrà prolungata – all'intradosso – la medesima armatura presente nella parte di fondazione retrostante.

6.4.6.5. Verifica a Punzonamento

In prima approssimazione si considera il palo come di sezione quadrata, inscritta nella sezione circolare effettiva:

$$L = 848 \text{ mm}$$

TAB. 6.4-16

punzonamento secondo UNI EN 2004 - EC2	VERIFICA A DISTANZA 2d		
N	3,558	kN	sforzso normale
fck	28	MPa	resistenza caratteristica calcestruzzo
γc	1,5		
fcd	15,87	MPa	resistenza di progetto calcestruzzo
fyk	450	MPa	resistenza caratteristica acciaio
γs	1,15		
fyd (o fywd)	391	MPa	resistenza di progetto acciaio
d	1300	mm	altezza utile (d è riferito a baricentro armature)
2*d	2600	mm	distanza di controllo punzonamento
a (iny)	848	mm	dimensione pilastro in y
b (inx)	848	mm	dimensione pilastro in x
u (a distanza 2d dal pilastro)	19.728	mm	perimetro critico
Acritica	30.775.470	mm ²	area critica
σt	0	MPa	pressione del terreno
ΔVed	-	kN	azione dovuta al terreno da detrarre a N
Vred,red	3.558	kN	azione di calcolo depurata
β	1,15		eccentricità di carico
ved	0,16	MPa	tensione di punzonamento
Crd,c	0,12		
k check	1,39		$k=1+(200/d)^{0,5} \leq 2$
k assunto	1,39		
Asy 1 barra	314	mm ²	area 1 barra in direzione y
passo Asy	100	mm	
Asx 1 barra	314	mm ²	area 1 barra in direzione x
passo Asx	100	mm	
ply=Asy 1barra/(passo*d)	0,00242		percentuale geometrica armatura in direzione y
plx=Asx 1barra/(passo*d)	0,00242		percentuale geometrica armatura in direzione x
pl check	0,00242	<=0,02	$pl=(plx*ply)^{0,5} \leq 0,02$
pl assunto	0,00242		
a	2600	mm	distanza dal perimetro di controllo
vrd,c check	0,32	MPa	resistenza a punzonamento senza specifica armatura
vmin	0,304	MPa	
vmin*2d/a	0,304	MPa	
vrd,c assunto	0,32	MPa	check vrd,c>=vmin (6,5)
ved ↔ vrd,c assunto	NO ARMATURA		

TAB. 6.4-17

punzonamento secondo UNI EN 2004 - EC2		VERIFICA FILO PILASTRO	
	d è riferito a baricentro armature		
N	3,558 kN		sforzo normale
fck	28 MPa		resistenza caratteristica calcestruzzo
γ_c	1,5		
fcd	15,87 MPa		resistenza di progetto calcestruzzo
fyk	450 MPa		resistenza caratteristica acciaio
γ_s	1,15		
fyd-fywd	391 MPa		resistenza di progetto acciaio
d	1300 mm		altezza utile (d è riferito a baricentro armature)
2*d	2600 mm		distanza di controllo punzonamento
a (iny)	848 mm		dimensione pilastro in y
b (inx)	848 mm		dimensione pilastro in x
u (filo pilastro)	3.392 mm		perimetro critico
Acritica	719.104 mm ²		area critica
σ	0 MPa		pressione del terreno
ΔV_{ed}	- kN		azione dovuta al terreno da detrarre a N
Vred,red	3.558 kN		azione di calcolo depurata
β	1,15		eccentricità di carico
ved	0,93 MPa		tensione di punzonamento
v	0,5		
vrd,max	3,97 MPa		
ved ↔ vrd,max	verifica soddisfatta	4,27	R/S

Non risulta necessaria armatura specifica.

6.5. APPOGGI E BAGGIOLI

6.5.1. Appoggi

Si riportano in Tabella gli elementi principali di dimensionamento degli appoggi.

TAB. 6.5-1

TABELLA APPOGGI			
	Nslu (kN)	Nsle (kN)	H (kN)
F	1500	1100	850
M	1500	1100	
UL	1500	1100	800
UT	1500	1100	550

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

N_{slu} ed N_{sle} sono le azioni verticali allo SLU ed allo SLE, rispettivamente, mentre H è l'azione tagliante orizzontale in condizione sismica.

6.5.2. Baggioli

Si conduce una sommaria analisi tendente al dimensionamento del baggiolo 'tipico'. 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'

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

$$\operatorname{tg}\alpha = h/a' = 500/600 = 0.83 \Rightarrow \alpha \approx 40^\circ$$

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

$$T = H \cdot \operatorname{tg}\alpha = 850 \cdot 0.83 = 705 \text{ kN} \Rightarrow A_{T,\min} = 705000/391 = 1800 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n6 Ø20 verticali su ogni lato, più n4 Ø20 agli spigoli ottenendo (Lunghezza barre = 1.0 m)

$$A_T = 6 \cdot 314 + 2 \cdot 314 = 2512 \text{ mm}^2$$

A favore di sicurezza, l'armatura orizzontale necessaria risulta:

$$A_{H,\min} = 850000/391 = 2174 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n5 staffe Ø20 a due bracci ($A_H = 2 \cdot 314 \cdot 5 = 3140 \text{ mm}^2$).

Per quanto riguarda gli appoggi multi direzionali, si dispongono 5Ø12 per lato con 4Ø12 ai vertici, e n5 staffe Ø12 a due bracci.

6.6. SINTESI ARMATURE

6.6.1. Pali

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -7.0 : st $\varnothing 16/200$; Da quota -7.0 a fine palo: st $\varnothing 12/200$

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°52 $\varnothing 30$ (L_{barra} : 6 m); Da quota -4.0 a quota -16.0 n°26 $\varnothing 20$ (L_{barra} : 12 m)

da quota -15.0 a fine palo : n°12 $\varnothing 20$ (L_{barra} : 8 m)

6.6.2. Fondazione

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso: $\varnothing 26/200 + \varnothing 16/200$; Intradosso: $\varnothing 20/200$; Sbalzo: n°16 $\varnothing 25$ (su palo)

Intermedia: $\varnothing 16/400$

- Armatura in direzione trasversale Y

Estradosso: $\varnothing 26/200 + \varnothing 16/200$; Intradosso: $\varnothing 26/200$; Intermedia: $\varnothing 16/400$

- Spilli $\varnothing 8/200 \times 200$ su una larghezza (posteriore) pari a 2.15 m

6.6.3. Parete Centrale

- Armatura in direzione trasversale Y

Interno: $\varnothing 20/200$; Esterno: $\varnothing 20/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: barre ripresa e successive $\varnothing 25/200 + \varnothing 16/200$ (arm. min); Esterno: barre ripresa e successive $\varnothing 16/200$

6.6.4. Paraghiaia

- Armatura in direzione trasversale Y

Interno: $\varnothing 12/200$; Esterno: $\varnothing 12/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: $\varnothing 20/100$; Esterno: $\varnothing 16/200$

6.6.5. Pareti di Risvolto

Parte superiore

- Armatura in direzione longitudinale X

Interno: $\varnothing 26/100$ per 2.0 m da par. centrale - $\varnothing 26/200$ restanti; Esterno: $\varnothing 16/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: $\varnothing 26/200$ per 2.0 m da orecchia - $\varnothing 26/200$ restanti; Esterno: $\varnothing 16/200$

Parte inferiore

- Armatura in direzione longitudinale X

Interno: $\varnothing 26/200$ per 2.0 m - $\varnothing 20/200$ restanti; Esterno: $\varnothing 16/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: Barre ripresa $\varnothing 26/100$ L 3.0 m – successivamente $\varnothing 26/100$; Esterno: $\varnothing 16/200$

- Spilli $\varnothing 12/200 \times 200$ per 5.0x2.0 m

6.6.6. Orecchie

- Armatura in direzione longitudinale X

Interno: $\varnothing 16/200$; Esterno: $\varnothing 16/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: $\varnothing 12/200$; Esterno: $\varnothing 12/200$

6.6.6.1. Baggioli

- Armatura in direzione verticale: n°28 $\varnothing 20$ – L = 1.0 m
- Armatura in direzione orizzontale: n°5st $\varnothing 20$ – L = 3.2 m
- Armatura in direzione verticale (multi direzionali): n°24 $\varnothing 12$ – L = 1.0 m
- Armatura in direzione orizzontale (multi direzionali): n°5 st $\varnothing 12$ – L = 3.2 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.

Il dimensionamento dell'Impalcato è riportato in Allegato – Parte B.



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE D'ARTE MAGGIORI
APO 09: PONTE SU CANALE DIVERSIVO 'BURANA II'
RELAZIONE DI CALCOLO

ALLEGATO – PARTE A: SPALLA (INPUT)

8. CRITERI DI MODELLAZIONE

La struttura della spalla viene studiata come tridimensionale secondo la reale geometria, modellata con elementi finiti tipo thick shell QTS4 posizionati nei piani baricentrici delle pareti e della platea, modellandone l'effettivo spessore (costante, linearmente variabile o variabile a gradone).

I pali sono modellati tramite elementi finiti tipo thick beam BMS3.

Le zone di intersezione/sovrapposizione fra i muri e la platea vengono gestite assegnando loro lo spessore relativo al muro/platea di appartenenza ed un materiale con un modulo elastico elevato (20 volte superiore a quello dell'elevato, comunque editabile dall'utente).

Le zone verticali di intersezione/sovrapposizione tra i vari muri in elevato vengono invece gestite assegnando loro lo spessore relativo al muro di appartenenza ed un materiale con un modulo elastico normale. L'eccentricità fra il muro paraghiaia ed il paramento della spalla sarà realizzata introducendo un piano orizzontale avente uno spessore pari a metà di quello del muro di spalla ed un modulo elastico normale.

Il collegamento tra i pali e la platea avviene tramite Constraint Equations (tied mesh) che collegano la superficie contenente le teste dei pali (superficie di servizio avente uno spessore pari ad 1/10 della platea e modulo elastico ridotto) alla platea vera e propria, e tramite Equivalence Mesh per quanto concerne l'attacco del tratto di palo alla superficie contenente le teste.

Viene costruito automaticamente un modello numerico, e di seguito ne vengono illustrate le caratteristiche fondamentali.

MESH: Elementi shell per pareti e platea, travi per i pali.

MATERIALI: Ecls della struttura in elevato, Ecls della platea, Ecls dei pali.

SEZIONI: Spessori shell per muri e platea, diametro pali.

AZIONI: Peso proprio struttura e terreno, sovraccarichi da rilevato, spinta da sovraccarico rilevato, spinta statica e sismica del terreno, azioni sismiche, carichi da impalcato

VINCOLI: Incastri per i pali a livello di intradosso platea.

Ai fini delle verifiche verranno considerati i singoli elementi costruttivi:

1) muro paraghiaia e muro spalla

- 2) muri andatori
- 3) platea di fondazione su pali
- 4) pali

Per facilitare la gestione nelle assegnazioni, nelle verifiche e nella visualizzazione delle varie parti costitutive del modello vengono creati automaticamente dei gruppi ad hoc per le parti significative.

Vengono inoltre creati dei riferimenti locali per consentire la visualizzazione corretta delle mappature delle armature minime che soddisfano le verifiche agli SL.

9. PARAMETRI MECCANICI

Per tutto il **calcestruzzo** si è adottato un legame costitutivo elastico-lineare:

Calcestruzzo struttura in elevato $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E = 33.642.777.677 \text{ N/m}^2$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$

Densità di massa = 2500 kg/m^3

Calcestruzzo platea $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E = 31.447.161.440 \text{ N/m}^2$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$

Densità di massa = 2500 kg/m^3

Calcestruzzo pali

Modulo elastico $E = 31.447.161 \text{ N/m}^2$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$

Densità di massa = 2500 kg/m^3

Per il **terreno** e l'**interazione terreno-struttura** si hanno le seguenti caratteristiche:

$\phi = 38,0^\circ$ angolo di attrito interno

$\psi = 90,0^\circ$ angolo di inclinazione del muro di spalla rispetto all'orizzontale

$\lambda = 0,0^\circ$ angolo di inclinazione del terreno a livello o di estradosso del muro paraghiaia rispetto all'orizzontale

$\delta = 0,0^\circ$ angolo di attrito terra - muro in gradi centigradi

(l'angolo θ per la spinta statica attiva viene posto pari a 0° ; per la spinta sismica attiva viene calcolato automaticamente $\theta = \arctg [kh/(1 \pm kv)]$)

Peso specifico terreno = 19.500 N/m^3

10. GEOMETRIA DELLA SPALLA

10.1. OPZIONI

Vengono riassunte di seguito le principali caratteristiche per i muri andatori, la fondazione e la tipologia delle sollecitazioni:

Tipologia muri andatori: a filo fondazione

Tipologia spessore muri andatori: a gradoni

Orecchia su muro andatore A: presente

Orecchia su muro andatore B: presente

Tipologia di fondazione: platea su pali

Tipologia di sollecitazioni da impalcato: risultanti in un punto

10.2. DIMENSIONI

Dimensioni in pianta (fig. 1):

Descrizione:		
Lunghezza muro andatore A in pianta comprensiva di orecchia Lm1A	7,15	m
Lunghezza muro andatore B in pianta comprensiva di orecchia Lm1B	7,15	m
Lunghezza muro andatore A in pianta al netto dell'orecchia Lm2A	-	m
Lunghezza muro andatore B in pianta al netto dell'orecchia Lm2B	-	m

Angolo di inclinazione in pianta del muro andatore A rispetto al muro di spalla α	90,0	°
Angolo di inclinazione in pianta del muro andatore B rispetto al muro di spalla β	90,0	°
Angolo in pianta che definisce l'inclinazione dei due bordi della platea non paralleli al muro di spalla rispetto ai bordi paralleli γ	90,0	°
Larghezza muro di spalla – paraghiaia Bs	34,00	m
Lunghezza platea di fondazione in direzione longitudinale rispetto all'impalcato (direzione ortogonale al muro di spalla indipendentemente dall'angolo γ) Lf	8,40	m
Larghezza platea di fondazione in direzione trasversale rispetto all'impalcato (direzione parallela al muro di spalla) Bf	34,20	m
Distanza bordo platea su lato impalcato – bordo muro di spalla su lato impalcato in direzione longitudinale rispetto all'impalcato La	2,00	m
Distanza bordo platea – bordo muro di spalla in direzione trasversale rispetto all'impalcato Ba	0,10	m

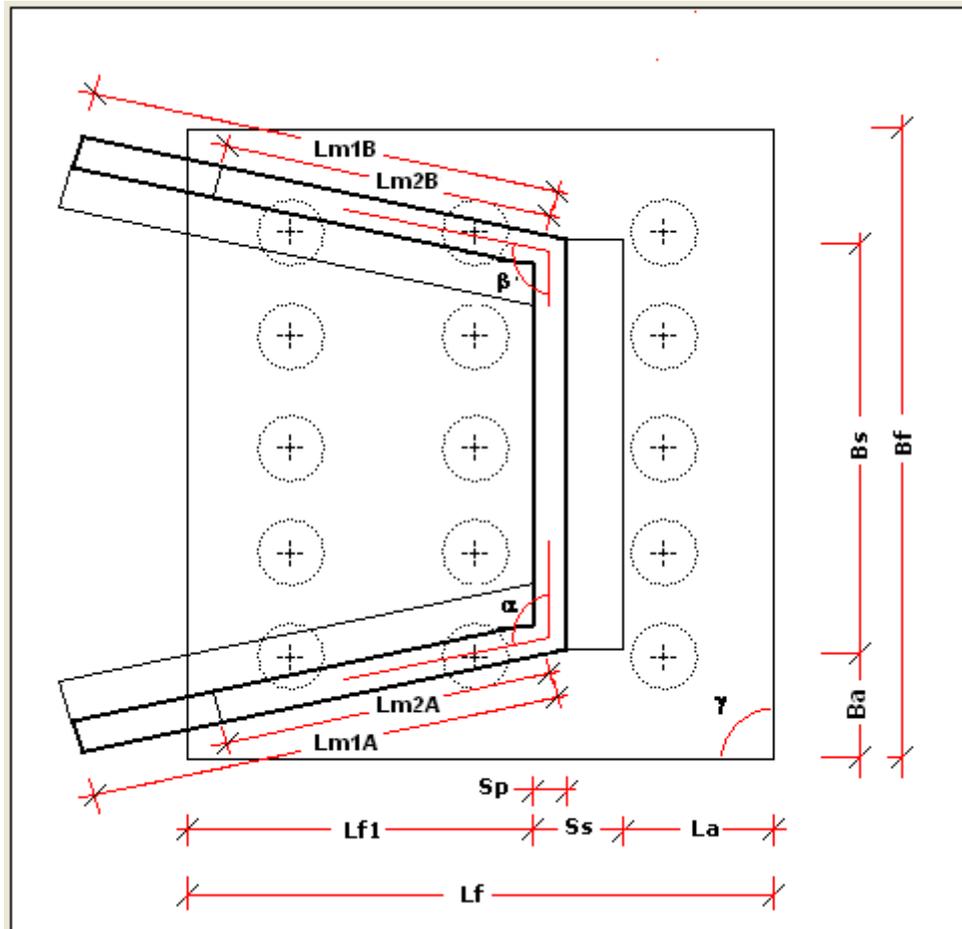


Fig. 1

Dimensioni laterali (fig. 2 e 3):

Descrizione:		
Spessore complessivo muro di spalla – muro paraghiaia, comprensivo di eventuale raccordo tra i due muri Ss1	2,25	m
Spessore muro paraghiaia Sp	0,50	m
Spessore muro spalla Ss	2,25	m
Altezza muro paraghiaia (da estradosso muro a livello appoggi) Hp	2,00	m

Altezza muro spalla (da estradosso platea a livello appoggi) Hs	5,00	m
Spessore platea Hf	1,50	m
Altezza orecchie sul lato a contatto col muro andatore H1	3,00	m
Altezza orecchie sul lato esterno H2	1,00	m
Altezza parte dei muri andatori a partire dall'estradosso della platea avente spessore Sm1 (alla rimanente viene assegnato lo spessore Sm2) Hm1	4,00	m
Spessore dei muri andatori alla base (livello di estradosso platea) Sm1	1,00	m
Spessore dei muri andatori in sommità (livello di estradosso muri) Sm2	0,50	m

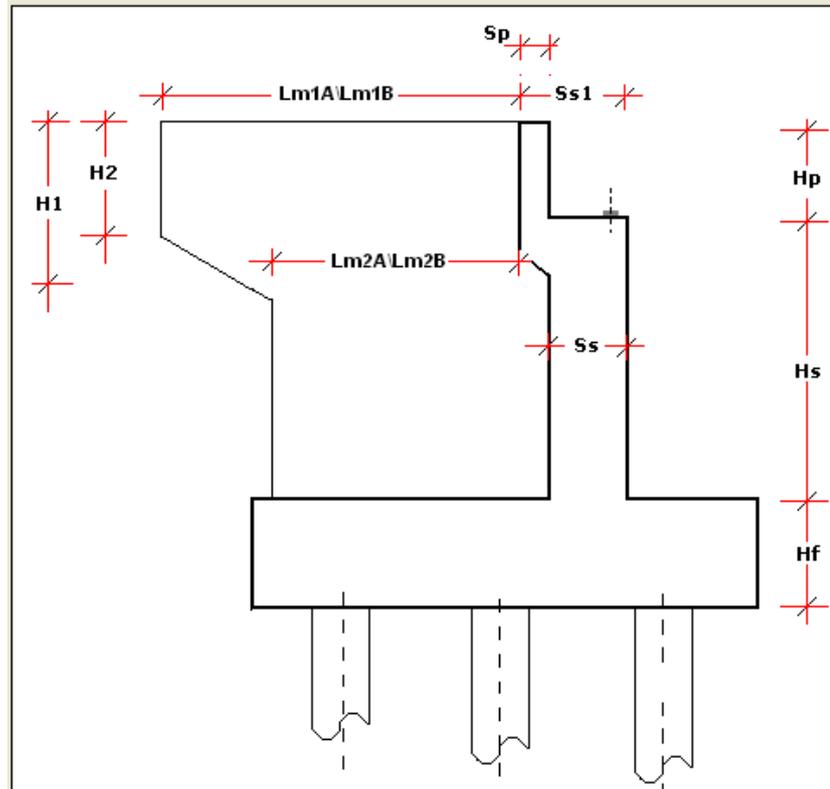


Fig. 2

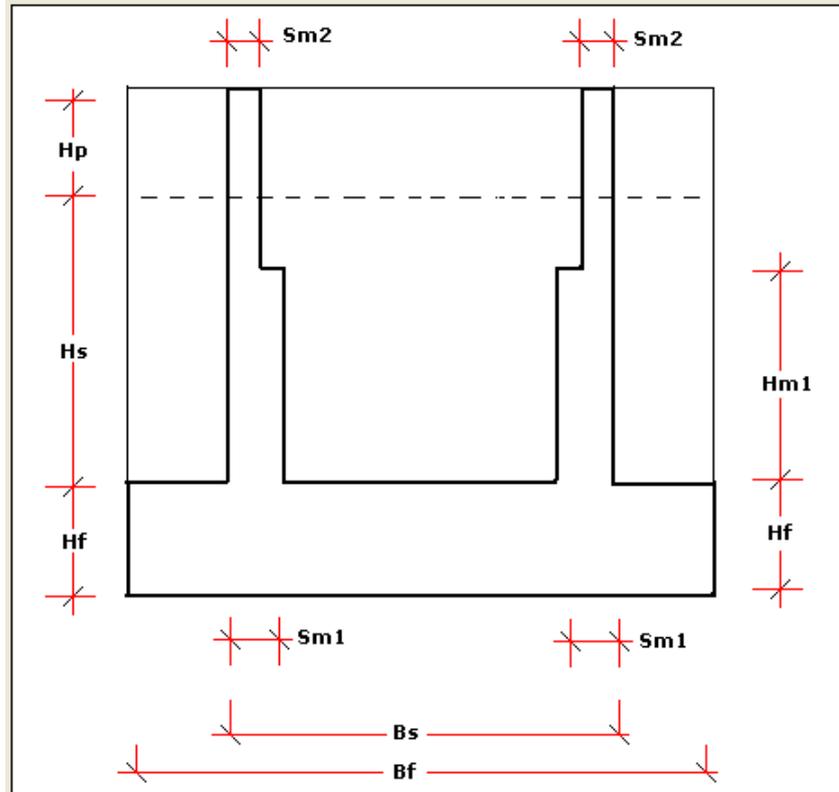


Fig. 3

10.3. APPOGGI

Numero appoggi a livello di estradosso del muro di spalla: 12

Appoggio n.	Coordinate appoggi		Rigidezze appoggi		
	DXa [m]	DYa [m]	kv	kt	kl
1	0,80	2,02	1,00	1,00	1,00
2	0,80	4,52	1,00	1,00	1,00
3	0,80	7,02	1,00	1,00	1,00
4	0,80	9,52	1,00	1,00	1,00
5	0,80	12,02	1,00	1,00	1,00
6	0,80	14,52	1,00	1,00	1,00
7	0,80	19,48	1,00	1,00	1,00
8	0,80	21,98	1,00	1,00	1,00
9	0,80	24,48	1,00	1,00	1,00
10	0,80	26,98	1,00	1,00	1,00
11	0,80	29,48	1,00	1,00	1,00
12	0,80	31,98	1,00	1,00	1,00

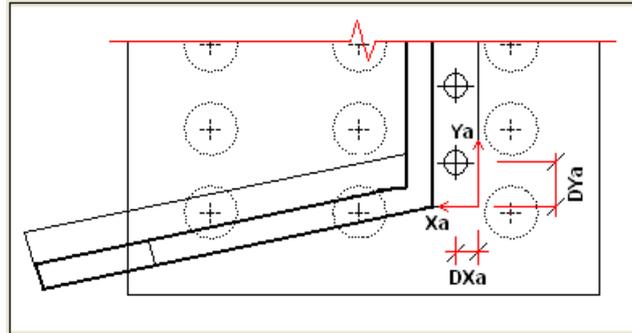


Fig. 4

DX_a e **DY_a** : coordinate relative in pianta di ogni appoggio rispetto al punto indicato in figura (vertice dell'estradosso del muro di spalla).

10.4. PALI

Numero pali: 33

Palo n.	DXp [m]	DYp [m]	Rp [m]	Palo n.	DXp [m]	DYp [m]	Rp [m]
1	1,20	1,30	0,60	26	7,20	10,78	0,60
2	1,20	4,46	0,60	27	7,20	13,94	0,60
3	1,20	7,62	0,60	28	7,20	17,10	0,60
4	1,20	10,78	0,60	29	7,20	20,26	0,60
5	1,20	13,94	0,60	30	7,20	23,42	0,60
6	1,20	17,10	0,60	31	7,20	26,58	0,60
7	1,20	20,26	0,60	32	7,20	29,74	0,60
8	1,20	23,42	0,60	33	7,20	32,90	0,60
9	1,20	26,58	0,60				
10	1,20	29,74	0,60				
11	1,20	32,90	0,60				
12	4,20	1,30	0,60				
13	4,20	4,46	0,60				
14	4,20	7,62	0,60				
15	4,20	10,78	0,60				
16	4,20	13,94	0,60				
17	4,20	17,10	0,60				
18	4,20	20,26	0,60				

19	4,20	23,42	0,60
20	4,20	26,58	0,60
21	4,20	29,74	0,60
22	4,20	32,90	0,60
23	7,20	1,30	0,60
24	7,20	4,46	0,60
25	7,20	7,62	0,60

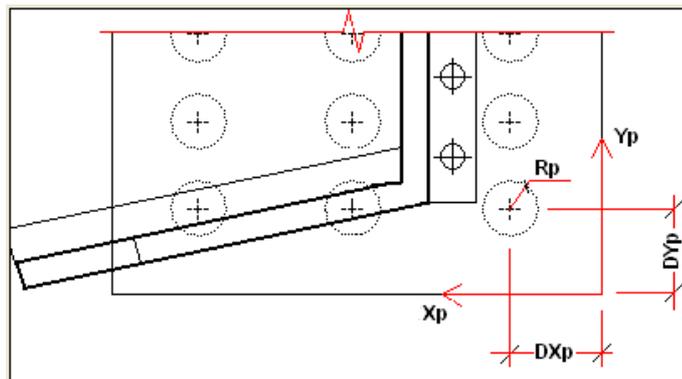


Fig. 5

DXp e **DYp** coordinate relative in pianta dei baricentri di ogni palo rispetto al punto indicato in figura (vertice in basso a destra della platea); **Rp** raggi delle sezioni dei pali.

11. CARICHI

11.1. CARICHI DA IMPALCATO

I carichi sono quelli trasmessi dall'impalcato:

MOBILI FX max SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FX max

MOBILI FX min SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FX min

MOBILI FY max SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FY max

MOBILI FY min SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FY min

MOBILI FZ max SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FZ max

MOBILI FZ min SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FZ min

MOBILI MX max SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo MX max

MOBILI MX min SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo MX min

MOBILI MZ max SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo MZ max

MOBILI MZ min SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo MZ min

MOBILI FX max SLEraraENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FX max

MOBILI FX min SLEraraENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FX min

MOBILI FY max SLEraraENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FY max

MOBILI FY min SLEraraENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FY min

MOBILI FZ max SLEraraENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

MOBILI FZ min SLE_{eraraENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) -

Set di sollecitazioni secondo FZ min

MOBILI MX max SLE_{eraraENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo MX max

MOBILI MX min SLE_{eraraENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo MX min

MOBILI MZ max SLE_{eraraENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

MOBILI MZ min SLE_{eraraENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

MOBILI FX max SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FX max

MOBILI FX min SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FX min

MOBILI FY max SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FY max

MOBILI FY min SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FY min

MOBILI FZ max SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

MOBILI FZ min SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FZ min

MOBILI MX max SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo MX max

MOBILI MX min SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo MX min

MOBILI MZ max SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

MOBILI MZ min SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

MOBILI FX max SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FX max

MOBILI FX min SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FX min

MOBILI FY max SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FY max

MOBILI FY min SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FY min

MOBILI FZ max SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

MOBILI FZ min SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FZ min

MOBILI MX max SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo MX max

MOBILI MX min SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo MX min

MOBILI MZ max SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

MOBILI MZ min SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

MOBILI FX max SISMXprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FX max

MOBILI FX min SISMXprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FX min

MOBILI FY max SISMXprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FY max

MOBILI FY min SISMXprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FY min

MOBILI FZ max SISMxprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

MOBILI FZ min SISMxprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FZ min

MOBILI MX max SISMxprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MX max

MOBILI MX min SISMxprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MX min

MOBILI MZ max SISMxprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

MOBILI MZ min SISMxprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

MOBILI FX max SISMyprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FX max

MOBILI FX min SISMyprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FX min

MOBILI FY max SISMyprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FY max

MOBILI FY min SISMyprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FY min

MOBILI FZ max SISMyprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

MOBILI FZ min SISMyprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FZ min

MOBILI MX max SISMyprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MX max

MOBILI MX min SISMyprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MX min

MOBILI MZ max SISMyprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

MOBILI MZ min SISMyprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

Le azioni trasmesse dall'impalcato vengono applicate alla spalla come forze concentrate F_ξ , F_η , F_ζ nei singoli appoggi (mediante Discrete Point Load), in un opportuno **riferimento locale** ξ , η , ζ dove ξ risulta parallelo all'asse globale X (direzione longitudinale), η risulta parallelo all'asse globale Y (direzione trasversale) e ζ risulta parallelo all'asse globale Z (direzione verticale), a partire dalle **azioni risultanti in un punto O** di coordinate note, F_X (forza longitudinale), F_Y (forza trasversale), F_Z (forza verticale), M_X (momento nel piano trasversale verticale), M_Z (momento nel piano orizzontale).

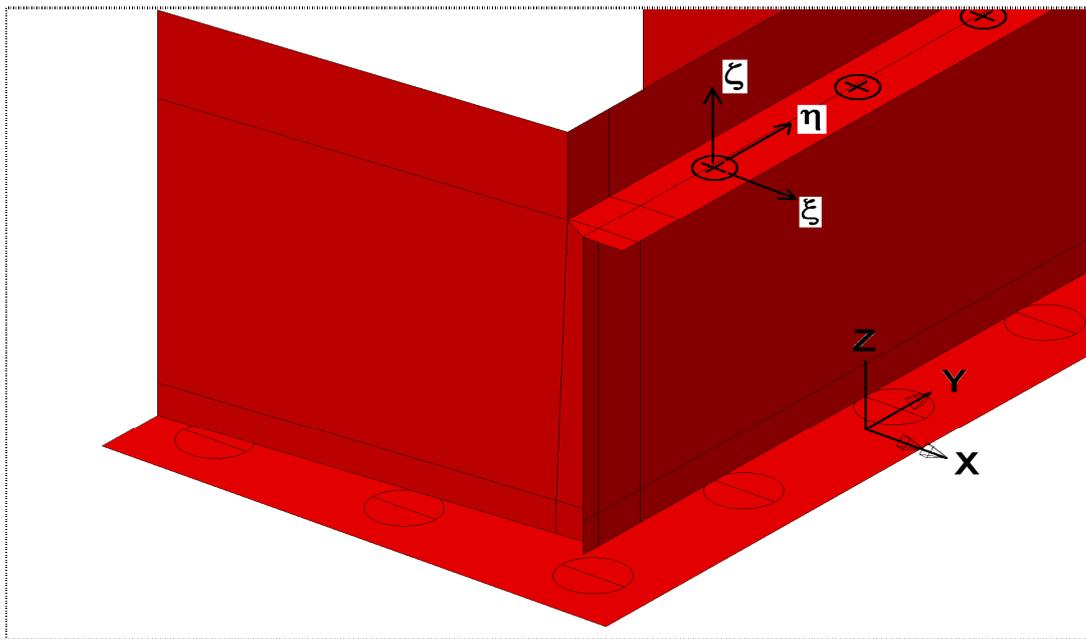


Fig. 6

Le azioni risultanti provenienti dall'impalcato vengono trasformate nelle forze concentrate F_ξ , F_η , F_ζ con equazioni di equilibrio e congruenza (imponendo che il traverso di testata si muova di moto rigido), nel riferimento locale ξ , η , ζ :

$$F\xi(i) = \frac{FX \cdot kl(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} kl(i)} + \frac{(MZ + FX \cdot y_{Gkl}) \cdot (y_{Gkl} - ya(i)) \cdot kl(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} [kl(i) \cdot (y_{Gkl} - ya(i))^2]}$$

$$F\eta(i) = \frac{FY \cdot kt(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} kt(i)}$$

$$F\zeta(i) = \frac{FZ \cdot kv(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} kv(i)} + \frac{[MX \cdot (ya(i) - y_{Gkv}) + FZ \cdot y_{Gkv} \cdot (y_{Gkv} - ya(i))] \cdot kv(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} [kv(i) \cdot (y_{Gkv} - ya(i))^2]}$$

Essendo i baricentri delle rigidezze:

$$y_{Gkv} = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} [kv(i) \cdot ya(i)]}{\sum_{i=0}^{n-1} kv(i)} \quad \text{baricentro rigidezze verticale}$$

$$y_{Gkt} = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} [kt(i) \cdot ya(i)]}{\sum_{i=0}^{n-1} kt(i)} \quad \text{baricentro rigidezze trasversale}$$

$$y_{Gkl} = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} [kl(i) \cdot ya(i)]}{\sum_{i=0}^{n-1} kl(i)} \quad \text{baricentro rigidezze longitudinale}$$

Con $k_v(i)$, $k_t(i)$, $k_l(i)$ rigidezze rispettivamente verticale, trasversale, longitudinale dell'appoggio i -esimo; $y_a(i)$ coordinata relativa in direzione trasversale dell'appoggio i -esimo rispetto al punto O (definita automaticamente a partire dalle coordinate relative DXO e DYO del punto O e da quelle relative DXa e DYa degli appoggi); n numero appoggi.

Le coordinate relative in pianta **DXO** e **DYO** del punto O che ne definiscono la posizione rispetto al punto indicato in figura (vertice dell'estradosso del muro di spalla) sono:

$$DXO = 0,80 \text{ m}$$

$$DYO = 17,10 \text{ m}$$

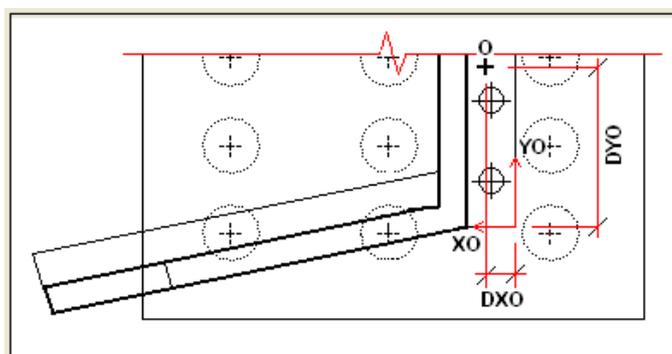


Fig. 7

Le **sollecitazioni risultanti** per ogni singola condizione di carico, FX , FY , FZ , MX , MZ nel punto O, con riferimento al sistema globale X, Y, Z sono le seguenti.

Condizione di carico	SOLLECITAZIONI RISULTANTI				
	FX [N]	FY [N]	FZ [N]	MX [Nm]	MZ [Nm]
Carichi_imp_ Fxmax_SLUENV	725.760	0	-18.144.000	0	0
Carichi_imp_ Fxmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLUENV	1.243.814	0	-16.076.610	0	0
Carichi_imp_ Fymin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmax_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fxmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fxmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0



Fzmax_SLEraraENV					
Carichi_imp_ Fzmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fxmax_SLEfreqENV	921.000	0	-11.900.000	0	0
Carichi_imp_ Fxmin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmax_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fxmax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0

Carichi_imp_ Fxmin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fxmax_ SISMXprevENV	6.443.712	1.933.114	-9.504.000	0	0
Carichi_imp_Fxmin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fymax_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fymin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fzmax_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fzmin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mxmax_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mxmin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mzmax_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0



SISMXprevENV					
Carichi_imp_Mzmin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fxmax_ SISMYprevENV	1.933.114	6.443.712	-9.504.000	0	0
Carichi_imp_Fxmin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fymax_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fymin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fzmax_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fzmin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mxmax_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mxmin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mzmax_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mzmin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0

Le forze concentrate F_{ξ} , F_{η} , F_{ζ} nei singoli appoggi sono:

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SLUENV		
	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]
1	59.521	0	-1.488.017	0	0	0
2	59.681	0	-1.492.020	0	0	0
3	59.841	0	-1.496.022	0	0	0
4	60.001	0	-1.500.025	0	0	0
5	60.161	0	-1.504.027	0	0	0
6	60.321	0	-1.508.030	0	0	0
7	60.639	0	-1.515.970	0	0	0
8	60.799	0	-1.519.973	0	0	0
9	60.959	0	-1.523.975	0	0	0
10	61.119	0	-1.527.978	0	0	0
11	61.279	0	-1.531.980	0	0	0
12	61.439	0	-1.535.983	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymin_SLUENV		
	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]
1	102.007	0	-1.318.467	0	0	0
2	102.282	0	-1.322.014	0	0	0
3	102.556	0	-1.325.560	0	0	0



4	102.830	0	-1.329.107	0	0	0
5	103.105	0	-1.332.653	0	0	0
6	103.379	0	-1.336.199	0	0	0
7	103.923	0	-1.343.236	0	0	0
8	104.198	0	-1.346.782	0	0	0
9	104.472	0	-1.350.328	0	0	0
10	104.747	0	-1.353.875	0	0	0
11	105.021	0	-1.357.421	0	0	0
12	105.295	0	-1.360.968	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SLUENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SLUENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0



6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SLUENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SLEraraENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0



6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymin_SLEraraENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SLEraraENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0



6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SLEraraENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SLEraraENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0



6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SLEfreqENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	75.533	0	-975.937	0	0	0
2	75.736	0	-978.562	0	0	0
3	75.939	0	-981.187	0	0	0
4	76.142	0	-983.812	0	0	0
5	76.345	0	-986.438	0	0	0
6	76.548	0	-989.063	0	0	0
7	76.952	0	-994.271	0	0	0
8	77.155	0	-996.896	0	0	0
9	77.358	0	-999.521	0	0	0
10	77.561	0	-1.002.146	0	0	0
11	77.764	0	-1.004.771	0	0	0
12	77.967	0	-1.007.396	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymin_SLEfreqENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0



5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SLEfreqENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SLEfreqENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0



5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SLEfreqENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SLEqpermENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0



5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SLEqpermENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SLEqpermENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0



5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SLEqpermENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SLEqpermENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0



6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SISMXprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	528.459	161.093	-779.438	0	0	0
2	529.880	161.093	-781.534	0	0	0
3	531.302	161.093	-783.631	0	0	0
4	532.723	161.093	-785.727	0	0	0
5	534.144	161.093	-787.824	0	0	0
6	535.566	161.093	-789.920	0	0	0
7	538.386	161.093	-794.080	0	0	0
8	539.808	161.093	-796.176	0	0	0
9	541.229	161.093	-798.273	0	0	0
10	542.650	161.093	-800.369	0	0	0
11	544.072	161.093	-802.466	0	0	0
12	545.493	161.093	-804.562	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymin_SISMXprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0



5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SISMXprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SISMXprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0



5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SISMXprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SISMYprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SISMYprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	158.538	536.976	-779.438	0	0	0
2	158.964	536.976	-781.534	0	0	0
3	159.390	536.976	-783.631	0	0	0
4	159.817	536.976	-785.727	0	0	0



5	160.243	536.976	-787.824	0	0	0
6	160.670	536.976	-789.920	0	0	0
7	161.516	536.976	-794.080	0	0	0
8	161.942	536.976	-796.176	0	0	0
9	162.369	536.976	-798.273	0	0	0
10	162.795	536.976	-800.369	0	0	0
11	163.222	536.976	-802.466	0	0	0
12	163.648	536.976	-804.562	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SISMyprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SISMyprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SISMyprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SISMyprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0



5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SISMYprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SISMYprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SISMYprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SISMYprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0



6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0

11.2. PESO PROPRIO STRUTTURA SPALLA E TERRENO

Il peso del cemento armato viene applicato come accelerazione **g** a tutte le masse di cls.

Il peso del terreno viene applicato come carico per unità di superficie (global distributed) all'intera platea (al di fuori dell'ingombro dei muri). L'intensità di tale carico è **p terra** = 136.500 N/m².

11.3. SOVRACCARICO RILEVATO

Il sovraccarico viene definito come patch load rettangolare, simmetrico rispetto all'asse globale X (asse longitudinale della spalla) e di larghezza **Bc** = 34,00 m e lunghezza pari alla distanza tra il filo interno del muro di spalla ed il bordo posteriore della platea; viene proiettato sulla platea con l'opzione "exclude all load". L'intensità di tale carico è **q rilev** = 25.000 N/m².

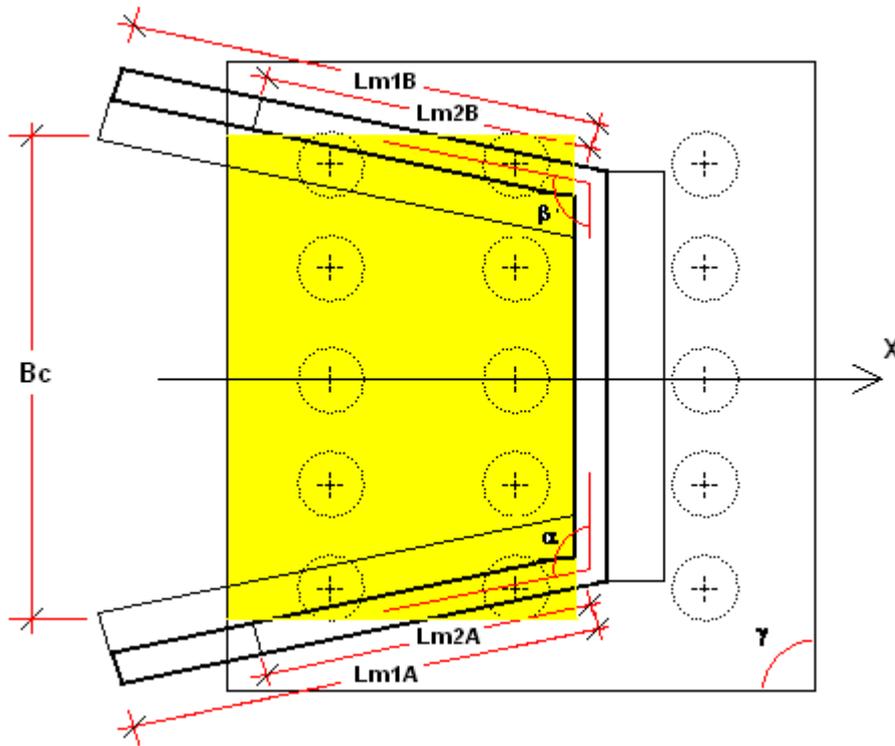


Fig. 8

11.4. SPINTA STATICA SOVRACCARICO

Spinta utente

La spinta del sovraccarico σ_q sarà una distribuzione uniforme di pressioni applicata come patch load ai muri andatori ed al muro di spalla – paraghiaia dalla base dei muri alla sommità:

$$K_0 = 0,384$$

$$\sigma_q = q \cdot K_0 = 9.600 \text{ N/m}^2$$

Dove:

($q = q$ rilev definito come [Sovraccarico rilevato](#)).

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$\phi, \psi, \lambda, \delta, (\theta = 0)$, angoli definiti nei [Parametri meccanici](#).

11.5. SPINTA STATICA TERRENO

La spinta statica del terreno σ_{stat} sarà una distribuzione triangolare di pressioni applicata come patch load ai muri andatori ed al muro di spalla – paraghiaia con una generica intensità del carico pari a:

all'estradosso della platea di fondazione $\sigma_{\text{stat}} = K \cdot \gamma \cdot (H_s + H_p) = 52.416 \text{ N/m}^2$

alla sommità dei muri $\sigma_{\text{stat}} = 0$

$K = K_0$ op. K_a (vedi [Spinta Statica Sovraccarico](#))

γ = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

H_s , H_p altezze muri spalla, paraghiaia ([Dimensioni](#))

11.6. SPINTA SISMICA TERRENO

coefficiente di sottosuolo $S = 1,319$

accelerazione di progetto del terreno in superficie $ag = 2,521 \text{ m/sec}^2$

Viene applicata una distribuzione triangolare di pressioni σ sism come patch load ai muri andatori ed al muro di spalla – paraghiaia con una intensità del carico pari a:

all'estradosso della platea di fondazione $\sigma \text{ sism} = K0 \cdot \gamma \cdot (Hs + Hp) = 84.853 \text{ N/m}^2$

alla sommità dei muri $\sigma \text{ sism} = 0$

γ = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

Hs, Hp altezze muri spalla, paraghiaia ([Dimensioni](#))

Per il calcolo di Kv :

$Kh = S \cdot (ag/g) / r = 0,339$ ($r = 1$ struttura rigida)

$Kv = 0.5 \cdot Kh = 0,169$

Per il calcolo di K :

$$\lambda \leq (\phi - \theta): \quad K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \lambda - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \lambda)} \right]^2} = 0,532$$

Dove $\tan(\theta) = Kh / (1 \pm Kv)$ (si assume il segno tale da massimizzare K).

$\phi, \psi, \lambda, \delta$, angoli definiti nei Parametri meccanici

11.7. AZIONI SISMICHE

Spessore di terreno accelerato dal sisma in direzione longitudinale **Ltl** = 4,15 m

Spessore di terreno accelerato dal sisma in direzione trasversale **Ltt** = 9,00 m

Le azioni sismiche sono le seguenti:

SISMA +X

Alla massa del cemento armato viene applicata una accelerazione in direzione +X pari a

$$Kh \cdot g = 3,33 \text{ m/sec}^2$$

Al solo paramento della spalla sarà applicata una pressione costante (come global distributed) in direzione +X pari a

$$\gamma \cdot Kh \cdot Ltl = 27.430 \text{ N/m}^2$$

γ = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

Kh (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

SISMA -X

Alla massa del cemento armato sarà applicata una accelerazione in direzione -X pari a

$$Kh \cdot g = 3,33 \text{ m/sec}^2$$

Kh (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

SISMA +Y

Alla massa del cemento armato sarà applicata una accelerazione in direzione +Y pari a

$$K_h * g = 3,33 \text{ m/sec}^2$$

Al solo paramento del muro andatore B (con Y+) sarà applicata una pressione costante (come global distributed) in direzione +Y pari a $\gamma * K_h * L_{tt} = 59.488 \text{ N/m}^2$

γ = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

K_h (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

SISMA -Y

Alla massa del cemento armato sarà applicata una accelerazione in direzione -Y pari a

$$K_h * g = 3,33 \text{ m/sec}^2$$

Al solo paramento del muro andatore A (con Y-) sarà applicata una pressione costante (come global distributed) in direzione -Y pari a $\gamma * K_h * L_{tt} = 59.488 \text{ N/m}^2$

γ = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

K_h (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

SISMA +Z

Alla massa del cemento armato sarà applicata una accelerazione in direzione +Z pari a

$$K_v * g = 1,67 \text{ m/sec}^2$$

γ = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

K_v (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

SISMA -Z

Alla massa del cemento armato sarà applicata una accelerazione in direzione -Y pari a

$$K_v * g = 1,67 \text{ m/sec}^2$$

Alla sola platea di fondazione sarà applicata una pressione costante (come global distributed) in direzione -Z pari a $\gamma * K_v * H = 23.205 \text{ N/m}^2$

γ = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

K_v (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

12. CONDIZIONI DI CARICO

Nella tabella seguente vengono elencate le condizioni elementari di carico.

N°	CONDIZIONE DI CARICO	DESCRIZIONE	AZIONI
1	Carichi_imp_Fxmax_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SLUENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SLUENV Carichi_imp_X_Fxmax_SLUENV
2	Carichi_imp_Fxmin_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLUENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SLUENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLUENV
3	Carichi_imp_Fymax_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SLUENV Carichi_imp_Y_Fymax_SLUENV Carichi_imp_X_Fymax_SLUENV
4	Carichi_imp_Fymin_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SLUENV Carichi_imp_Y_Fymin_SLUENV Carichi_imp_X_Fymin_SLUENV
5	Carichi_imp_Fzmax_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SLUENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SLUENV Carichi_imp_X_Fzmax_SLUENV
6	Carichi_imp_Fzmin_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SLUENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SLUENV Carichi_imp_X_Fzmin_SLUENV
7	Carichi_imp_Mxmax_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli:	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLUENV

	SLUENV	veicoli: Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Y_Mxmax_SLUENV Carichi_imp_X_Mxmax_SLUENV
8	Carichi_imp_Mxmin_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLUENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SLUENV Carichi_imp_X_Mxmin_SLUENV
9	Carichi_imp_Mzmax_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SLUENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SLUENV Carichi_imp_X_Mzmax_SLUENV
10	Carichi_imp_Mzmin_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLUENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLUENV Carichi_imp_X_Mzmin_SLUENV
11	Carichi_imp_Fxmax_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fxmax_SLEraraENV
12	Carichi_imp_Fxmin_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLEraraENV
13	Carichi_imp_Fymax_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fymax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fymax_SLEraraENV
14	Carichi_imp_Fymin_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fymin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fymin_SLEraraENV

15	Carichi_imp_Fzmax_SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fzmax_SLEraraENV
16	Carichi_imp_Fzmin_SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fzmin_SLEraraENV
17	Carichi_imp_Mxmax_SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Mxmax_SLEraraENV
18	Carichi_imp_Mxmin_SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Mxmin_SLEraraENV
19	Carichi_imp_Mzmax_SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Mzmax_SLEraraENV
20	Carichi_imp_Mzmin_SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Mzmin_SLEraraENV
21	Carichi_imp_Fxmax_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fxmax_SLEfreqENV
22	Carichi_imp_Fxmin_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FX	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLEfreqENV

		min	
23	Carichi_imp_Fymax_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fymax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fymax_SLEfreqENV
24	Carichi_imp_Fymin_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fymin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fymin_SLEfreqENV
25	Carichi_imp_Fzmax_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fzmax_SLEfreqENV
26	Carichi_imp_Fzmin_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fzmin_SLEfreqENV
27	Carichi_imp_Mxmax_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Mxmax_SLEfreqENV
28	Carichi_imp_Mxmin_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Mxmin_SLEfreqENV
29	Carichi_imp_Mzmax_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Mzmax_SLEfreqENV
30	Carichi_imp_Mzmin_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente):	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLEfreqENV

		Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_X_Mzmin_SLEfreqENV
31	Carichi_imp_Fxmax_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fxmax_SLEqpermENV
32	Carichi_imp_Fxmin_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLEqpermENV
33	Carichi_imp_Fymax_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fymax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fymax_SLEqpermENV
34	Carichi_imp_Fymin_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fymin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fymin_SLEqpermENV
35	Carichi_imp_Fzmax_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fzmax_SLEqpermENV
36	Carichi_imp_Fzmin_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fzmin_SLEqpermENV
37	Carichi_imp_Mxmax_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Mxmax_SLEqpermENV
38	Carichi_imp_Mxmin_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLEqpermENV

	SLEqpermENV	veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Y_Mxmin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Mxmin_SLEqpermENV
39	Carichi_imp_Mzmax_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Mzmax_SLEqpermENV
40	Carichi_imp_Mzmin_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Mzmin_SLEqpermENV
41	Carichi_imp_Fxmax_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fxmax_SISMxprevENV
42	Carichi_imp_Fxmin_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fxmin_SISMxprevENV
43	Carichi_imp_Fymax_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fymax_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fymax_SISMxprevENV
44	Carichi_imp_Fymin_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fymin_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fymin_SISMxprevENV

45	Carichi_imp_Fzmax_ SISMXprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SISMXprevENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SISMXprevENV Carichi_imp_X_Fzmax_SISMXprevENV
46	Carichi_imp_Fzmin_ SISMXprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SISMXprevENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SISMXprevENV Carichi_imp_X_Fzmin_SISMXprevENV
47	Carichi_imp_Mxmax_ SISMXprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SISMXprevENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SISMXprevENV Carichi_imp_X_Mxmax_SISMXprevENV
48	Carichi_imp_Mxmin_ SISMXprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SISMXprevENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SISMXprevENV Carichi_imp_X_Mxmin_SISMXprevENV
49	Carichi_imp_Mzmax_ SISMXprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SISMXprevENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SISMXprevENV Carichi_imp_X_Mzmax_SISMXprevENV
50	Carichi_imp_Mzmin_ SISMXprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SISMXprevENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SISMXprevENV Carichi_imp_X_Mzmin_SISMXprevENV
51	Carichi_imp_Fxmax_	Carichi combinati allo SLE dei	Carichi_imp_Z_Fxmax_SISMYprevENV

	SISMYprevENV	veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Y_Fxmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fxmax_SISMYprevENV
52	Carichi_imp_Fxmin_SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fxmin_SISMYprevENV
53	Carichi_imp_Fymax_SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fymax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fymax_SISMYprevENV
54	Carichi_imp_Fymin_SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fymin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fymin_SISMYprevENV
55	Carichi_imp_Fzmax_SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fzmax_SISMYprevENV
56	Carichi_imp_Fzmin_SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fzmin_SISMYprevENV
57	Carichi_imp_Mxmax_SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente):	Carichi_imp_Z_Mxmax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mxmax_SISMYprevENV

		prevalente): Set di sollecitazioni secondo MX max	
58	Carichi_imp_Mxmin_ SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mxmin_SISMYprevENV
59	Carichi_imp_Mzmax_ SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mzmax_SISMYprevENV
60	Carichi_imp_Mzmin_ SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mzmin_SISMYprevENV
61	PP_strut_ter	Peso proprio struttura spalla e terreno	g, Peso_terreno
62	Sovrac_rilev	Sovraccarico rilevato	Sovrac_rilev
63	Spinta_sovrac	Spinta sovraccarico rilevato	Spinta_sovrac_and_A Spinta_sovrac_and_B Spinta_sovrac_spalla
64	Spinta_stat_ter	Spinta statica terreno	Spinta_stat_ter_and_A Spinta_stat_ter_and_B Spinta_stat_ter_spalla
65	Spinta_sism_ter	Spinta sismica terreno	Spinta_sism_ter_and_A Spinta_sism_ter_and_B Spinta_sism_ter_spalla

66	Sisma_+X	Sisma +X struttura spalla + terreno	Accel_sism_cls_+X Pres_spalla_+X
67	Sisma_-X	Sisma -X struttura spalla	Accel_sism_cls_-X
68	Sisma_+Y	Sisma +Y struttura spalla + terreno	Accel_sism_cls_+Y Pres_andat_+Y
69	Sisma_-Y	Sisma -Y struttura spalla + terreno	Accel_sism_cls_-Y Pres_andat_-Y
70	Sisma_+Z	Sisma +Z struttura spalla + terreno	Accel_sism_cls_+Z
71	Sisma_-Z	Sisma -Z struttura spalla + terreno	Accel_sism_cls_-Z Pres_platea_-Z



13. COMBINAZIONI ED INVILUPPI

SMART COMBINATION PRELIMINARI

SC_carichi_imp_SLUENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1, g2, e2, e3, q1, q2, q3, q4, q5, q7 (carichi impalcato)

	PF	VF
1 Carichi_imp_Fxmax_SLUENV	1.00	0.00
2 Carichi_imp_Fxmin_SLUENV	1.00	0.00
3 Carichi_imp_Fymax_SLUENV	1.00	0.00
4 Carichi_imp_Fymin_SLUENV	1.00	0.00
5 Carichi_imp_Fzmax_SLUENV	1.00	0.00
6 Carichi_imp_Fzmin_SLUENV	1.00	0.00
7 Carichi_imp_Mxmax_SLUENV	1.00	0.00
8 Carichi_imp_Mxmin_SLUENV	1.00	0.00
9 Carichi_imp_Mzmax_SLUENV	1.00	0.00
10 Carichi_imp_Mzmin_SLUENV	1.00	0.00

SC_carichi_imp_SLEraraENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1, g2, e2, e3, q1, q2, q3, q4, q5, q7 (carichi impalcato)

	PF	VF
11 Carichi_imp_Fxmax_SLEraraENV	1.00	0.00
12 Carichi_imp_Fxmin_SLEraraENV	1.00	0.00
13 Carichi_imp_Fymax_SLEraraENV	1.00	0.00
14 Carichi_imp_Fymin_SLEraraENV	1.00	0.00
15 Carichi_imp_Fzmax_SLEraraENV	1.00	0.00
16 Carichi_imp_Fzmin_SLEraraENV	1.00	0.00
17 Carichi_imp_Mxmax_SLEraraENV	1.00	0.00
18 Carichi_imp_Mxmin_SLEraraENV	1.00	0.00
19 Carichi_imp_Mzmax_SLEraraENV	1.00	0.00
20 Carichi_imp_Mzmin_SLEraraENV	1.00	0.00

SC_carichi_imp_SLEfreqENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1, g2, e2, e3, q1, q2, q5, q7 (carichi impalcato)

	PF	VF
21 Carichi_imp_Fxmax_SLEfreqENV	1.00	0.00
22 Carichi_imp_Fxmin_SLEfreqENV	1.00	0.00
23 Carichi_imp_Fymax_SLEfreqENV	1.00	0.00
24 Carichi_imp_Fymin_SLEfreqENV	1.00	0.00
25 Carichi_imp_Fzmax_SLEfreqENV	1.00	0.00
26 Carichi_imp_Fzmin_SLEfreqENV	1.00	0.00
27 Carichi_imp_Mxmax_SLEfreqENV	1.00	0.00
28 Carichi_imp_Mxmin_SLEfreqENV	1.00	0.00
29 Carichi_imp_Mzmax_SLEfreqENV	1.00	0.00
30 Carichi_imp_Mzmin_SLEfreqENV	1.00	0.00

SC_carichi_imp_SLEqpermENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1,g2, s2, s3,q7 (carichi impalcato)

	PF	VF
31 Carichi_imp_Fxmax_SLEqpermENV	1.00	0.00
32 Carichi_imp_Fxmin_SLEqpermENV	1.00	0.00
33 Carichi_imp_Fymax_SLEqpermENV	1.00	0.00
34 Carichi_imp_Fymin_SLEqpermENV	1.00	0.00
35 Carichi_imp_Fzmax_SLEqpermENV	1.00	0.00
36 Carichi_imp_Fzmin_SLEqpermENV	1.00	0.00
37 Carichi_imp_Mxmax_SLEqpermENV	1.00	0.00
38 Carichi_imp_Mxmin_SLEqpermENV	1.00	0.00
39 Carichi_imp_Mzmax_SLEqpermENV	1.00	0.00
40 Carichi_imp_Mzmin_SLEqpermENV	1.00	0.00

SC_carichi_imp_SISMxprevENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1,g2, s2, s3,q6 (carichi impalcato)

	PF	VF
41 Carichi_imp_Fxmax_SISMxprevENV	1.00	0.00
42 Carichi_imp_Fxmin_SISMxprevENV	1.00	0.00
43 Carichi_imp_Fymax_SISMxprevENV	1.00	0.00
44 Carichi_imp_Fymin_SISMxprevENV	1.00	0.00
45 Carichi_imp_Fzmax_SISMxprevENV	1.00	0.00
46 Carichi_imp_Fzmin_SISMxprevENV	1.00	0.00
47 Carichi_imp_Mxmax_SISMxprevENV	1.00	0.00
48 Carichi_imp_Mxmin_SISMxprevENV	1.00	0.00
49 Carichi_imp_Mzmax_SISMxprevENV	1.00	0.00
50 Carichi_imp_Mzmin_SISMxprevENV	1.00	0.00

SC_carichi_imp_SISMyprevENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1,g2, s2, s3,q6 (carichi impalcato)

	PF	VF
51 Carichi_imp_Fxmax_SISMyprevENV	1.00	0.00
52 Carichi_imp_Fxmin_SISMyprevENV	1.00	0.00
53 Carichi_imp_Fymax_SISMyprevENV	1.00	0.00
54 Carichi_imp_Fymin_SISMyprevENV	1.00	0.00
55 Carichi_imp_Fzmax_SISMyprevENV	1.00	0.00
56 Carichi_imp_Fzmin_SISMyprevENV	1.00	0.00
57 Carichi_imp_Mxmax_SISMyprevENV	1.00	0.00
58 Carichi_imp_Mxmin_SISMyprevENV	1.00	0.00
59 Carichi_imp_Mzmax_SISMyprevENV	1.00	0.00
60 Carichi_imp_Mzmin_SISMyprevENV	1.00	0.00

SC_SISMA_SPALLA_X (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: $q\delta$ (carichi spalla)

	PF	VF
66 Sisma_+X	1.00	0.00
67 Sisma_-X	1.00	0.00

SC_SISMA_SPALLA_Y (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: $q\delta$ (carichi spalla)

	PF	VF
68 Sisma_+Y	1.00	0.00
69 Sisma_-Y	1.00	0.00

SC_SISMA_SPALLE_1X_0.3Y

Tipo di azione: $q\delta$ (carichi spalla)

	PF	VF
SC_SISMA_SPALLA_X	1.00	0.00
SC_SISMA_SPALLA_Y	0.30	0.00

SC_SISMA_SPALLE_0.3X_1Y

Tipo di azione: $q\delta$ (carichi spalla)

	PF	VF
SC_SISMA_SPALLA_X	0.30	0.00
SC_SISMA_SPALLA_Y	1.00	0.00

SC_SISMA_1X_0.3Y

Tipo di azione: $g1, g2, e2, e3, q\delta$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA_SPALLE_1X_0.3Y	1.00	0.00
SC_carichi_imp_SISMXprevENV	1.00	0.00

SC_SISMA_0.3X_1Y

Tipo di azione: $g1, g2, e2, e3, q\delta$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA_SPALLE_0.3X_1Y	1.00	0.00
SC_carichi_imp_SISMYprevENV	1.00	0.00

SC_SISMA (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: $g1, g2, e2, e3, q\delta$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA_1X_0.3Y	1.00	0.00
SC_SISMA_0.3X_1Y	1.00	0.00

SMART COMBINATION DI PROGETTO

ENV_SLU

Tipo di azione: $g_1, g_2, e_2, e_3, q_1, q_2, q_3, q_4, q_5, q_7, q_{sovrac}$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_carichi_imp_SLUENV	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.35
62 Sovrac_rilev	0.00	$1.5 \cdot \psi_0$
63 Spinta_sovrac	0.00	$1.5 \cdot \psi_0$
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.35

ENV_SLE_rara

Tipo di azione: $g_1, g_2, e_2, e_3, q_1, q_2, q_3, q_4, q_5, q_7, q_{sovrac}$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_carichi_imp_SLEraraENV	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	ψ_0	0.00
63 Spinta_sovrac	ψ_0	0.00
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.00

ENV_SLE_freq

Tipo di azione: $g_1, g_2, e_2, e_3, q_1, q_2, q_5, q_7, q_{sovrac}$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_carichi_imp_SLEfreqENV	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	$\psi_2 SLE$	0.00
63 Spinta_sovrac	$\psi_2 SLE$	0.00
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.00

ENV_SLE_qperm

Tipo di azione: $g_1, g_2, e_2, e_3, q_7, q_{sovrac}$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_carichi_imp_SLEqpermENV	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	$\psi_2 SLE$	0.00
63 Spinta_sovrac	$\psi_2 SLE$	0.00
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.00

ENV_SISM

Tipo di azione: $g_1, g_2, e_2, e_3, q_6, q_{sovrac}$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	$\psi_2 SISM$	0.00
63 Spinta_sovrac	$\psi_2 SISM$	0.00
65 Spinta_sism_ter	1.00	0.00



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE D'ARTE MAGGIORI
APO 09: PONTE SU CANALE DIVERSIVO 'BURANA II'
RELAZIONE DI CALCOLO

ALLEGATO – PARTE B : IMPALCATO IN C.A.

14. 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

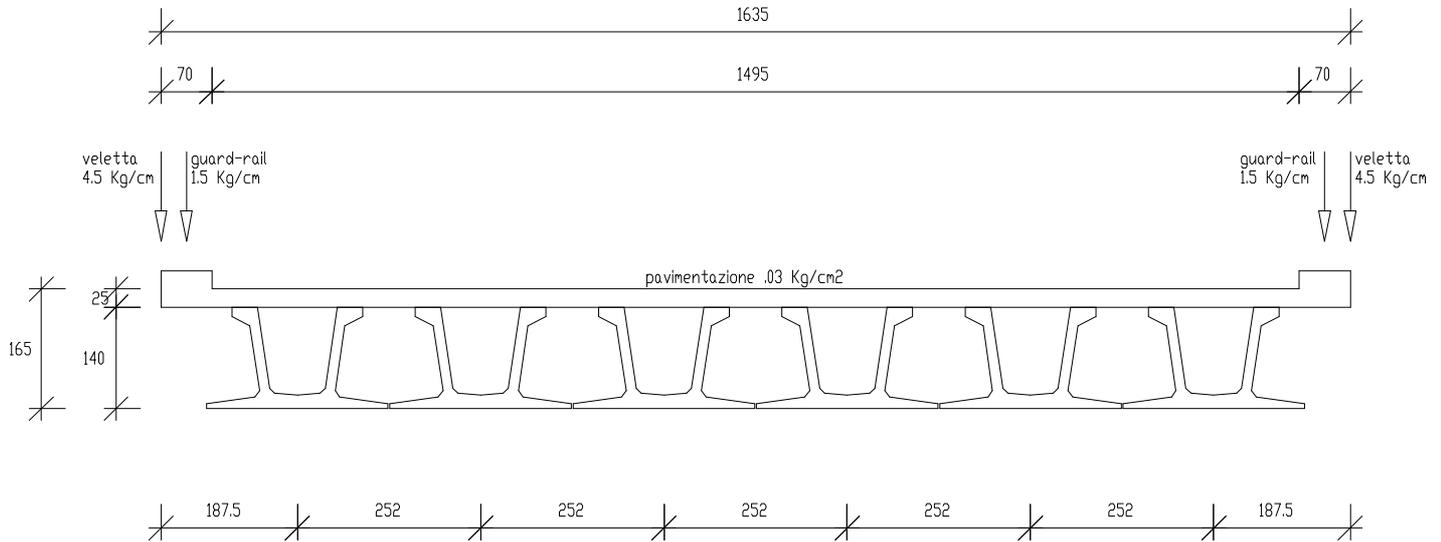
I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici (=25.4 mm).

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.

15. DATI GEOMETRICI IMPALCATO

Luce di calcolo	3000.000
Larghezza cordolo sinistro	70.000
Larghezza carreggiata	1495.000
Larghezza cordolo destro	70.000
Larghezza fuori tutto	1635.000
Tipo travi	UH140
Larghezza sezione	250.000
Lunghezza retrotrave	50.000
Lunghezza ringrosso	100.000
Lunghezza svasatura	50.000
Numero travi	6
Interasse travi	252.000
Eccentricita' travi-soletta	0.000
Spessore medio soletta	25.000
Spessore minimo soletta	20.000
Luce di calcolo soletta	128.000
Spessore medio cordoli	25.000



Sezione trasversale impalcato

16. 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.

17. 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 σ_{spi} prevista nella presente relazione.

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

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza R_{ckj} che 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.

18. RESISTENZE DI CALCOLO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

18.1. 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} a tempo infinito $\geq 550.00 \text{ kg/cm}^2$

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

La resistenza caratteristica cilindrica a compressione vale:

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

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

La resistenza di calcolo a compressione vale:

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

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

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:

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

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

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

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

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

18.2. 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:

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

La resistenza di calcolo a compressione vale:

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

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:

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

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

18.3. ACCIAIO PER C.A.P.

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

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

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

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 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:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

$$\rho_{1000} = 2.5$$

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

si ottiene

per t = 1000 ore $\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (1000/1000)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 1,52\%$

per t = 5000 ore $\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (5000/1000)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 2,05\%$

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:

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

18.4. 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:

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

19. 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 Méthode 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 ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidezze 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 α (compreso tra 0 e 1);
- d) dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale θ

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.

20. 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; $x = 1500.00$ e' la mezzzeria 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.

21. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

Parametri di Massonnet :

Luce di calcolo travi principali	L =	3000
Interasse traversi	L1 =	1
Semilarghezza teorica impalcato	B =	756
Interasse travi	B1 =	252

Trave :

Traverso :

Ap =	14563	Ae =	20	cm ²
Dp =	95	De =	10	cm
Jp =	56888505	Je =	667	cm ⁴
Cp =	15184000	Ce =	667	cm ⁴

Larghezza soletta collaborante con trave = 252.00

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

Theta = 1.081 Radice alfa = 1.000

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1a trave che ha una eccentricita' $y = 630.000$ cm e che risulta essere la piu' sollecitata :

y	-756	-567	-378	-189	0	189	378	567	756
K0	0.04	-0.07	-0.19	-0.27	-0.16	0.40	1.70	3.78	5.93
K1	0.05	0.08	0.14	0.27	0.52	0.98	1.71	2.66	3.30
K α	0.05	0.08	0.14	0.27	0.52	0.98	1.71	2.66	3.30

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

$\mu\alpha$	-.0112	-.0124	-.0115	0.0035	0.0725	0.0035	-.0115	-.0124	-.0112
-------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

22. ANALISI DEI CARICHI

22.1. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI

Peso proprio trave (tratto in campata)	20.657 Kg/cm
(tratto d'estremita')	28.935 Kg/cm
Peso della soletta (1a fase)	19.594

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

Paviment.(0.030 Kg/cm ²) (2a fase)	7.475 Kg/cm/trave
Peso dei cordoli (2a fase)	1.458

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	782.500	3.366	-.01105
guard-rail	1.5000	-782.500	0.044	-.01105
veletta	4.5000	817.500	3.456	-.01083
veletta	4.5000	-817.500	0.039	-.01083

22.2. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI VARIABILI

22.2.1. 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^a 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 ²]
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^a

Disposizione carichi mobili per verificare la 1a trave:

Posizione	Intensità		Eccentricità (cm)	K Massonet
	Carico asse Q_{ik} [kg]	q_{ik} [kg/cm ²]		
Corsia Numero 1	30000	0.090	597.500	2.799
Corsia Numero 2	20000	0.025	297.500	1.360
Corsia Numero 3	10000	0.025	-2.500	0.520
Corsia Numero 4	0	0.025	-302.500	0.184
Rimanente	0	0.025	-600.000	0.072

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

22.2.2. 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.

22.2.3. 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.

23. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA TRAVE PREFABBRICATA

23.1. 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	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-	-
60	638288	-19501866	-60618	1852086	-56748	4527817
90	638288	-19501866	-60203	1839416	-55961	4465080
120	638288	-19501866	-59798	1827037	-55192	4403724
150	638288	-19501866	-59402	1814925	-54440	4343688
180	837753	-26140828	-90905	2836563	-81739	6568869
210	837753	-26140828	-90399	2820775	-80787	6492349
240	837753	-26140828	-89905	2805350	-79857	6417588
270	837753	-26140828	-89422	2790288	-78948	6344586
300	837753	-26140828	-88951	2775589	-78062	6273343
330	837753	-26140828	-88492	2761253	-77197	6203860
360	1037218	-33628322	-126567	4103499	-108508	8846085
390	1037218	-33628322	-126008	4085402	-107467	8761232
420	1037218	-33628322	-125465	4067788	-106454	8678641
450	1037218	-33628322	-124937	4050656	-105469	8598314
480	1037218	-33628322	-124423	4034007	-104511	8520249
510	1037218	-33628322	-123925	4017841	-103581	8444447
540	1037218	-33628322	-123441	4002157	-102679	8370907
570	1236683	-41943998	-168665	5720532	-137992	11450483
600	1236683	-41943998	-168102	5701452	-136953	11364292
630	1236683	-41943998	-167558	5682998	-135948	11280926



660	1236683	-41943998	-167033	5665170	-134978	11200386
690	1236683	-41943998	-166526	5647967	-134041	11122672
720	1236683	-41943998	-166037	5631390	-133139	11047785
750	1236683	-41943998	-165566	5615439	-132270	10975723
780	1236683	-41943998	-165115	5600113	-131436	10906487
810	1236683	-41943998	-164681	5585412	-130636	10840077
840	1236683	-41943998	-164266	5571337	-129869	10776493
870	1236683	-41943998	-163870	5557888	-129137	10715735
900	1236683	-41943998	-163491	5545064	-128439	10657803
930	1236683	-41943998	-163132	5532866	-127775	10602696
960	1236683	-41943998	-162791	5521293	-127145	10550416
990	1236683	-41943998	-162468	5510346	-126549	10500962
1020	1236683	-41943998	-162164	5500024	-125987	10454334
1050	1236683	-41943998	-161878	5490328	-125459	10410531
1080	1236683	-41943998	-161610	5481257	-124965	10369555
1110	1236683	-41943998	-161361	5472812	-124506	10331405
1140	1236683	-41943998	-161131	5464993	-124080	10296080
1170	1236683	-41943998	-160919	5457799	-123688	10263582
1200	1236683	-41943998	-160725	5451231	-123331	10233909
1230	1236683	-41943998	-160550	5445288	-123007	10207062
1260	1236683	-41943998	-160393	5439971	-122718	10183042
1290	1236683	-41943998	-160255	5435279	-122462	10161847
1320	1236683	-41943998	-160135	5431213	-122241	10143478
1350	1236683	-41943998	-160033	5427772	-122053	10127936
1380	1236683	-41943998	-159950	5424957	-121900	10115219
1410	1236683	-41943998	-159886	5422768	-121781	10105328
1440	1236683	-41943998	-159840	5421204	-121696	10098263
1500	1236683	-41943998	-159803	5419953	-121628	10092611

23.2. MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM)

sezione (cm)	M peso trave	M peso soletta	M perm. 2 ^a fase	M var. 2 ^a fase
0	0	0	0	0
30	935187	872902	441113	1844476
60	1844359	1728169	873315	3651211
90	2729200	2565802	1296606	5420204
120	3593739	3385800	1710985	7151456
150	4439658	4188164	2116453	8844966
180	5266986	4972894	2513009	10500734
210	6075722	5739989	2900654	12118761
240	6865867	6489450	3279388	13699046
270	7637420	7221277	3649210	15241590
300	8390381	7935469	4010121	16746392
330	9124751	8632027	4362121	18213452
360	9840529	9310950	4705209	19642771
390	10537715	9972239	5039386	21034348
420	11216310	10615894	5364651	22388184
450	11876313	11241914	5681005	23704278
480	12517725	11850300	5988448	24982630
510	13140545	12441052	6286979	26223241
540	13744773	13014169	6576599	27426111
570	14330409	13569652	6857308	28591238
600	14897454	14107500	7129105	29718625
630	15445908	14627714	7391990	30808269
660	15975769	15130294	7645965	31860172
690	16487039	15615239	7891028	32874333
720	16979718	16082550	8127179	33850753
750	17453805	16532227	8354420	34789431
780	17909300	16964269	8572748	35690368



810	18346203	17378677	8782166	36553563
840	18764515	17775450	8982672	37379016
870	19164235	18154589	9174267	38166728
900	19545364	18516094	9356950	38916698
930	19907901	18859964	9530722	39628927
960	20251846	19186200	9695582	40303414
990	20577200	19494802	9851532	40940160
1020	20883962	19785769	9998569	41539163
1050	21172132	20059102	10136696	42100426
1080	21441711	20314800	10265911	42623946
1110	21692698	20552864	10386214	43109726
1140	21925093	20773294	10497607	43557763
1170	22138897	20976089	10600088	43968059
1200	22334109	21161250	10693657	44340613
1230	22510730	21328777	10778315	44675426
1260	22668759	21478669	10854062	44972497
1290	22808196	21610927	10920897	45231827
1320	22929042	21725550	10978821	45453415
1350	23031296	21822539	11027834	45637261
1380	23114958	21901894	11067935	45783366
1410	23180029	21963614	11099125	45891729
1440	23226508	22007700	11121403	45962351
1500	23263691	22042969	11139226	45990369

23.3. TAGLIO - SOLLECITAZIONI - V(KG)

sezione (cm)	V peso trave	V peso soletta	V perm. 2 ^a fase	V var. 2 ^a fase
0	31607	29391	14852	62112
30	30739	28803	14555	61249
60	29879	28215	14258	60387
90	29135	27627	13961	59524
120	28507	27039	13664	58662
150	27887	26452	13367	57799
180	27268	25864	13070	56936
210	26648	25276	12773	56074
240	26028	24688	12476	55211
270	25409	24100	12179	54349
300	24789	23513	11882	53486
330	24169	22925	11585	52624
360	23549	22337	11288	51761
390	22930	21749	10991	50899
420	22310	21161	10694	50036
450	21690	20573	10397	49174
480	21071	19986	10100	48311
510	20451	19398	9803	47449
540	19831	18810	9505	46586
570	19211	18222	9208	45724
600	18592	17634	8911	44861
630	17972	17047	8614	43999
660	17352	16459	8317	43136
690	16732	15871	8020	42274
720	16113	15283	7723	41411
750	15493	14695	7426	40549
780	14873	14108	7129	39686
810	14254	13520	6832	38824



840	13634	12932	6535	37961
870	13014	12344	6238	37099
900	12394	11756	5941	36236
930	11775	11168	5644	35374
960	11155	10581	5347	34511
990	10535	9993	5050	33649
1020	9916	9405	4753	32786
1050	9296	8817	4456	31924
1080	8676	8229	4159	31061
1110	8056	7642	3862	30199
1140	7437	7054	3565	29336
1170	6817	6466	3268	28474
1200	6197	5878	2970	27611
1230	5577	5290	2673	26749
1260	4958	4703	2376	25886
1290	4338	4115	2079	25023
1320	3718	3527	1782	24161
1350	3099	2939	1485	23298
1380	2479	2351	1188	22436
1410	1859	1763	891	21573
1440	1239	1176	594	20711
1500	0	0	0	18986

23.4. MOMENTO TORCENTE - SOLLECITAZIONI - T(KGCM)

sezione cm	T accidentale kgcm	T 2 ^a fase kgcm
0	932306	1303038
30	942921	1296661
60	953536	1290283
90	964150	1283906
120	974765	1277528
150	985380	1271151
180	995995	1264773
210	1006610	1258396
240	1017224	1252018
270	1027839	1245641
300	1038454	1239263
330	1031774	1220755
360	1025094	1202246
390	1018414	1183738
420	1011734	1165230
450	1005054	1146722
480	998374	1128213
510	991694	1109705
540	985014	1091197
570	978334	1072688
600	971654	1054180
630	947708	1025353
660	923762	996525
690	899815	967698
720	875869	938871
750	851923	910044
780	827977	881216



810	804031	852389
840	780084	823562
870	756138	794734
900	732192	765907
930	696163	729582
960	660134	693258
990	624104	656933
1020	588075	620609
1050	552046	584284
1080	516017	547959
1110	479988	511635
1140	443958	475310
1170	407929	438986
1200	371900	402661
1230	333693	362395
1260	295487	322129
1290	257280	281863
1320	219074	241597
1350	180867	201331
1380	142660	161064
1410	104454	120798
1440	66247	80532
1500	-10166	0

24. 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.

SOLETTA - MOMENTI FLETTENTI - VALORI CARATTERISTICI			
<i>TIPO DI CARICO</i>	<i>GLOBALI</i>	<i>LOCALI,POSITIVI</i>	<i>LOCALI,NEGATIVI</i>
PERMANENTI	-	85,33	-85,33
PERMANENTI NON STRUTTURALI	-93,09603889	40,96	-40,96
ACCIDENTALI (positivi)	2683,545214	1528,35	-
ACCIDENTALI (negativi)	-1129,653354	-	-1508,56

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

25. TRAVE PREFABBRICATA UH140

Coeff. torsione (per calcolo Massonnet) = 15184000.000
 Area torsionale (per calcolo tensioni) = 15408.0000

Sezione larga 250.000 cm

Vertice n.	sezione di estremita'		sezione in campata	
	y	z	y	z
1	-125.000	0.000	-125.000	0.000
2	-125.000	7.000	-125.000	7.000
3	-58.600	16.500	-58.600	16.500
4	-51.900	24.700	-51.900	24.700
5	-65.300	114.000	-65.300	114.000
6	-90.000	127.000	-90.000	127.000
7	-90.000	140.000	-90.000	140.000
8	-40.840	140.000	-55.000	140.000
9	-24.250	27.000	-38.200	28.100
10	-17.000	20.410	-31.300	21.600
11	0.000	19.000	0.000	19.000
12	17.000	20.410	31.300	21.600
13	24.250	27.000	38.200	28.100
14	40.840	140.000	55.000	140.000
15	90.000	140.000	90.000	140.000
16	90.000	127.000	90.000	127.000
17	65.300	114.000	65.300	114.000
18	51.900	24.700	51.900	24.700
19	58.600	16.500	58.600	16.500
20	125.000	7.000	125.000	7.000
21	125.000	0.000	125.000	0.000

Sezione in campata	Spessore complessivo anime	=	28.400
	Area sezione di calcestruzzo	=	8262.950
	quota z baricentro	=	50.782
	J baricentrico	=	19575930.188
Sezione di estremita'	Spessore complessivo anime	=	56.000
	Area sezione di calcestruzzo	=	11574.183
	quota z baricentro	=	59.422
	J baricentrico	=	25615436.851

26. ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE

Tipo acciaio : 6/10" stabilizzato.

Numero trefoli : 62

Per contenere le tensioni entro i limiti consentiti dalle norme vengono disposte verso le sezioni di estremità della trave 30 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
135.00	2		
129.00			
123.00			
80.00			
60.00			
43.50	2		
37.50			
31.50			
25.50	2		
20.50	2		
15.50	10	10	100.00
10.50	18	10	300.00
5.50	26	10	500.00

ascissa	cavo risultante		sezione sola trave		
	Asp	dsp	At	dt	Jt
0.00	<sezione non precompressa>				
57.00	44.480	19.406	11331.0	57.76	25398502
1500.00	86.180	15.097	8693.8	49.01	20329724

ascissa	sezione trave + soletta		
	At	dt	Jt
0.00	<sezione non precompressa>		
57.00	19168.5	96.50	67389672
1500.00	16531.3	98.08	64879501

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 = 313.50

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/cm² e quindi si utilizza una tensione iniziale sul trefolo pari a 14500-150 = 14350 kg/cm²)

27. CADUTE DI TENSIONE

27.1. 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:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

ρ_{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:

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

27.2. 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:

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

27.3. 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.

27.4. 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

28. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

28.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

28.1.1. 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

28.1.2. 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:

σ e all'estradosso della trave

σ i all'intradosso della trave

b) prima del getto della soletta

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

per rilassamento acciaio -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 σ_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:

σ_e e all'estradosso della trave

σ_i e 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:

σ_e e all'estradosso della trave

σ_i e 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 σ_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:

σ e all'estradosso della trave

σ_i all'intradosso della trave

σ_s al lembo superiore della soletta

σ_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:

σ_e all'estradosso della trave

σ_i all'intradosso della trave

σ_s al lembo superiore della soletta

σ_s al lembo inferiore della soletta

28.1.3. TENSIONI LONGITUDINALI NELLA TRAVE IN C.A.P. E NELLA SOLETTA

	FASE A		FASE B		FASE C	
60	-4,235	119,310	-3,044	107,542	4,732	103,227
90	-0,253	117,101	0,929	105,413	12,475	99,007
120	3,637	114,942	4,812	103,333	20,047	94,879
150	7,444	112,830	8,610	101,298	27,457	90,841
180	4,089	149,542	6,214	131,902	28,570	119,605
210	7,724	147,542	9,838	130,000	35,642	115,807
240	11,277	145,589	13,379	128,143	42,552	112,096
270	14,745	143,681	16,836	126,328	49,299	108,472
300	18,130	141,819	20,210	124,558	55,884	104,936
330	21,431	140,003	23,501	122,831	62,306	101,487
360	13,516	178,406	17,256	153,701	59,039	130,944
390	16,645	176,702	20,368	152,106	65,119	127,733
420	19,690	175,044	23,397	150,554	71,037	124,607
450	22,652	173,431	26,343	149,044	76,792	121,567
480	25,531	171,863	29,207	147,576	82,386	118,613
510	28,326	170,341	31,987	146,152	87,817	115,744
540	31,037	168,864	34,684	144,769	93,086	112,961
570	18,662	208,822	24,864	175,630	85,596	142,915
600	21,200	207,455	27,381	174,374	90,520	140,361
630	23,654	206,133	29,816	173,158	95,283	137,892
660	26,026	204,855	32,168	171,984	99,884	135,506
690	28,314	203,623	34,437	170,852	104,324	133,204
720	30,519	202,435	36,624	169,760	108,603	130,986

750	32,641	201,292	38,729	168,709	112,720	128,852
780	34,679	200,194	40,751	167,700	116,675	126,801
810	36,635	199,140	42,690	166,732	120,470	124,834
840	38,507	198,132	44,547	165,805	124,102	122,950
870	40,296	197,168	46,322	164,920	127,574	121,150
900	42,002	196,249	48,014	164,075	130,883	119,434
930	43,624	195,375	49,623	163,272	134,032	117,802
960	45,164	194,546	51,150	162,510	137,019	116,253
990	46,620	193,762	52,594	161,789	139,844	114,789
1020	47,993	193,022	53,956	161,109	142,508	113,407
1050	49,282	192,327	55,235	160,471	145,010	112,110
1080	50,489	191,677	56,432	159,873	147,352	110,896
1110	51,612	191,072	57,546	159,317	149,531	109,766
1140	52,652	190,512	58,577	158,802	151,549	108,720
1170	53,609	189,997	59,526	158,329	153,406	107,757
1200	54,483	189,526	60,393	157,896	155,101	106,878
1230	55,273	189,100	61,177	157,505	156,635	106,083
1260	55,981	188,719	61,879	157,155	158,007	105,371
1290	56,605	188,383	62,498	156,846	159,218	104,744
1320	57,146	188,092	63,034	156,578	160,268	104,199
1350	57,603	187,845	63,488	156,351	161,156	103,739
1380	57,978	187,643	63,859	156,166	161,882	103,362
1410	58,269	187,486	64,148	156,022	162,447	103,069
1440	58,477	187,374	64,354	155,919	162,851	102,860
1500	58,643	187,285	64,520	155,837	163,174	102,693

sezione (cm)	FASE D			FASE E		
	σ sup	σ inf	σ soletta sup	σ sup	σ inf	σ soletta sup
60	4,176	92,650	1,234	7,293	85,075	6,259
90	11,927	88,576	1,217	16,553	77,330	8,677
120	19,507	84,592	1,200	25,611	69,754	11,044
150	26,923	80,694	1,183	34,473	62,341	13,359
180	27,825	104,433	1,832	36,798	82,887	16,254
210	34,906	100,811	1,810	45,262	75,944	18,456
240	41,825	97,273	1,789	53,531	69,162	20,606
270	48,580	93,818	1,769	61,605	62,540	22,705
300	55,173	90,446	1,749	69,484	56,079	24,753
330	61,603	87,157	1,730	77,168	49,778	26,750
360	58,164	110,802	2,564	74,961	70,978	29,473
390	64,252	107,784	2,540	82,240	65,136	31,356
420	70,178	104,847	2,516	89,325	59,452	33,188
450	75,941	101,990	2,493	96,215	53,924	34,970
480	81,542	99,213	2,470	102,910	48,553	36,700
510	86,981	96,517	2,448	109,411	43,339	38,379
540	92,257	93,901	2,427	115,717	38,281	40,008
570	84,647	117,258	3,464	109,108	60,036	42,511
600	89,579	114,898	3,438	115,005	55,416	44,026
630	94,349	112,615	3,413	120,708	50,950	45,491
660	98,957	110,410	3,388	126,218	46,636	46,906
690	103,403	108,282	3,365	131,533	42,474	48,270
720	107,688	106,232	3,342	136,655	38,466	49,583



750	111,811	104,259	3,320	141,583	34,610	50,846
780	115,772	102,363	3,299	146,317	30,906	52,059
810	119,572	100,545	3,279	150,857	27,355	53,221
840	123,210	98,804	3,260	155,204	23,957	54,333
870	126,686	97,140	3,242	159,356	20,712	55,394
900	130,001	95,554	3,224	163,315	17,619	56,404
930	133,154	94,045	3,207	167,080	14,678	57,364
960	136,145	92,614	3,192	170,651	11,891	58,274
990	138,974	91,260	3,177	174,028	9,256	59,133
1020	141,642	89,983	3,163	177,211	6,773	59,942
1050	144,148	88,784	3,149	180,200	4,443	60,700
1080	146,493	87,662	3,137	182,996	2,266	61,408
1110	148,676	86,617	3,125	185,598	0,242	62,065
1140	150,697	85,650	3,115	188,005	-1,630	62,672
1170	152,556	84,760	3,105	190,219	-3,350	63,228
1200	154,254	83,948	3,096	192,240	-4,916	63,733
1230	155,790	83,212	3,088	194,066	-6,330	64,189
1260	157,164	82,555	3,081	195,698	-7,592	64,593
1290	158,377	81,974	3,074	197,137	-8,701	64,948
1320	159,428	81,471	3,069	198,382	-9,657	65,251
1350	160,317	81,046	3,064	199,432	-10,460	65,504
1380	161,045	80,698	3,060	200,289	-11,111	65,707
1410	161,611	80,427	3,057	200,953	-11,610	65,859
1440	162,015	80,233	3,055	201,422	-11,955	65,961
1500	162,338	80,079	3,053	201,779	-12,189	66,013

28.2. S.L.E. - STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Per il calcolo delle frecce in mezzeria 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/cm²
 J trave = 20329724.1786 cm⁴
 f_l (freccia in mezzeria trave) = -5.00 cm (1/ 600 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/cm2
 J trave = 20329724.1786 cm4
 f2 (freccia dopo getto in opera) = -4.22 cm (1/ 711 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/cm2
 J trave + soletta = 64879501.2707 cm4
 f3 (freccia a impalcato scarico) = -4.54 cm (1/ 681 L)

Carichi mobili

Modulo di elasticita' cls = 350000.00 Kg/cm2
 J trave + soletta = 64879501.2707 cm4
 freccia dovuta ai carichi mobili = 1.63 cm (1/ 1758 L)

28.3. 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 :

σ_e e) 169.54

σ_i 63.24

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
 ψ_1 = 0.75 (strutture principali con L_c compresa fra 10 e 100 m)

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

σ_e	e)	187.86
σ_i		20.36

Non si verifica decompressione

29. STATI LIMITE ULTIMI

29.1. 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

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

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:

$$M_{rdu,c} = 190854733 \text{ kgcm}$$

$$M_{Ed} = 145821180 \text{ kgcm}$$

Si ha quindi un coefficiente di sicurezza pari a $M_{rdu,c} / M_{Ed} = 1.31$

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

29.2.1. 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

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

la resistenza per sollecitazioni torcenti del calcestruzzo si calcola con

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

dove

b_w è la larghezza minima della sezione

d è l'altezza utile della sezione

α_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

α inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

θ inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

X _{sezione}	V _{Ed}	T _{Ed}	V _{Rcd}	T _{Rcd}	VERIFICA<1
0	196291	3213170	557010	64023695	0,403
30	192559	3217934	557010	64023695	0,396
60	188839	3222698	334268	61439735	0,617
90	185275	3227461	325559	59821983	0,623
120	181867	3232225	315387	57936894	0,632
150	178471	3236989	304146	55856603	0,645
180	175074	3241752	294737	53440688	0,655
210	171678	3246516	282040	51138617	0,672
240	168281	3251280	269320	48832235	0,691
270	164885	3256044	256797	46561639	0,712
300	161488	3260807	244631	44355648	0,734
330	158092	3224027	243508	44151991	0,722
360	154696	3187247	243508	44151991	0,707
390	151299	3150466	243508	44151991	0,693
420	147903	3113686	243508	44151991	0,678
450	144506	3076905	243508	44151991	0,663
480	141110	3040125	243508	44151991	0,648
510	137713	3003344	243508	44151991	0,634
540	134317	2966564	243508	44151991	0,619
570	130920	2929783	243508	44151991	0,604
600	127524	2893003	243508	44151991	0,589
630	124128	2817435	243508	44151991	0,574
660	120731	2741866	243508	44151991	0,558
690	117335	2666298	243508	44151991	0,542

720	113938	2590730	243508	44151991	0,527
750	110542	2515161	243508	44151991	0,511
780	107145	2439593	243508	44151991	0,495
810	103749	2364025	243508	44151991	0,480
840	100353	2288456	243508	44151991	0,464
870	96956	2212888	243508	44151991	0,448
900	93560	2137320	243508	44151991	0,433
930	90163	2034193	243508	44151991	0,416
960	86767	1931067	243508	44151991	0,400
990	83370	1827941	243508	44151991	0,384
1020	79974	1724814	243508	44151991	0,367
1050	76577	1621688	243508	44151991	0,351
1080	73181	1518562	243508	44151991	0,335
1110	69785	1415435	243508	44151991	0,319
1140	66388	1312309	243508	44151991	0,302
1170	62992	1209183	243508	44151991	0,286
1200	59595	1106057	243508	44151991	0,270
1230	56199	994078	243508	44151991	0,253
1260	52802	882100	243508	44151991	0,237
1290	49406	770122	243508	44151991	0,220
1320	46010	658144	243508	44151991	0,204
1350	42613	546166	243508	44151991	0,187
1380	39217	434188	243508	44151991	0,171
1410	35820	322210	243508	44151991	0,154
1440	32424	210232	243508	44151991	0,138
1500,0	25631	-13724	243508	44151991	0,106

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

α inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

θ inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

X_{sezione}	armatura V_{Ed}	armatura T_{Ed}	Armatura A_{sw} / s	staffe
0	0,349	0,027	0,403	4φ12/10
30	0,343	0,027	0,397	4φ12/10
60	0,252	0,020	0,292	4φ12/10
90	0,227	0,019	0,265	4φ12/10
120	0,206	0,017	0,240	4φ12/10
150	0,186	0,016	0,218	4φ12/10
180	0,168	0,015	0,197	4φ12/10
210	0,152	0,014	0,180	4φ12/10
240	0,139	0,013	0,164	4φ12/10
270	0,127	0,012	0,150	4φ12/10
300	0,116	0,011	0,138	4φ12/10
330	0,113	0,011	0,134	4φ12/10
360	0,110	0,011	0,132	4φ12/10
390	0,108	0,011	0,129	4φ12/10
420	0,105	0,010	0,126	4φ12/10
450	0,103	0,010	0,124	4φ12/10
480	0,100	0,010	0,121	4φ12/20
510	0,098	0,010	0,118	4φ12/20
540	0,096	0,010	0,116	4φ12/20
570	0,093	0,010	0,113	4φ12/20
600	0,091	0,010	0,110	4φ12/20
630	0,088	0,009	0,107	4φ12/20
660	0,086	0,009	0,104	4φ12/20
690	0,084	0,009	0,101	4φ12/20

720	0,081	0,009	0,099	4φ12/20
750	0,079	0,008	0,096	4φ12/20
780	0,076	0,008	0,093	4φ12/20
810	0,074	0,008	0,090	4φ12/20
840	0,071	0,008	0,087	4φ12/20
870	0,069	0,007	0,084	4φ12/20
900	0,067	0,007	0,081	4φ12/20
930	0,064	0,007	0,078	4φ12/20
960	0,062	0,006	0,075	4φ12/20
990	0,059	0,006	0,072	4φ12/20
1020	0,057	0,006	0,069	4φ12/20
1050	0,055	0,005	0,065	4φ12/20
1080	0,052	0,005	0,062	4φ12/20
1110	0,050	0,005	0,059	4φ12/20
1140	0,047	0,004	0,056	4φ12/20
1170	0,045	0,004	0,053	4φ12/30
1200	0,042	0,004	0,050	4φ12/30
1230	0,040	0,003	0,047	4φ12/30
1260	0,038	0,003	0,044	4φ12/30
1290	0,035	0,003	0,040	4φ12/30
1320	0,033	0,002	0,037	4φ12/30
1350	0,030	0,002	0,034	4φ12/30
1380	0,028	0,001	0,031	4φ12/30
1410	0,026	0,001	0,028	4φ12/30
1440	0,023	0,001	0,024	4φ12/30
1500,0	0,018	0,000	0,018	4φ12/30

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} = 196291 kg

Numero di trefoli attivi = 28

Tensione trefoli attivi = 4272.56

Compressione totale = 166287.87

Si dispongono: 12 ϕ 16 + 2 ϕ 24 As = a quota 8.00

Tensione nell'armatura: 904.58

30. VERIFICA DELLA SOLETTA

Si considera nei calcoli seguenti una fascia di soletta di larghezza pari a 1'000 mm e spessore 200 mm, armata con 5+5 barre Ø18.

Si prescrive un copriferro pari a 20 mm all'intradosso e pari a 60 mm all'estradosso.

30.1. 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	-411933	0
2	0	0,00	0,00	298337	0

Combinazioni frequenti :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	-306636	0
2	0	0,00	0,00	232381	0

Combinazioni quasi permanenti :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	9256	0
2	0	0,00	0,00	34515	0

Criteria 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:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
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-D1-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 mm)
		quasi permanente	apertura fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$ (0.2 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 $(\epsilon_{s,m} - \epsilon_{c,m})$ può valutarsi mediante l'espressione

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

essendo

σ_s la tensione nell'acciaio calcolata in sezione parzializzata.

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

$k_t=0.6$ 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

$$k_2=1$$

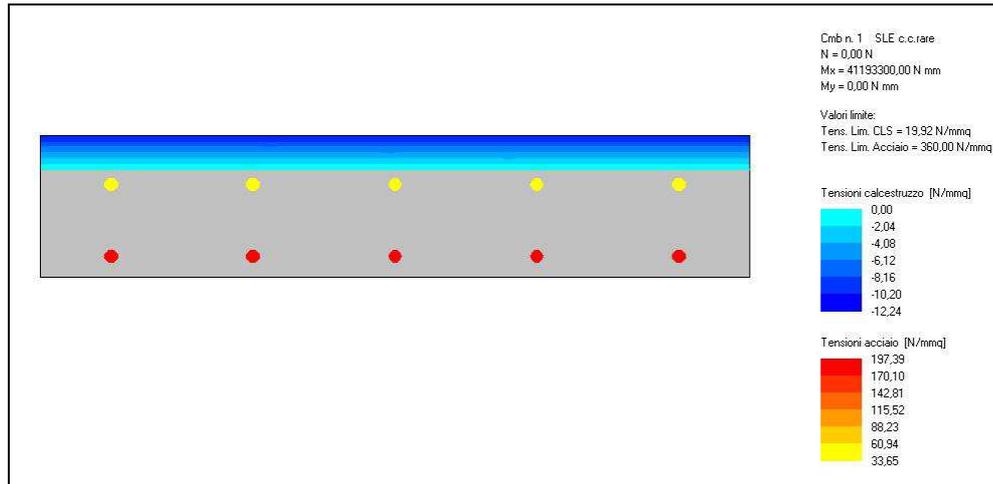
$$k_3=3.4$$

$$k_4=0.425$$

ϕ il diametro delle barre

Risultati delle verifiche

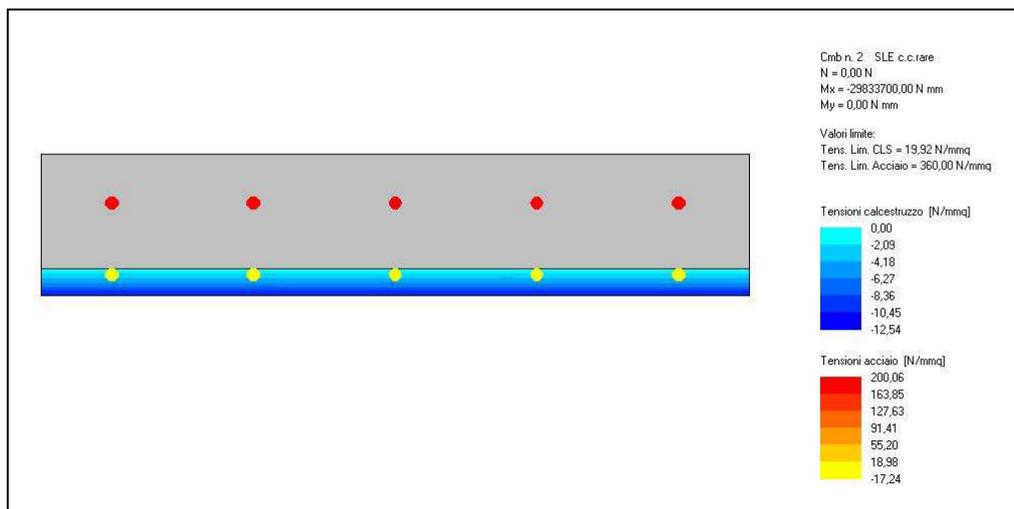
Combinazione caratteristica (rara): Verifica a M max



La massima tensione nell'acciaio risulta pari a $197 \text{ N/mm}^2 < 360 \rightarrow \text{VERIFICATO}$

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo risulta pari a $12.2 \text{ N/mm}^2 < 19.9 \rightarrow \text{VERIFICATO}$

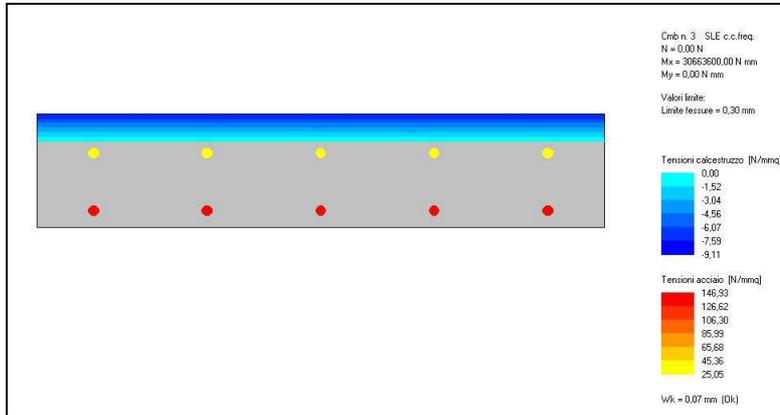
Combinazione caratteristica (rara): Verifica a M min



La massima tensione nell'acciaio risulta pari a $200 \text{ N/mm}^2 < 360 \rightarrow \text{VERIFICATO}$

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo risulta pari a $12.4 \text{ N/mm}^2 < 19.9 \rightarrow \text{VERIFICATO}$

Combinazione frequente: verifica a Mmax

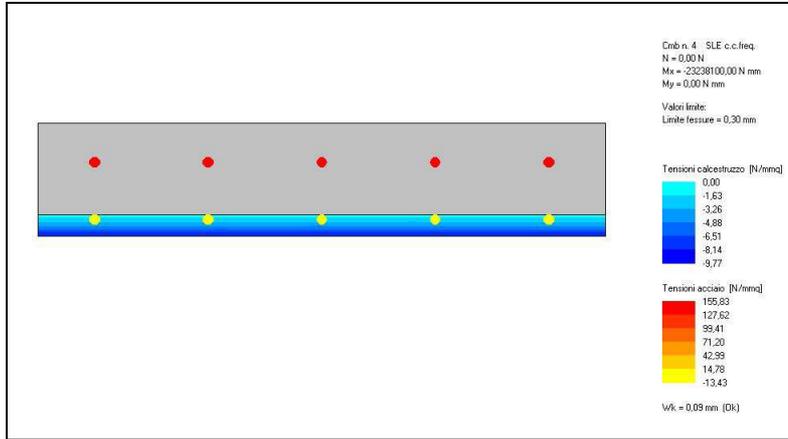


Verifica a fessurazione

Occorre procedere al calcolo dell'ampiezza delle fessure secondo le indicazioni della Circolare al capitolo C4.1.2.2.4.6.

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
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	32	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	20	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	60	mm	
n ^o barre armatura tesa	5		
φ : Diametro medio armatura tesa	18,00	mm	
A _s : Armatura tesa	1272	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro [r+φ/2]	29	mm	
n ^o barre armatura compressa	5		
φ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A _s ' : Armatura compressa	1272	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	69	mm	
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	30,7	kNm	
E _c : modulo elasticità acciaio	210000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità φ	0,0		0 : breve durata; 1,5 : lunga durata
E _{cm} = [22000*((f _{ck} +8)/10)^0,3](1+φ)	33346	N/mm ²	
α = E _s /E _{cm}	6,30		rapporto moduli elastici
Verifica a flessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	48	mm	
σ _c : Tensione calcestruzzo	9,11	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	146,93	N/mm ²	
σ _s ' : Tensione acciaio compresso	-25,06	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fess}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A _s +A _s ')]]	216026	mm ²	
S : momento statico	2,13E+07	mm ³	
Y _g : baricentro [S/A]	99	mm	
J : momento d'inerzia	7,14E+08	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	7,25E+06	mm ³	
f _{ctm}	3,02		resistenza media traz. semplice
σ _s : f _{ctm} /1,2	2,52	N/mm ²	
M _{fess} = σ _s *W	18,27	kNm	
M_{fess} < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			
Verifica allo stato limite di apertura delle fessure			
Elementi preparatori			
A _{eff} : Area "effettiva" cls = Min[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]	50657,1	mm ²	
p : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0,0251		
w _{amm} : apertura ammissibile fessura	0,20	mm	
i _j : distanza tra barre tese	200	mm	
k _c	0,6		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		
Distanza media tra le fessure "Δ_{max}"			
limite spaziatura barre : 5*(r+f/2)	145	mm	
Δ _{max} = k ₃ *r + k ₁ *k ₂ *k ₄ *φ/p	190	mm	
Deformazione unitaria media dell'armatura "ε_{sm}"			
ε _{sm} = Max[(σ _s - k _c *f _{ctm} /p*(1+α*p))/E _s ; 0,6*σ _s /E _s]	0,000420		
Apertura delle fessure "w_k"			
w _d = S _{sm} *ε _{sm}	0,080	mm	<w _{amm} =0,2

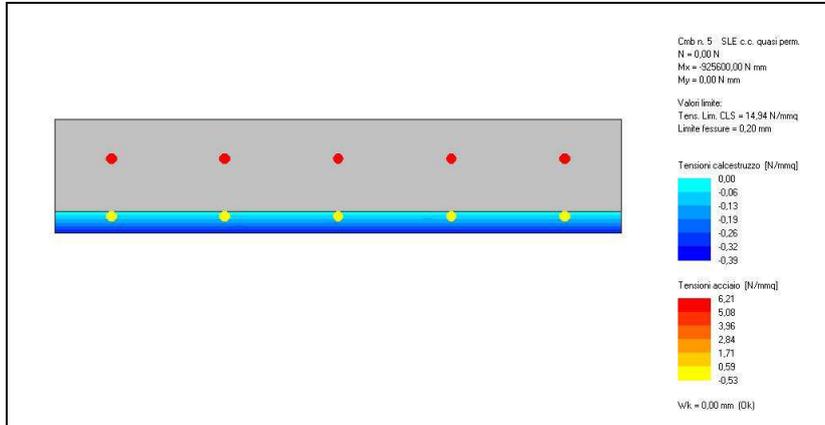
Combinazione frequente: verifica a Mmin



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
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	32	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1'000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	60	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	20	mm	
n ² barre armatura tesa	5		
φ : Diametro medio armatura tesa	18,00	mm	
A _s : Armatura tesa	1'272	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro [r+φ/2]	69	mm	
n ² barre armatura compressa	5		
φ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A _{s'} : Armatura compressa	1'272	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	29	mm	
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	23,2	kNm	
E _s : modulo elasticità acciaio	210'000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità φ	1,5		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E _{cm} = [22000*((f _{ck} +8)/10)^0,3](1+φ)	13'338	N/mm ²	
α = E _s /E _{cm}	15,74		rapporto moduli elastici
Verifica a flessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	49	mm	
σ _c : Tensione calcestruzzo	6,32	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	163,99	N/mm ²	
σ _{s'} : Tensione acciaio compresso	41,16	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fed}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A _s +A _{s'})]	240'064	mm ²	
S : momento statico	2,48E+07	mm ³	
Y _g : baricentro [S/A]	103	mm	
J : momento d'inerzia	7,84E+08	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	7,59E+06	mm ³	
f _{ctm}	3,02		resistenza media traz. semplice
σ _t : f _{ctm} /1,2	2,52	N/mm ²	
M _{fess} = σ _t *W	19,12	kNm	
M_{fess} < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			
Verifica allo stato limite di apertura delle fessure			
Elementi preparatori			
A _{ce} : Area "effettiva" cls = Min[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]	50178,5	mm ²	
ρ : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0,0254		
w _{amm} : apertura ammissibile fessura	0,20	mm	
i _t : distanza tra barre tese	200	mm	
k _t	0,6		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		
Distanza media tra le fessure "Δ_{max}"			
limite spaziatura barre : 5*(r+f/2)	345	mm	
Δ _{max} = k ₃ *r + k ₁ *k ₂ *k ₄ *φ/p	325	mm	
Deformazione unitaria media dell'armatura "ε_{sm}"			
ε _{sm} = Max[(σ _s - k _t *f _{ctm})/ρ*(1+α*ρ)/E _s ; 0,6*σ _s /E _s]	0,000469		
Apertura delle fessure "w_k"			
w _d = s _m *ε _{sm}	0,152	mm	<w _{amm} =0,2

Combinazione quasi permanente: verifica a M_{max}

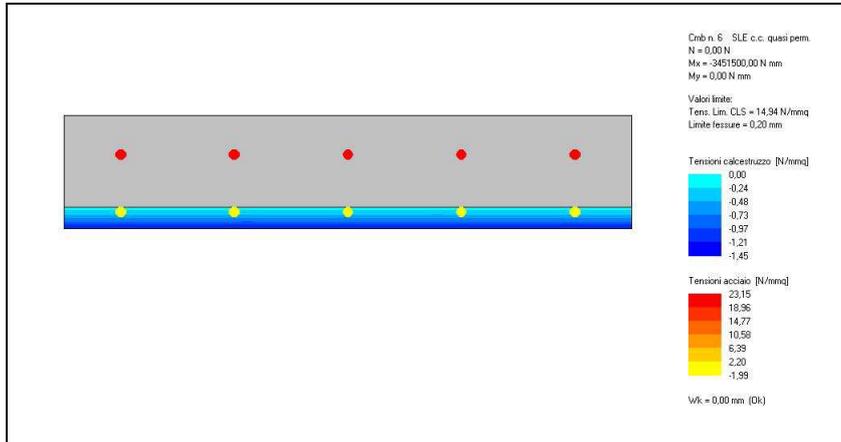


Verifica a fessurazione

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
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	32	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	60	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	20	mm	
n ^o barre armatura tesa	5		
ϕ : Diametro medio armatura tesa	18.00	mm	
A_s : Armatura tesa	1'272	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
e : Copriferro [r+ ϕ /2]	69	mm	
n ^o barre armatura compressa	5		
ϕ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A_s' : Armatura compressa	1'272	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ ϕ /2]	29	mm	
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	0.9	kNm	
E_s : modulo elasticità acciaio	210'000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità ϕ	1.5		0 : breve durata; 1.5: lunga durata
$E_{cm} = [22000 * ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} * (1 + \phi)]$	13'338	N/mm ²	
$\alpha = E_s / E_{cm}$	15.74		rapporto moduli elastici
Verifica a flessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	49	mm	
σ_c : Tensione calcestruzzo	0.24	N/mm ²	
σ_s : Tensione acciaio teso	6.35	N/mm ²	
σ_s' : Tensione acciaio compresso	1.59	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fess}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha^2(A_s+A_s')$]	240'064	mm ²	
S : momento statico	2.48E+07	mm ³	
Y_g : baricentro [S/A]	103	mm	
J : momento d'inerzia	7.84E+08	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	7.59E+06	mm ³	
f_{ctm}	3.02		resistenza media traz. semplice
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.52	N/mm ²	
$M_{fess} = \sigma_t * W$	19.12	kNm	
M_{fess} > M : OK			

Il momento sollecitante risulta inferiore al momento di prima fessurazione: per tanto non è necessario procedere alla verifica dell'ampiezza delle fessure.

Combinazione quasi permanente: verifica a Mmin



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
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	32	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
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		
φ : Diametro medio armatura tesa	18,00	mm	
A _s : Armatura tesa	1'272	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro [r+φ/2]	69	mm	
n : barre armatura compressa	5		
φ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A _{s'} : Armatura compressa	1'272	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	29	mm	
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	3,5	kNm	
E _c : modulo elasticità acciaio	210'000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità φ	1,5		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E _{cm} = [22000*((f _{ck} +8)/10) ^{0,3}](1+φ)	13'338	N/mm ²	
α = E _s /E _{cm}	15,74		rapporto moduli elastici
Verifica a flessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	49	mm	
σ _c : Tensione calcestruzzo	0,94	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	24,35	N/mm ²	
σ _{s'} : Tensione acciaio compresso	6,11	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fess}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A _s +A _{s'})]	240'064	mm ²	
S : momento statico	2,48E+07	mm ³	
Y _g : baricentro [S/A]	103	mm	
J : momento d'inerzia	7,84E+08	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	7,59E+06	mm ³	
f _{ctm}	3,02		resistenza media traz. semplice
σ _f = f _{ctm} /1,2	2,52	N/mm ²	
M _{fess} = σ _f *W	19,12	kNm	
M _{fess} > M : OK			

Il momento sollecitante risulta inferiore al momento di prima fessurazione: per tanto non è necessario procedere alla verifica dell'ampiezza delle fessure.

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

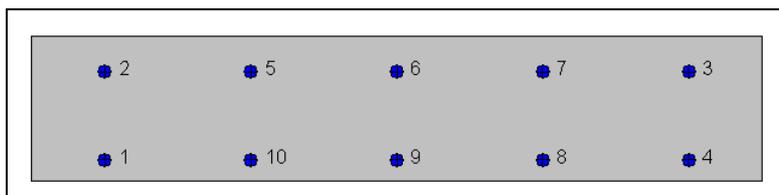
$$M_{sdu} = \gamma_g M_{gk} + \gamma_q M_{qk}$$

dove si assumono i seguenti valori per i coefficienti

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

Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	20,0
3	100,0	20,0
4	100,0	0,0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	10,0	2,9	2,5	no
2	10,0	13,1	2,5	no
3	90,0	13,1	2,5	no
4	90,0	2,9	2,5	no
5	30,0	13,1	2,5	no

6	50,0	13,1	2,5	no
7	70,0	13,1	2,5	no
8	70,0	2,9	2,5	no
9	50,0	2,9	2,5	no
10	30,0	2,9	2,5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente molto aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²

fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

εuk (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²

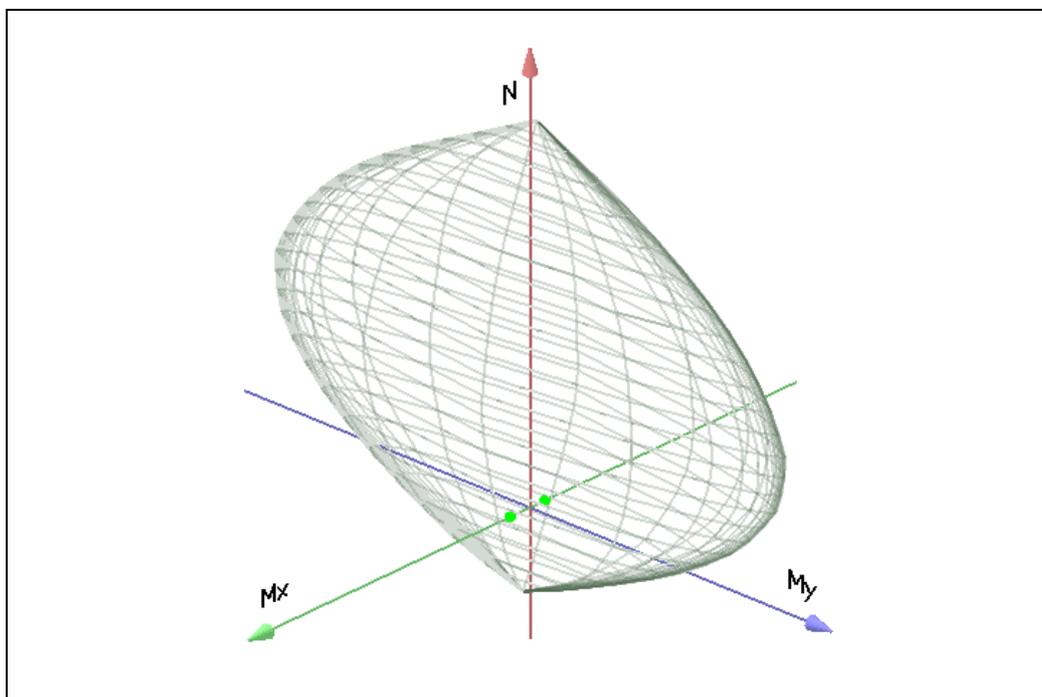
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
N	N mm	N mm	
-995748,20	19914961,57	0,00	Completamente tesa
4758414,15	-19914961,57	255,99	Completamente compressa
0,00	88267683,35	0,00	Fibre inferiori tese
0,00	-58347018,06	0,00	Fibre superiori tese
-1,18	-41,65392802280,94		Fibre di sinistra tese
-1,17	-41,32-392802283,98		Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

e in caso di verifica proporzionale positiva:

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.	
	N	N mm	N mm		N	N mm	N mm			
7	0,00	55344200,00	0,00	P	0,00	88267690,00	0,00	0,630	OK	
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.		
				N	0,00	88267690,00	0,00	0,630		
8	0,00	-40665200,00	0,00	P	0,00	-58347020,00	0,00	0,700	OK	
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.		
				N	0,00	-58347020,00	0,00	0,700		

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	N	N mm	N mm		N	N mm	N mm		
8	0,00	-40665200,00	0,00	N	0,00	-58347020,00	0,00	0,700	OK