



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

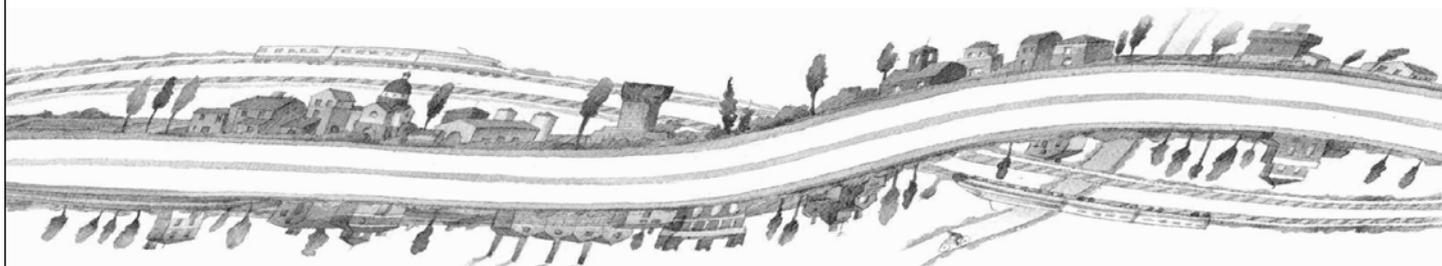
PROGETTO DEFINITIVO

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI - PONTI

APO16 - PONTE SUL CANALE DI CENTO

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

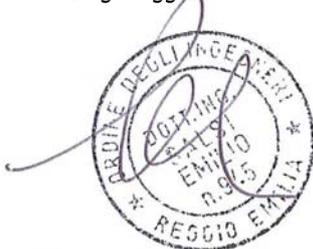
RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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:
2485	PD	0	A40	APO16	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
Azioni Globali : Fase Sismica	26
6.2.1. Azioni Globali : Fase Statica	27
6.2.2. Azioni Globali : SLE	28
6.2.3. 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	32
6.4.1.3.	Verifiche SLU: Taglio.....	36
6.4.1.4.	Verifiche SLU: Pressoflessione	38
6.4.1.5.	Verifiche SLE: Fessurazione	40
6.4.1.6.	Verifiche SLE: Deformazioni.....	41
6.4.2.	Orecchie	43
6.4.2.1.	Azioni – SLU.....	43
6.4.2.2.	Azioni – SLE.....	43
6.4.2.3.	Sollecitazioni e Verifiche – SLE.....	44
6.4.2.4.	Sollecitazioni e Verifiche – SLU.....	47
6.4.3.	Paraghiaia.....	51
6.4.3.1.	Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica	51
6.4.3.2.	Sollecitazioni – SLU: Fase Statica	52
6.4.3.3.	Sollecitazioni – SLE.....	52
6.4.3.4.	Verifiche SLE: Fessurazione	52
6.4.3.5.	Verifiche SLU: Taglio.....	54
6.4.3.6.	Verifiche SLU: Pressoflessione	55
6.4.4.	Pareti di risvolto	56
6.4.4.1.	Armature Orizzontali.....	56
6.4.4.2.	Armature Verticali	58
6.4.4.3.	Taglio.....	59
6.4.5.	Parete centrale.....	63
6.4.5.1.	Armature Verticali.....	63
6.4.5.2.	Armature Orizzontali.....	64
6.4.5.3.	Taglio.....	67
6.4.6.	Fondazione	69
6.4.6.1.	Armature in direzione longitudinale (asse ponte).....	69
6.4.6.2.	Armature in direzione trasversale	71
6.4.6.3.	Taglio.....	74
6.4.6.4.	Verifica Zoccolo anteriore	77
6.4.6.5.	Verifica a Punzonamento.....	78
6.5.	APPOGGI E BAGGIOLI.....	80
6.5.1.	Appoggi.....	80
6.5.2.	Baggioli	80
6.6.	SINTESI ARMATURE.....	82
6.6.1.	Pali.....	82
6.6.2.	Fondazione	82
6.6.3.	Parete Centrale.....	82
6.6.4.	Paraghiaia.....	82
6.6.5.	Pareti di Risvolto	83
6.6.6.	Orecchie	83
6.6.7.	Baggioli	83
7.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO	85
	ALLEGATO – PARTE A: SPALLA (INPUT)	86

8. CRITERI DI MODELLAZIONE.....	87
9. PARAMETRI MECCANICI.....	89
10. GEOMETRIA DELLA SPALLA	90
10.1. OPZIONI	90
10.2. DIMENSIONI.....	90
10.3. APPOGGI	95
10.4. PALI 97	
11. CARICHI.....	99
11.1. CARICHI DA IMPALCATO	99
11.2. PESO PROPRIO STRUTTURA SPALLA E TERRENO	140
11.3. SOVRACCARICO RILEVATO.....	140
11.4. SPINTA STATICA SOVRACCARICO	142
11.5. SPINTA STATICA TERRENO.....	143
11.6. SPINTA SISMICA TERRENO	143
11.7. AZIONI SISMICHE	145
12. CONDIZIONI DI CARICO.....	147
13. COMBINAZIONI ED INVILUPPI	153
ALLEGATO – PARTE B : IMPALCATO IN C.A.P.	158
14. UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO.....	160
15. DATI GEOMETRICI IMPALCATO	161
16. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO	163
17. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI	164
18. RESISTENZE DI CALCOLO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEI MATERIALI.....	165
18.1. CALCESTRUZZO PER LE TRAVI PREFABBRICATE C45/55	165
18.2. CALCESTRUZZO PER SOLETTA E TRAVERSI C32/40.....	167
18.3. ACCIAIO PER C.A.P.	168
18.4. ACCIAIO B450C	170
19. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO	171
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.....	181
22.2.3. AZIONE DI NEVE E VENTO – RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI.....	182
23. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA TRAVE PREFABBRICATA.....	183
23.1. PRECOMPRESSIONE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM) - N(KG)	183
23.2. MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM)	185
23.3. TAGLIO - SOLLECITAZIONI - V(KG).....	187
23.4. MOMENTO TORCENTE - SOLLECITAZIONI - T(KGCM).....	190
24. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA SOLETTA..	193
25. TRAVE PREFABBRICATA UH160	195
26. ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE	197
27. CADUTE DI TENSIONE.....	200
27.1. RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE	200
27.2. RITIRO DEL CALCESTRUZZO	201
27.3. VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO.....	201
27.4. RIPARTIZIONE PERCENTUALE DELLE CADUTE DI TENSIONE NELLE FASI.....	202
28. STATI LIMITE DI ESERCIZIO	203
28.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO	203
28.1.1. PROCEDIMENTO DI CALCOLO DELLE TENSIONI NELLE SEZIONI DI VERIFICA	203
28.1.2. CALCOLO TENSIONI LONGITUDINALI	204
28.1.3. TENSIONI LONGITUDINALI NELLA TRAVE IN C.A.P. E NELLA SOLETTA	209
28.2. S.L.E. - STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE	213
28.3. S.L.E. - STATO LIMITE DI FESSURAZIONE	216
29. STATI LIMITE ULTIMI	218
29.1. S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI.....	218
29.2. S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO PER SOLLECITAZIONI DI TAGLIO	220
29.2.1. VERIFICA DELLE BIELLE DI CALCESTRUZZO.....	220
29.2.2. VERIFICA DELL'ARMATURA TRASVERSALE D'ANIMA	224
29.2.3. VERIFICA ARMATURA LONGITUDINALE ALL'APPOGGIO	227
30. VERIFICA DELLA SOLETTA.....	228



30.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO E DI FESSURAZIONE	228
30.2. S.L.U. - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI	237

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda l'Opera denominata "APO 16", prevista nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il Ponte sovrappassa il "Canale di Cento", è posto alla progr. 44+080 (Spalla A) ed ha lunghezza pari a 32.0 m (distanza tra asse appoggi sulle spalle).

Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante 2 impalcati affiancati in c.a.p. di larghezza totale pari a 17.65m (impalcato nord) e 16.35m (impalcato sud).

Il Ponte è in curva, con raggio di curvatura pari a circa 1900 m.

L'impalcato Nord è realizzato mediante n°7 travi a 'V' poste ad interasse 2.30 m, di altezza 1.60 m.

L'impalcato Sud è realizzato mediante n°6 travi a 'V' poste ad interasse 2.50 m, di altezza 1.60 m.

Gli appoggi sono di tipo "Vasoflon".

Nell'opera in esame gli apparecchi di appoggio sono stati posizionati su ogni impalcato nel modo seguente:

- **Spalla A:**

Impalcato nord: n°3 appoggi fissi e n°4 unidirezionali trasversali

Impalcato sud: n°2 appoggi fissi e n°4 unidirezionali trasversali

- **Spalla B:**

Impalcato nord: n°3 unidirezionali longitudinali e n°4 multidirezionali

Impalcato sud: n°2 unidirezionali longitudinali e n°4 multidirezionali

Le spalle – che raccolgono entrambi i viadotti - sono di tipo 'chiuso', di sviluppo trasversale pari a 35.5m e altezza massima del pulvino pari a circa 6.6m (misurata dall'estradosso fondazione alla sella di appoggio delle travi).

A tergo della spalla è previsto riempimento con "LECA".

Ogni spalla grava su n°48 pali (4 file da 12 pali ciascuna) Ø1200 di lunghezza 36.0 m.

Per la geometria vedi la fig. 1-2.

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

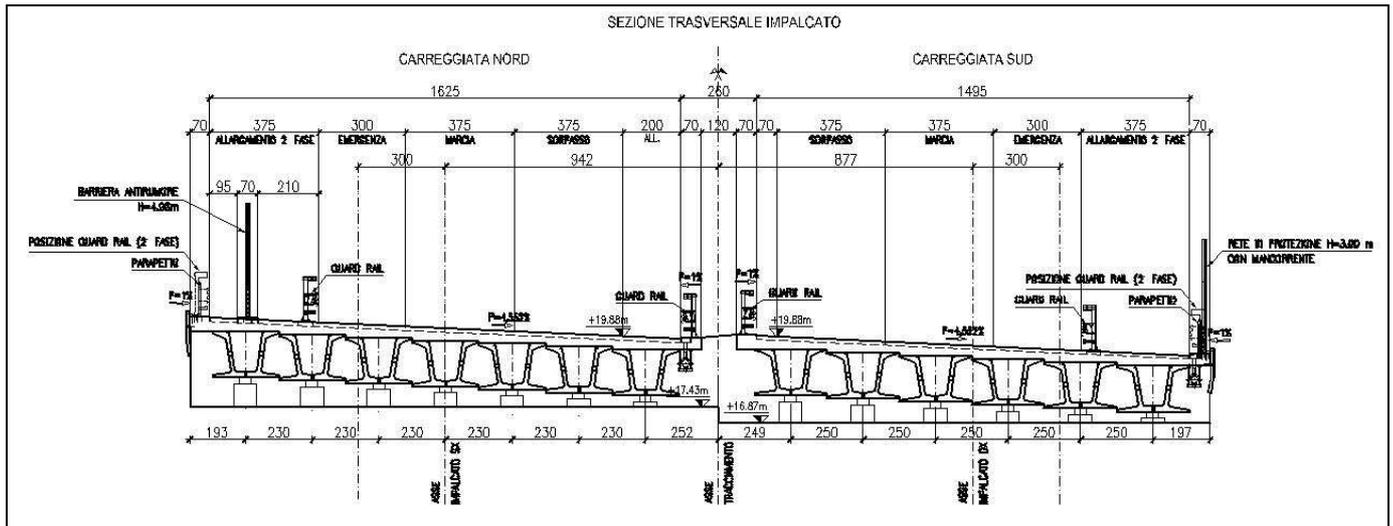
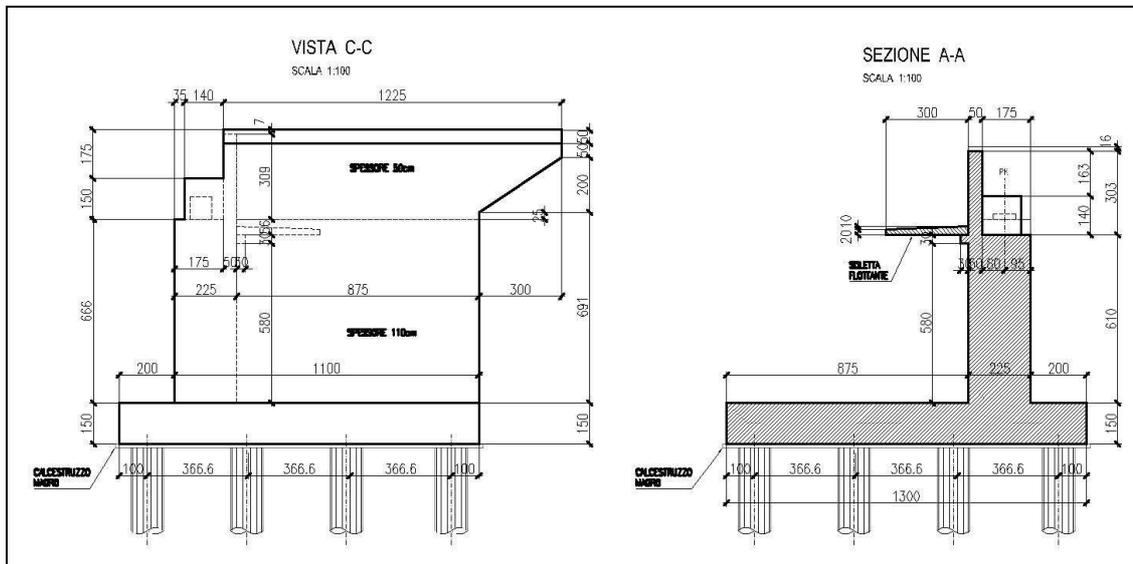


Fig. 1-2



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 16	SPALLA CHIUSA	120	NA	NA	NA	100	105	NA	200	80	NA	NA	NA	NA
APO 16	IMPALCATO CAP	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	130	120	NA

5. DATI DI BASE

5.1. DATI GENERALI

- Luce (interasse appoggi): 32.0 m
- Impalcati: 2
- Larghezza impalcato singolo: 17.65 m
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 3
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 4
- Travi: CAP (n° per impalcato)
- Spalle: Chiuse
- Altezza parete centrale: 6.4 m
- Lunghezza Spalla: 35.7 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 XA2

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 : 11.3527; Latitudine 44.8174 (Spalla Ovest)
- Tipo di Suolo (vedi Relazione Sismica) : 'C' $\Rightarrow S = 1.319$
- $a_{gh} : 0.263 \cdot 1.427 = 0.375$; $a_{gv} : 0.182$

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:

$$\gamma = 11.8 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 40.0^\circ [\text{LECA}]$$

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:

$$k_0 = 1 - \sin \varnothing = 1 - \sin 40^\circ = 0.357$$

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: $\varnothing = 40^\circ$

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

$$k_h = 0.375 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.188 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \arctg[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 17.5^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 24.8^\circ$$

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

$$k_E [k_{v-}] = 0.552 ; k_E [k_{v+}] = 0.395$$

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:

$$k_E = \text{MAX} [(1 - k_h) * k_E [k_{v-}]] ; k_E = [(1 + k_h) * k_E [k_{v+}]] = \text{MAX}[0.481 ; 0.469] = \underline{\underline{0.469}}$$

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 ridistribuzione del momento flettente rispetto all'analisi elastica. Nel progetto della spalla non sono previste ridistribuzioni di sorta. Di conseguenza la combinazione 'rara' non verrà considerata.

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

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

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

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

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

6.1.6. Sovraccarico su terrapieno

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

NOTA

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

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

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

1) Determinazione di 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

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

$$4^\circ \text{Corsia: } \Delta S4 = 0 \text{ kN/m}$$

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

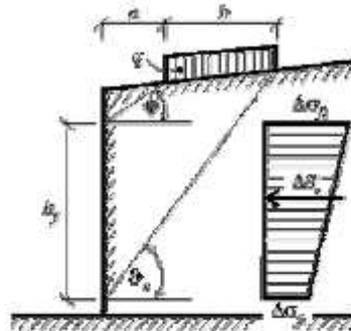


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading f_s

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:

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

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

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

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

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:

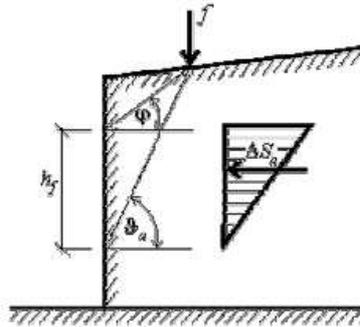


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical
line loading acting on ground surface

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

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

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

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

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.

TAB. 6.2-1 – AZIONI TRASMESSE DA IMPALCATO

PERMANENTI			VENTO		
GEOMETRIA			Zona		2
Luce	m	32,00	$v_{b,0}$	m/sec	25
Lungh. Trave	m	33,60	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	16,25	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	17,65	z_0	m	0,05
Y Tr.1 da bordo marc. Est.	m	7,43	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	1,60
Traverso camp. - H	m	1,40	Altezza barriera	m	3,00
Traversi - L	m	15,00	Azione (imp. scarico)	kN	182
Sp. Soletta	m	0,31	Z (da intrad. Travi)	m	2,46
Sp. Marciap. (incremento)	m	0,15	Azione (imp. carico)	kN	182
			Z (da intrad. Travi)	m	2,46
PESI UNITARI			CENTRIFUGA		
Cls.	kN/m ³	25,00	Raggio curvatura	m	1.500
Peso trave	kN/m	20,70	Totale Tandem	kN	1.200
Pavimentazione	kN/m ²	3,00	Azione	kN	0
Barriera	kN/m		Z (da intrad. Travi)	m	2,20
New Jersey	kN/m		MOBILI		
Guard rail	kN/m	1,00	Reazioni appoggio		
PESI			Corsie	n	4 Y - m
Travi	kN	4.173	1a corsia: Q	kN	593 2,20
Traversi	kN	420	1a corsia: q	kN	454 2,20
Soletta	kN	4.596	2a corsia: Q	kN	396 5,20
Marciap. esterno	kN	88	2a corsia: q	kN	126 5,20
Marciap. interno	kN	88	3a corsia: Q	kN	198 8,20
Pavimentazione	kN	1.638	3a corsia: q	kN	126 8,20
Barriera	kN	0	4a corsia: Q	kN	0 11,20
New Jersey	kN	0	4a corsia: q	kN	126 11,20
Guard rail	kN	33,6	Folla marciap. Est.	kN	0,35
PESO IMPALCATO	kN	11.037		kN	2.018 4,50
Y (da bordo marc. Est.)	m	5,83	FRENATURA		
			Azione	kN	450,72
Y : Distanza trasversale da bordo marciapiede esterno			Z (da intrad. Travi)	m	2,20
Z : Distanza verticale da intradosso travi					

NOTA 1

Le carreggiate N e S hanno larghezza diversa. Prudenzialmente si assume la maggiore.

Per contro, nella valutazione del peso dell'impalcato, si trascura il peso della 7° trave della carreggiata maggiore.

Si conduce una breve analisi (omettendo gli elementi invarianti quali cordoli, traversi ecc.) al fine di dimostrare che la differenza di valutazione è irrilevante:

$$\text{Peso effettivo carreggiata 1: } (17.65 \cdot 0.31 \cdot 25 + 3.0 \cdot 16.25) \cdot 32 = 5900 \text{ kN}$$

$$\text{Peso effettivo travi 1: } 7 \cdot 20.7 \cdot 32 = 4600 \text{ kN}$$

$$\text{Totale carreggiata 1: } 10500 \text{ kN}$$

$$\text{Peso effettivo carreggiata 2: } (16.35 \cdot 0.31 \cdot 25 + 3.0 \cdot 14.95) \cdot 32 = 5500 \text{ kN}$$

$$\text{Peso effettivo travi 2: } 6 \cdot 20.7 \cdot 32 = 3900 \text{ kN}$$

$$\text{Totale carreggiata 2: } 9400 \text{ kN}$$

$$\text{Totale effettivo 1+2 : } 10500 + 9400 = 19900$$

$$\text{Peso considerato carreggiata : } 5900 \text{ kN}$$

$$\text{Peso considerato travi: } 3900 \text{ kN}$$

$$\text{Totale considerato: } (5900 + 3900) \cdot 2 = 19600 \text{ kN}$$

Azioni Globali : Fase Sismica

TAB. 6.2-2

Dimensioni	X - m	Y - m	Z1 - m	Z2 - m
Fondazione	13.20	35.20	1.50	
Parete centrale	2.25	35.20	6.30	
Sporgenza fondaz.	2.00			
Risvolti (sup)	8.95	0.50	3.00	
Risvolti (inf)	8.95	1.10	6.20	
Paraghiaia	0.50	34.20	2.90	
Orecchie	3.00	0.50	1.00	3.00
Posiz. Appoggi (da est.o parete)	0.95			
Parametri				
peso specifico terrapieno - kN/m ³	11.80			
k0	0.357			
kh (masse)	0.375			
kv+ (masse)	0.182			
β	1.00			
kh (terreno)	0.375			
kv- (terreno)	0.188			
kE	0.395			
kE*(1+kv)	0.469			

TAB. 6.2-3

SISMA DIR LONGITUDINALE (X)					
Azioni Verticali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Fondazione	17'424	6.60	114'998		
Parete centrale	12'474	3.13	38'981		
Risvolti (sup)	671	8.73	5'857		
Risvolti (inf)	3'052	8.73	26'628		
Paraghiaia	1'240	4.00	4'959		
Orecchie	150	14.45	2'168		
Terreno inscatolato	32'443	8.73	283'069		
Impalcati (2) [permanenti]	11'037	2.95	32'560		
	78'492		509'219	0.11	8'825
kv (30%)	4'286				482
Totale con Kv+	82'777				9'307
Totale con Kv-	74'206				8'343
Azioni Orizzontali					
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Fondazione	6'534	0.75	4'901		
Parete centrale	4'678	4.65	21'752		
Risvolti (sup)	252	9.20	2'316		
Risvolti (inf)	1'144	4.60	5'265		
Paraghiaia	465	9.25	4'300		
Orecchie	56	9.62	541		
Terreno inscatolato	12'166	6.14	74'656		
Impalcati (2)	8'278	8.10	67'051		
	33'573		180'781		
Spinta Mononobe	11'153	3.57	39'779		
	44'726		220'560		
SISMA DIR TRASVERSALE (Y)					
Azioni Orizzontali					
	H _y - kN	z - m	M _x - kNm		
	33'573		180'781		
Spinta Mononobe su 1 risvolto	2'096	4.57	9'574		
30%	10'701		57'106		

TAB. 6.2-4

Azioni alla Base					
	N - kN	H _x - kN	H _y - kN	M _y - kNm	M _x - kNm
Kv+	82'777	44'726	10'701	229'867	57'106
Kv-	74'206	44'726	10'701	228'903	57'106
Pali					
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X		
N° file - n		4	12		
Interasse - m		3.00	3.60		
Azioni su palo singolo					
	H - kN	N max - kN	N min - kN		
Kv+	958	3'520	-71		
Kv-	958	3'335	-243		

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.6.4.6.4 Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.).

6.2.1. Azioni Globali : Fase Statica

TAB. 6.2-5

Parametri					
peso specifico terrapieno - kN/m ³	11.80				
k ₀	0.357				
Sovraccarico a tergo - kN/m ²	25.00				
Azioni Verticali - Permanenti					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Fondazione	17'424	6.60	114'998		
Parete centrale	12'474	3.13	38'981		
Risvolti (sup)	671	8.73	5'857		
Risvolti (inf)	3'052	8.73	26'628		
Paraghiaia	1'240	4.00	4'959		
Orecchie	150	14.45	2'168		
Terreno inscatolato	32'443	8.73	283'069		
Impalcati (2) [permanenti]	11'037	2.95	32'560		
	78'492		509'219	0.11	8'825
Azioni Verticali - Accidentali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Sovraccarico a tergo	855	8.73	7'460	-2.125	-1'817
Carichi Mobili: Tandem	2'374	2.95	7'003	3.65	8'664
Carichi Mobili: distribuiti	1'663	2.95	4'906	3.65	6'071
Azioni Orizzontali - Permanenti					
Coeff. Attrito appoggi	0.04				
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi	441	8.10	3'576		
Spinta Terreno	1'501	1.50	2'252		
Azioni Orizzontali - Accidentali					
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi (Tandem)	95	8.10	769		
Attrito appoggi (distribuiti)	67	8.10	539		
Sovraccarico a tergo	1'374	2.25	3'091		
Frenatura	451	10.04	4'525		
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		105'964	11'913			11'913
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.35	1.00	3'205	11'697			11'697
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.35	1.00	2'245	8'195			8'195
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				596	4'828	4'828
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				2'027	3'040	3'040
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.35	1.00			128	1'038	1'038
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.35	1.00			90	727	727
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50		1'283	-2'725	2'060	4'636	1'910
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	0.00			0	0	0
Azioni alla Base			112'696	29'080	4'901	14'269	43'350
Combinazione 2a	Coeff. γ	Coeff. Ψ					
Azioni Verticali Permanenti	1.35		105'964	11'913			11'913
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.35	0.75	2'403	8'772			8'772
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.35	0.40	898	3'278			3'278
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				596	4'828	4'828
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				2'027	3'040	3'040
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.35	0.75			96	779	779
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.35	0.40			36	291	291
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50		1'283	-2'725	2'060	4'636	1'910
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	1.00			608	6'109	6'109
Azioni alla Base			110'548	21'239	5'424	19'682	40'921
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		4	12				
Interasse - m		3.00	3.60				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	102	2'698	1'998				
Combinazione 2a	113	2'698	1'998				

6.2.2. 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		78'492	8'825			8'825
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.00	0.75	1'780	6'498			6'498
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.00	0.40	665	2'428			2'428
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.00				441	3'576	3'576
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.00				1'501	2'252	2'252
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.00	0.75			71	577	577
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.00	0.40			27	216	216
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.00		855	-1'817	1'374	3'091	1'274
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.00	1.00			451	4'525	4'525
Azioni alla Base			81'792	15'934	3'865	14'236	30'170
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		4	12				
Interasse - m		3.00	3.60				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 2a	81	1'994	1'480				

6.2.3. Azioni sul Palo singolo : Sintesi

TAB. 6.2-8

Quota 0.0	N _{max} - kN	N _{min} - kN	H - kN
SLU - Sismica kv+	3'520	-71	958
SLU - Sismica kv-	3'335	-243	958
SLU - Statica - 1	2'698	1'998	102
SLU - Statica - 2a	2'698	1'998	113
SLE - 2a	1'994	1'480	81

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

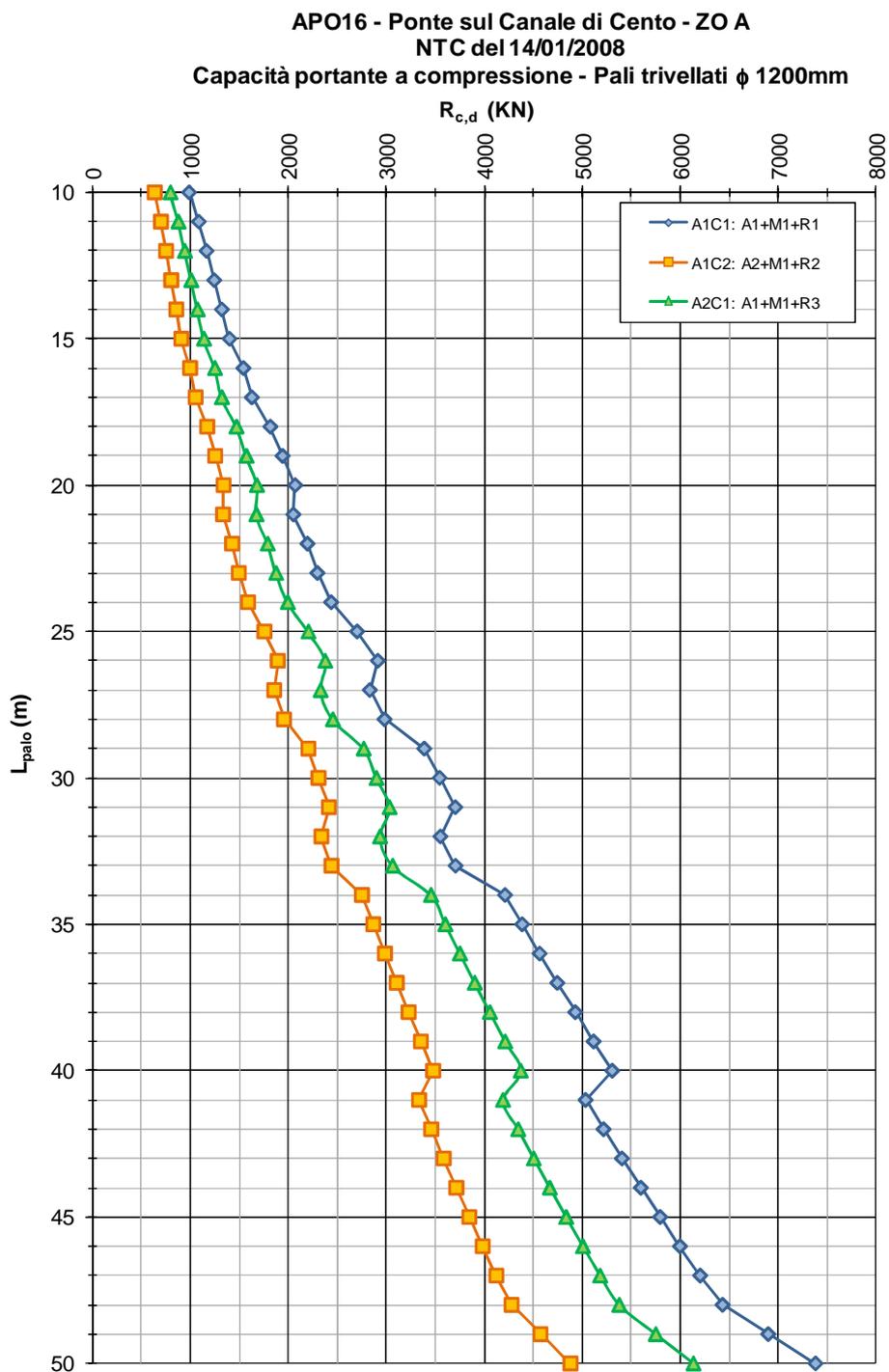
Si ribadisce che il dimensionamento dei Pali verrà effettuato mediante l'analisi di par. 6.2

6.4.1.1. Verifiche Geotecniche

Portanza Verticale

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

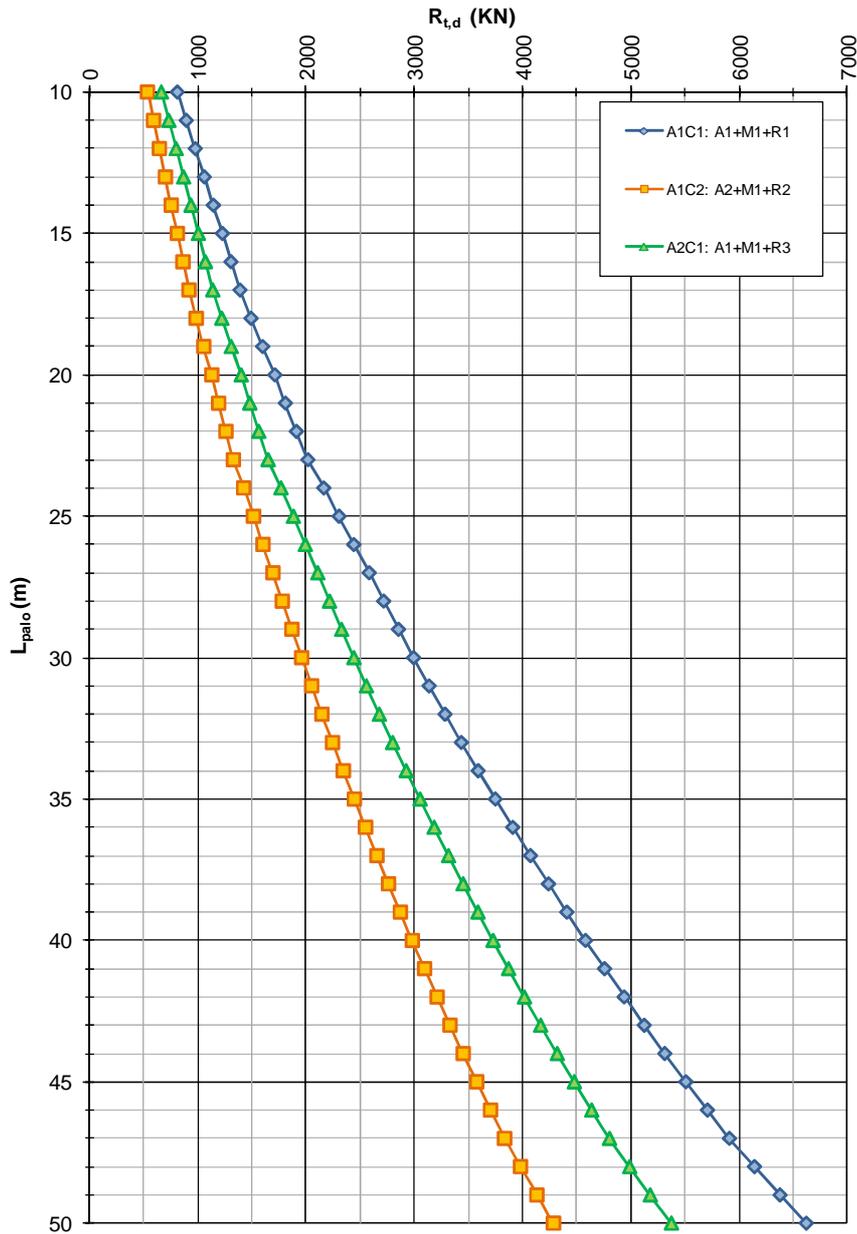
FIG. 6.4-1



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

FIG. 6.4-2

APO16 - Ponte sul Canale di Cento - ZO A
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a trazione - Pali trivellati ϕ 1200mm



Dal par. 6.2.3 si è ottenuto che la massima azione di compressione N_{sd} è pari a 3520 kN (Fase Sismica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a 112.696 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 36.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 3730 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.06 > 1.0$$

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: Materiale coesivo. Conseguentemente - interassi pari a 2.5ϕ (simbologia da Relazione citata):

$$Q_B = 2 \cdot (B + h) \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot L_i + B \cdot h \cdot N_c \cdot C_u$$

$$B = 13.20 \text{ m}; h = 35.20 \text{ m}; L = 36.0 \text{ m}; L/B = 2.72; h/B = 2.67 \Rightarrow N_c = 11.3$$

$$\tau_{med} = 3100 / (36.0 \cdot 3.77) = 23 \text{ kPa} \quad (3100 \text{ kN: portanza a trazione del palo)}$$

$$Q_B = 2 \cdot (13.2 + 36.0) \cdot 23.0 \cdot 36.0 + 13.2 \cdot 35.2 \cdot 11.3 \cdot 3.8 \cdot 36.0 = 81475 + 718259 = 799716 \text{ kN} > 112696 \text{ kN}$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a : **$L_{palo} = 36.0 \text{ m}$**

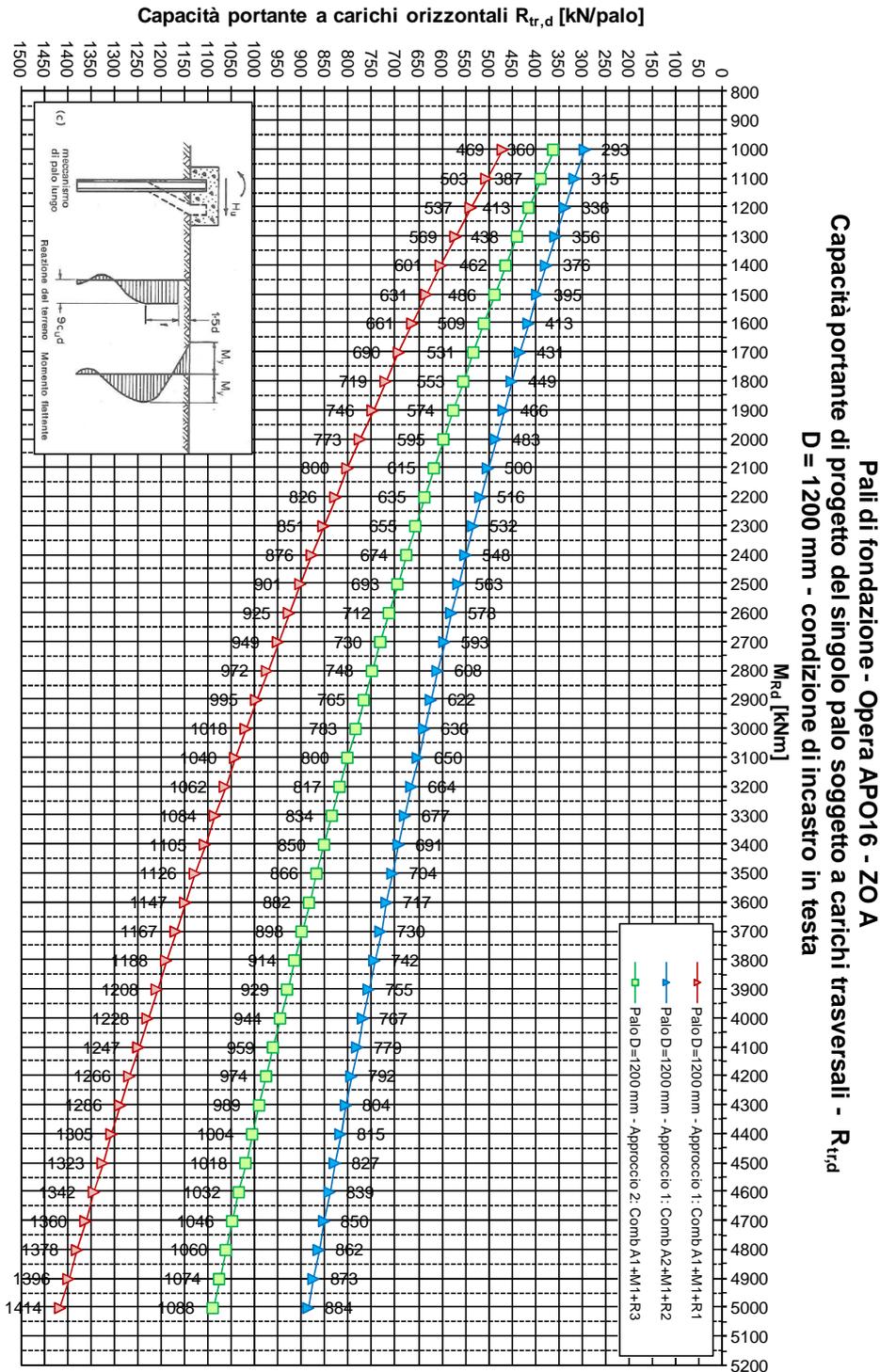
Verifica a trazione

La massima è pari a -243 kN, trascurabile rispetto alla capacità portante (3100 kN)

6.4.1.2. Portanza Orizzontale

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

Fig. 6.4-3



Dal par. 6.2.3 si è ottenuto che la massima azione tagliante V_{sd} è pari a 958 kN (Fase Sismica).

Anche in questo caso va condotta una doppia verifica.

Palo singolo

Non vengono applicati coefficienti riduttivi alla curva di portanza.

La portanza orizzontale $R_{r,d} = V_{sd}$ viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

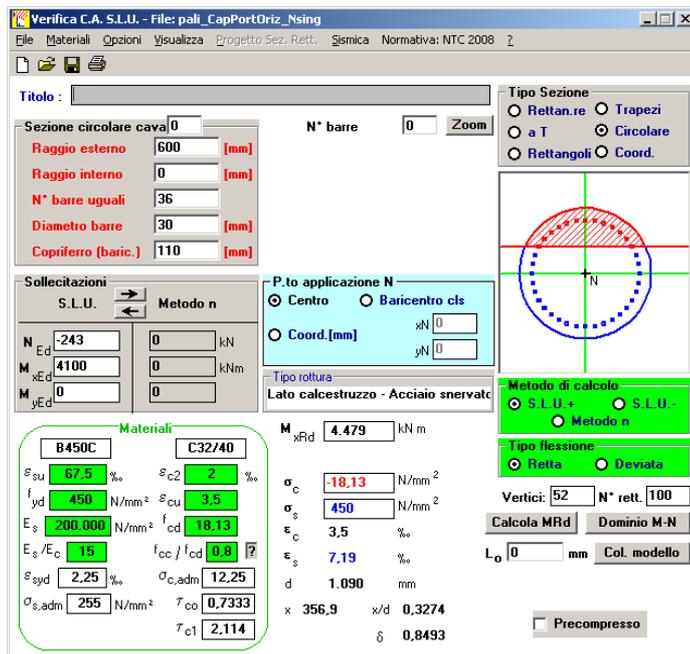
$$M_u = 4100 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{min} \cong -243 \text{ kN (trazione)}$$

Si ha:

FIG. 6.4-4



Si arma con n°36 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 :

$$R_{tr,d} = 958/0.7 = 1369 \text{ kN}$$

La curva ha un andamento pressoché lineare. Indicando con ΔM l'incremento di momento rispetto al valore limite riportato in figura (5000 kNm) di cui è necessario tenere conto, si ha:

$$\Delta M = 1000 \cdot (1369 - 1088) / (1088 - 958) \cong 2000 \text{ kNm}$$

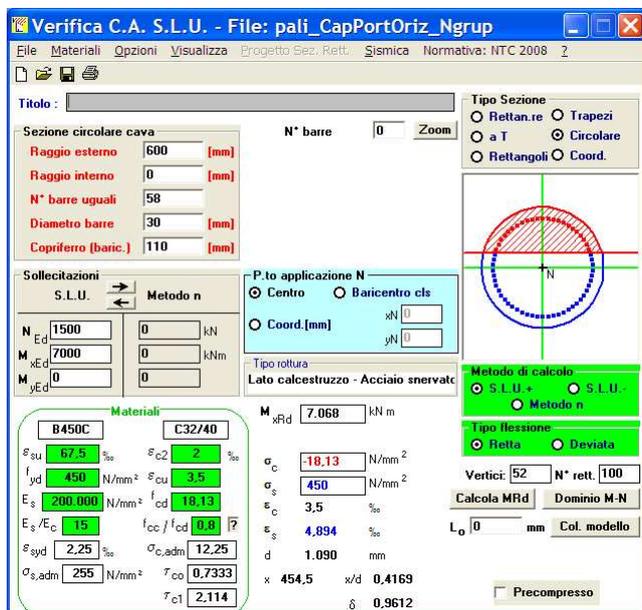
In definitiva la portanza orizzontale $R_{tr,d} = V_{sd}$ viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

$$M_u = 5000 + 2162 = 7162 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{med} = 81792/48 \cong 1500 \text{ kN}$$

Fig. 6.4-5

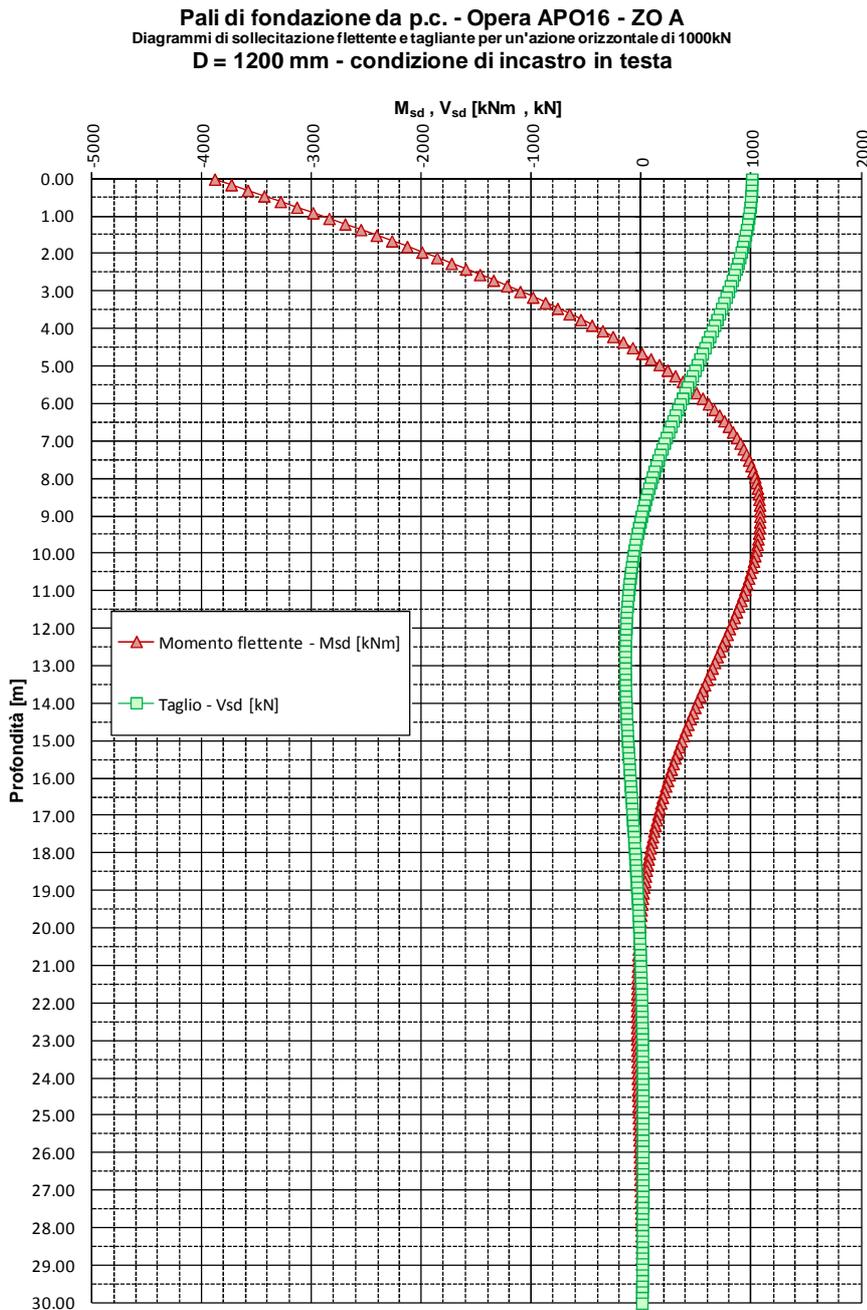


Risultano necessari n°58 Ø30 (3.6%). (interasse barre 55 mm: in Fase di PE si deciderà se opportuno spostare alcune barre in doppio strato).

6.4.1.3. Verifiche SLU: Taglio

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

Fig. 6.4-6



Si opera in conformità a quanto dichiarato al par. 6.1.10.2. Le sollecitazioni vengono amplificate del 20%, come da Relazione Geotecnica.

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 ($958 \cdot 1.2 = 1150$ kN) si riduce al 60% dell'azione in testa (766 kN) a quota -4.0 m, per poi scendere a valori inferiori al 20% dell'azione in testa (255 kN) a quote inferiori a -7.0m

Conseguentemente – assumendo $\cot\theta = 2.5$ - si adotta una staffatura:

da testa a quota -7.0 : **st \varnothing 16/200** $V_{Rsd} = 1605 \text{ kN} > 1150 \text{ kN}$

da quota -7.0 a fine palo : **st \varnothing 12/200** $V_{Rsd} = 903 \text{ kN} > 697 \text{ kN}$

Verifica lato Cls.

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

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 par. 6.2.3 e tenendo conto della figura precedente si ha:

TAB. 6.4-2

SLU					
Quota 0.0			N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
Ceff. 'M' da Taglio		3.90			
SLU - Sismica kv+			3'520	-71	4'484
SLU - Sismica kv-			3'335	-243	4'484
SLU - Statica - 1			2'698	1'998	478
SLU - Statica - 2a			2'698	1'998	529
Quota -8.0					
Ceff. 'M' da Taglio		1.10			
			N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLU - Sismica			3'520	-71	1'265
			3'335	-243	1'265
SLU - Statica - 1			2'698	1'998	135
SLU - Statica - 2a			2'698	1'998	149

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 :

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

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

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

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

Quota 0.0 (L barra 6.0m)

FIG. 6.4-7

Verifica C.A. S.L.U. - File: pali_SLU_0

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 600 [mm]
- Raggio interno: 0 [mm]
- N° barre uguali: 58
- Diametro barre: 30 [mm]
- Copriferro (baric.): 110 [mm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -243 [kN]

M_{xEd}: 4484 [kNm]

M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [mm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

σ_{su} : 67.5 % σ_{c2} : 2 %

f_{yd} : 450 N/mm² σ_{cu} : 3.5 %

E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 18.13

E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8

$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² $\sigma_{c,adm}$: 12.25

τ_{co} : 0.7333 τ_{c1} : 2.114

M_{xRd}: 6.777 kNm

σ_c : -18.13 N/mm²

σ_s : 450 N/mm²

ϵ_c : 3.5 % ϵ_s : 5.715 %

d: 1.090 mm

x: 414 x/d: 0.3798 δ : 0.9148

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U.

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 mm Col. modello

Precompresso

Si confermano 58Ø30.

Sollecitazione a quota -8.0 (Barra da -4.0 a -16.0 - L barra 12.0m)

FIG. 6.4-8

Verifica C.A. S.L.U. - File: pali_SLU_-8.0

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 600 [mm]
- Raggio interno: 0 [mm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 20 [mm]
- Copriferro (baric.): 110 [mm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -281 [kN]

M_{xEd}: 1280 [kNm]

M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [mm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

σ_{su} : 67.5 % σ_{c2} : 2 %

f_{yd} : 450 N/mm² σ_{cu} : 3.5 %

E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 18.13

E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8

$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² $\sigma_{c,adm}$: 12.25

τ_{co} : 0.7333 τ_{c1} : 2.114

M_{xRd}: 1.470 kNm

σ_c : -18.13 N/mm²

σ_s : 14.31 N/mm²

ϵ_c : 3.5 % ϵ_s : 14.31 %

d: 1.090 mm

x: 214.2 x/d: 0.1965 δ : 0.7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U.

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 mm Col. modello

Precompresso

Si arma con 24Ø20.

Da quota -15.0 a fine palo (L barra 12+9m)

Verifiche non effettuate (Sollecitazione flettente pressoché nulla).

Si arma con 12Ø20.

6.4.1.5. Verifiche SLE: Fessurazione

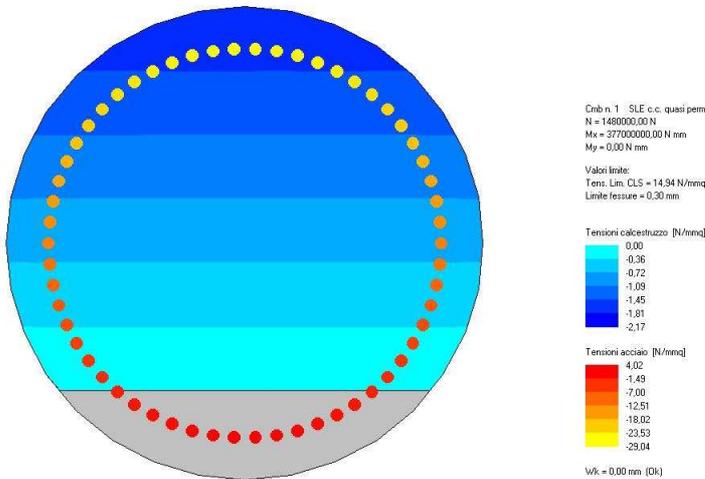
Si procede in analogia al paragrafo precedente.

TAB. 6.4-3

SLE					
Quota 0.0			N _{max} - kN	N _{min} - kN	M - kNm
SLE - 2a			1'994	1'480	377
Quota -8.0			N _{max} - kN	N _{min} - kN	M - kNm
SLE - 2a			1'994	1'480	106

Quota 0.0 (L barra 6.0m)

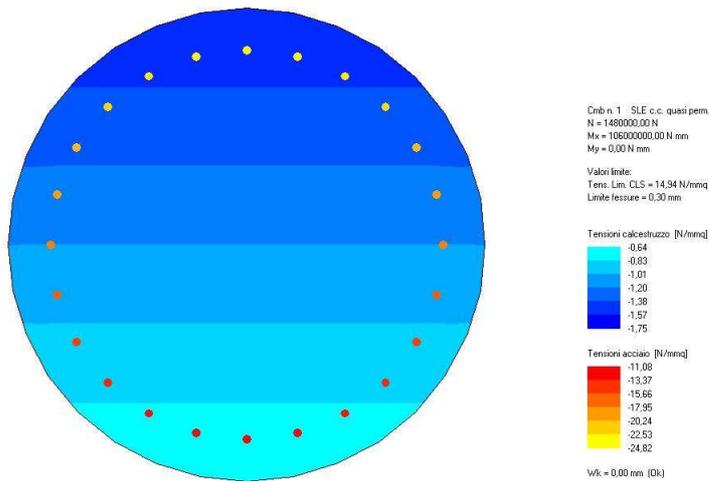
Fig. 6.4-9



La verifica è largamente soddisfatta con 58Ø30

Sollecitazione a quota -8.0 (Barra da -4.0 a -16.0 - L barra 12.0m)

Fig. 6.4-10

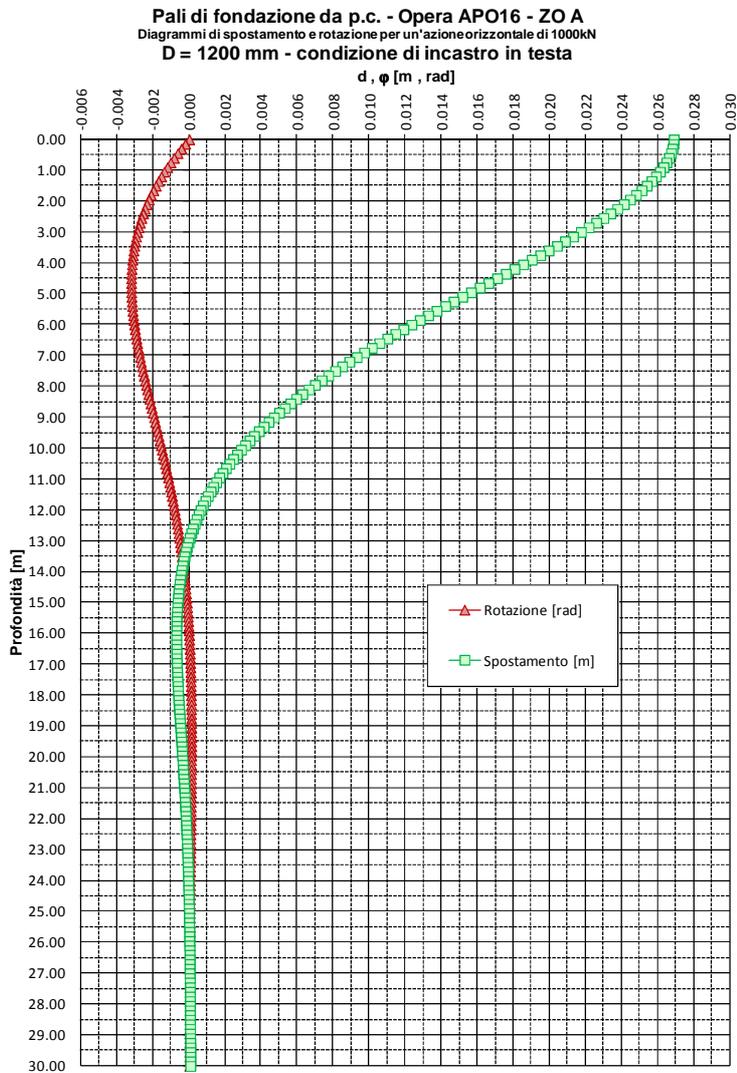


La verifica è largamente soddisfatta con 24Ø20.

6.4.1.6. Verifiche SLE: Deformazioni

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

FIG. 6.4-11



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

TAB. 6.4-4

DEFORMAZIONI		
Quota	0,0	H - kN
SLE - 2a		97
Coeff. 'η' da Taglio		0,027
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. 6.4-12 N1-1 (Nx)

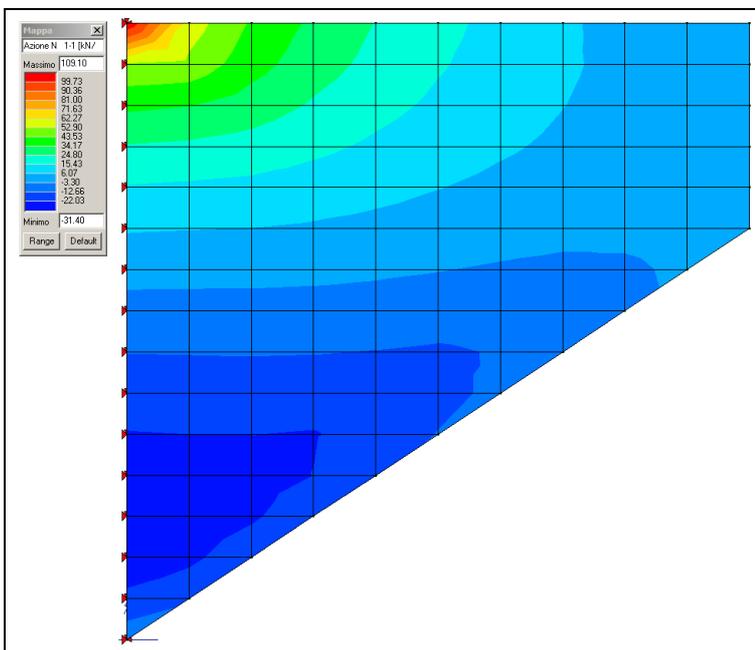


FIG. 6.4-13 M1-1 (My)

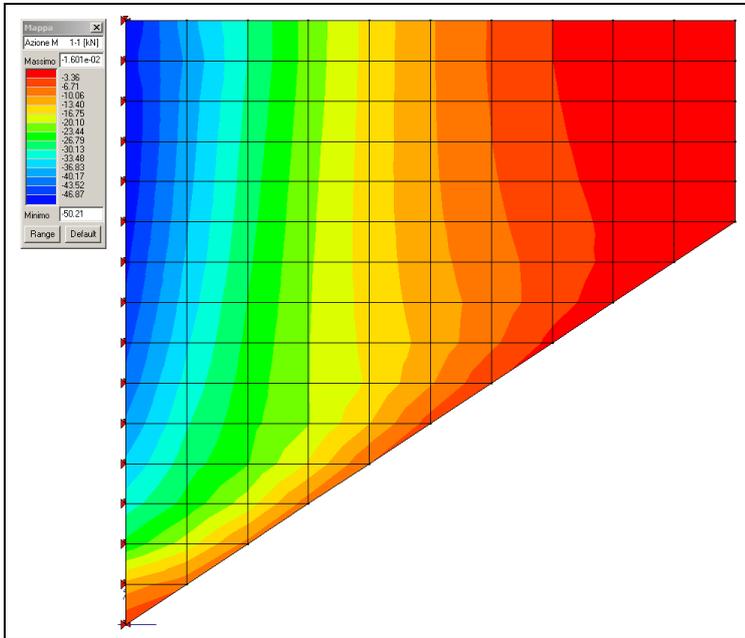
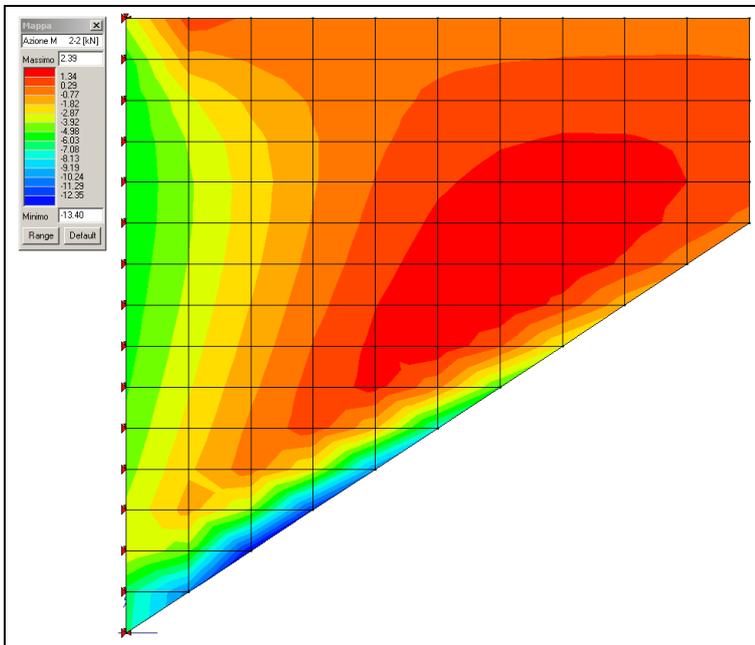


FIG. 6.4-14 M2-2 (Mx)



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. 6.4-15 N1-1 (Nx)

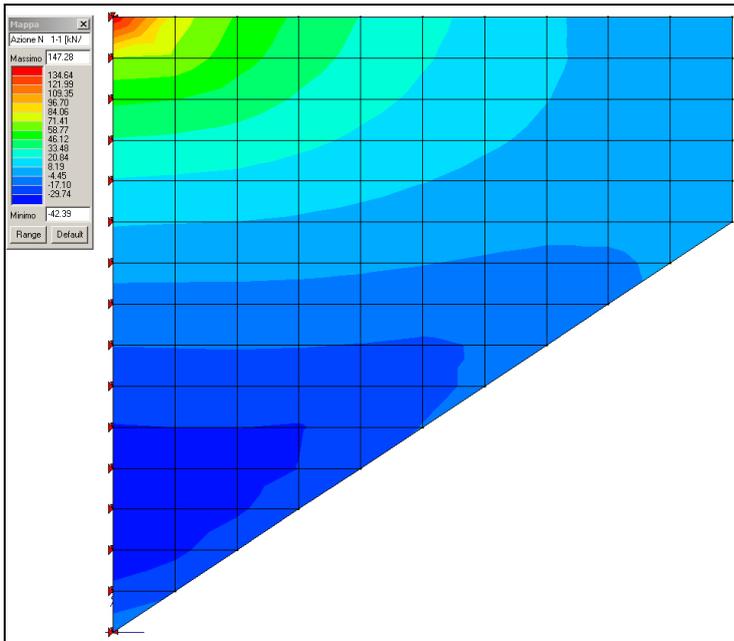


FIG. 6.4-16 M1-1 (My)

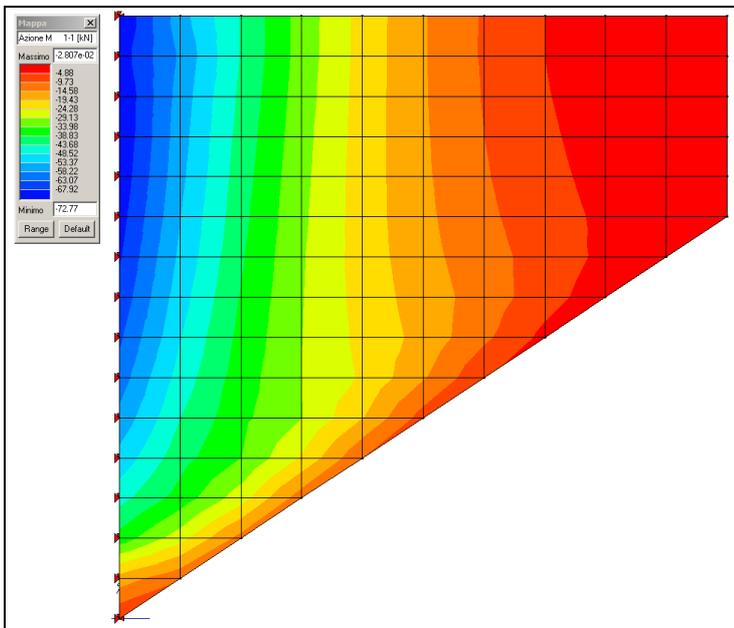


FIG. 6.4-17 V1-3

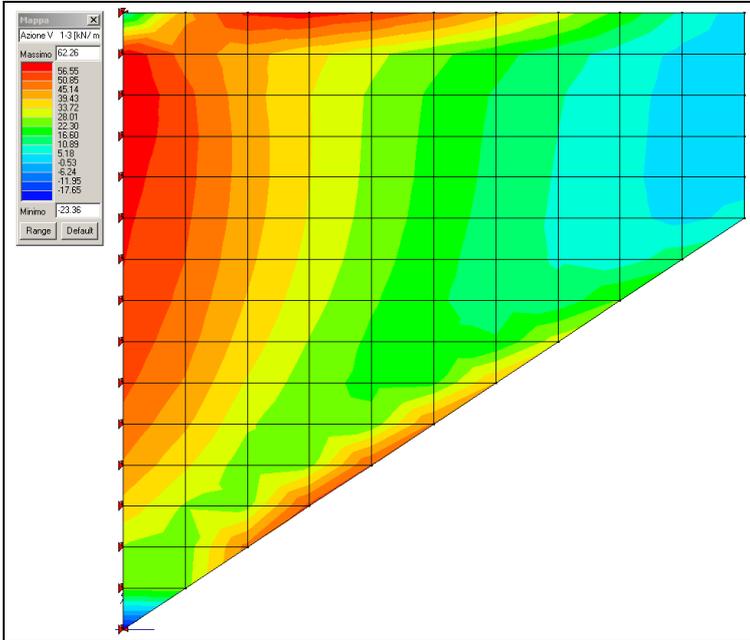
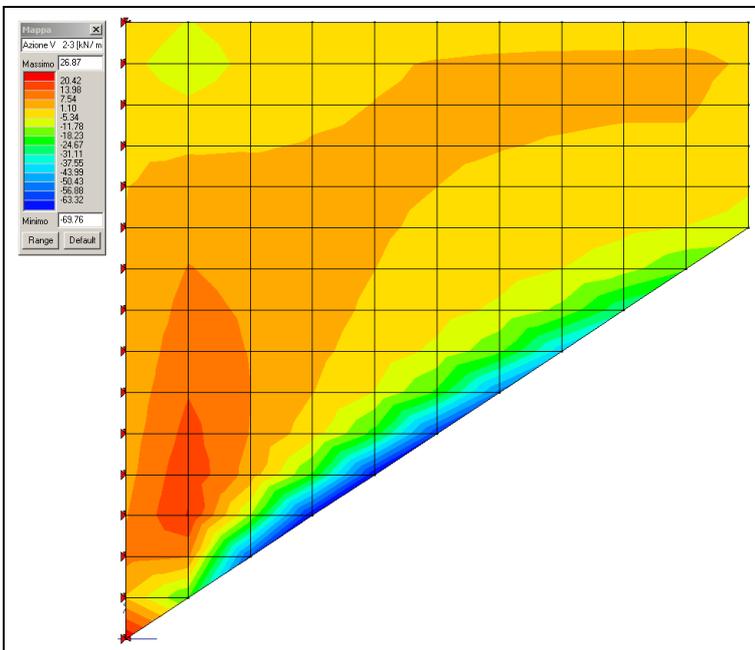


FIG. 6.4-18 V2-3



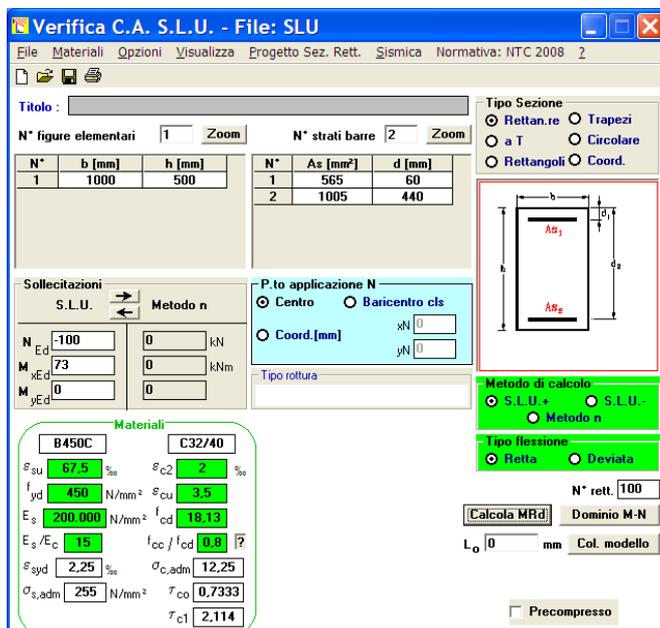
Verifica a Tensoflessione

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. 6.4-19



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 ² *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]	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	
D : 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	< $w_{amm}=0,2$

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 - V_{Sd}	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. 6.4-20 FASE SISMICA

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

Titolo: _____

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

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	500	1	1005	70
			2	2010	430

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N_{Ed}: 35 | 0 kN
 M_{Ed}: 176 | 0 kNm
 M_{yEd}: 0 | 0

P.to applicazione N: Centro | Baricentro cls
 Coord. [mm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 376.2 kNm

Materiali: B450C | C35/45

ε_{su}: 67.5‰ | ε_{c2}: 2‰
 f_{yd}: 450 N/mm² | ε_{cu}: 3.5‰
 E_s: 200.000 N/mm² | f_{cd}: 19.83
 E_s/E_c: 15 | f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 2.25‰ | σ_{c,adm}: 13.5
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² | τ_{co}: 0.8
 τ_{ct1}: 2.257

σ_c: -19.83 N/mm²
 σ_s: 450 N/mm²
 ε_c: 3.5‰
 ε_s: 20.32‰
 d: 430 mm
 x: 63.18 | x/d: 0.1469
 δ: 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. + | S.L.U. -
 Tipo flessione: Retta | Deviata
 N° rett.: 100
 Calcola MRd | Dominio M-N
 L₀: 0 mm | Col. modello

Precompresso

FIG. 6.4-21 FASE STATICA

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

Titolo: _____

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

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	500	1	1005	70
			2	2010	430

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N_{Ed}: 100.5 | 0 kN
 M_{Ed}: 213.9 | 0 kNm
 M_{yEd}: 0 | 0

P.to applicazione N: Centro | Baricentro cls
 Coord. [mm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 388.7 kNm

Materiali: B450C | C35/45

ε_{su}: 67.5‰ | ε_{c2}: 2‰
 f_{yd}: 450 N/mm² | ε_{cu}: 3.5‰
 E_s: 200.000 N/mm² | f_{cd}: 19.83
 E_s/E_c: 15 | f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 2.25‰ | σ_{c,adm}: 13.5
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² | τ_{co}: 0.8
 τ_{ct1}: 2.257

σ_c: -19.83 N/mm²
 σ_s: 450 N/mm²
 ε_c: 3.5‰
 ε_s: 19.47‰
 d: 430 mm
 x: 65.53 | x/d: 0.1524
 δ: 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. + | S.L.U. -
 Tipo flessione: Retta | Deviata
 N° rett.: 100
 Calcola MRd | Dominio M-N
 L₀: 0 mm | Col. modello

Precompresso

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. 6.4-22 - SLU

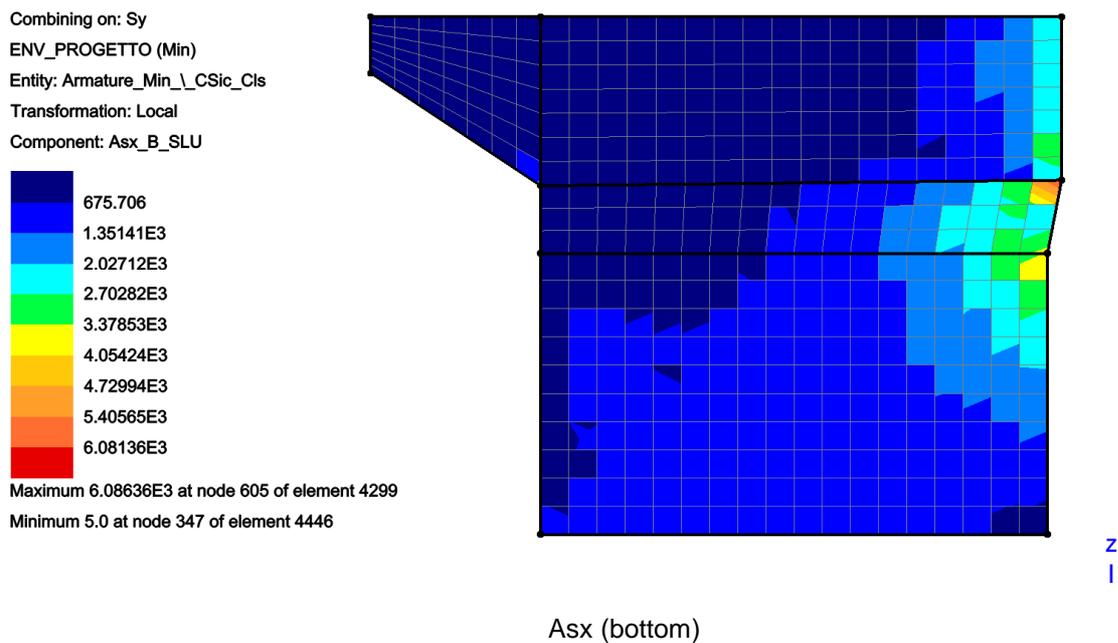


Fig. 6.4-23 - SLE



- Zona superiore di spessore 500 mm

Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 4054 mm²/m.

Si arma con Ø25/100 (4900mm²/m) per una lunghezza di 2.0 m, seguito da Ø25/200. 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 4054 mm²/m.

Si arma con Ø25/100 (4900 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

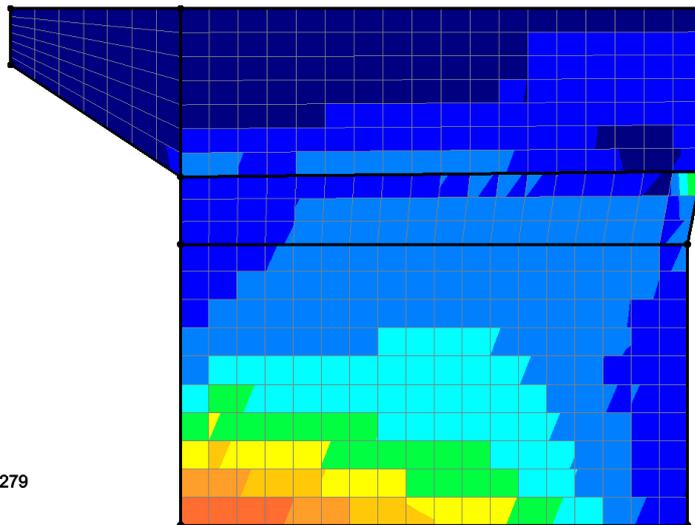
Vengono riportate le sole armature tese (controterra)

Fig. 6.4-24 - SLU

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



Maximum 5.35138E3 at node 805 of element 279
 Minimum 5.0 at node 347 of element 4445

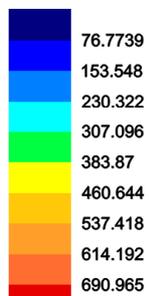


Z
|

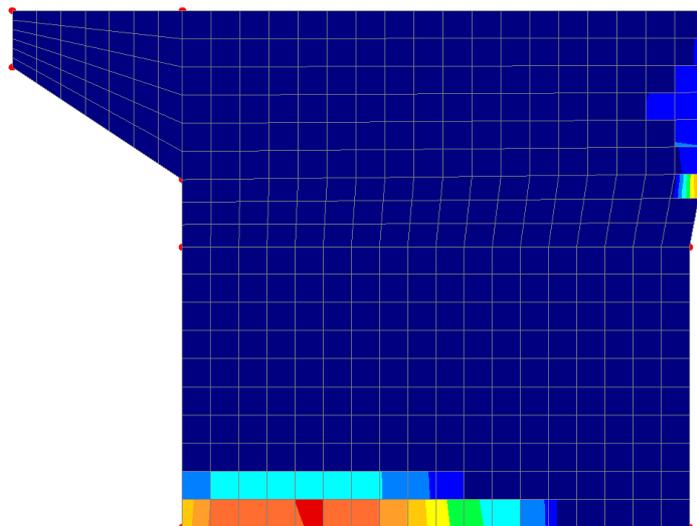
Asy (bottom)

Fig. 6.4-25 – SLE

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



Maximum 695.965 at node 218 of element 59
 Minimum 5.0 at node 4766 of element 4545



Z
|

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 1783 mm²/m.

Si arma con Ø25/200 (2450 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 4752 mm²/m.

Si arma con Ø25/100 (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 <i>b_w</i>	1000	mm	
altezza <i>h</i>	500	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	16	mm	
Asl (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento <i>r</i>	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile <i>d</i>	432	mm	
<i>pl</i>	0,00233		
N _{sd} (positiva se di compressione)	0	kN	
<i>A_c</i>	500000	mm ²	
<i>σ_{cp}</i>	0,000	MPa	
<i>f_{ck}</i>	32	MPa	
<i>γ</i>	1,50		
ingranamento inerti = <i>k</i>	1,680		
<i>V_{Rd}</i>	170,1	kN	
<i>v_{min}</i>	0,43	kN	
V_{Rd}	186	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

TAB. 6.4-10 – SPESSORE 1000 MM

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

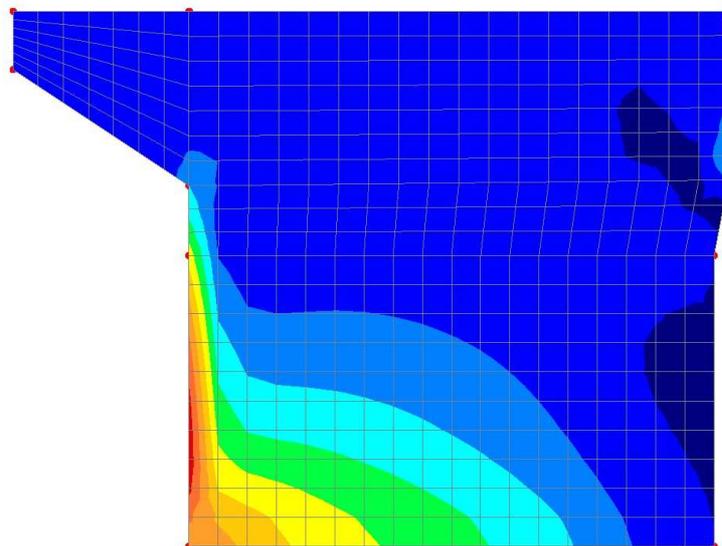
azione tagliante sollecitante - V_{Sd}	140,5	kN	
base b_w	1000	mm	
altezza h	1000	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	26	mm	
Asl (tesa)	2655	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	73	mm	
altezza utile d	927	mm	
pl	0,00286		
N _{sd} (positiva se di compressione)	0	kN	
A _c	1000000	mm ²	
σ _{cp}	0,000	MPa	
f _{ck}	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,464		
VR _d	340,9	kN	
v _{min}	0,35	kN	
	325,3	kN	
VR_d	341	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

FIG. 6.4-26 TAGLIO IN DIR. VERT. Z

Combining on: Sy
 ENV_PROGETTO (Max)
 Entity: Force/Moment - Thick Shell
 Component: Sy

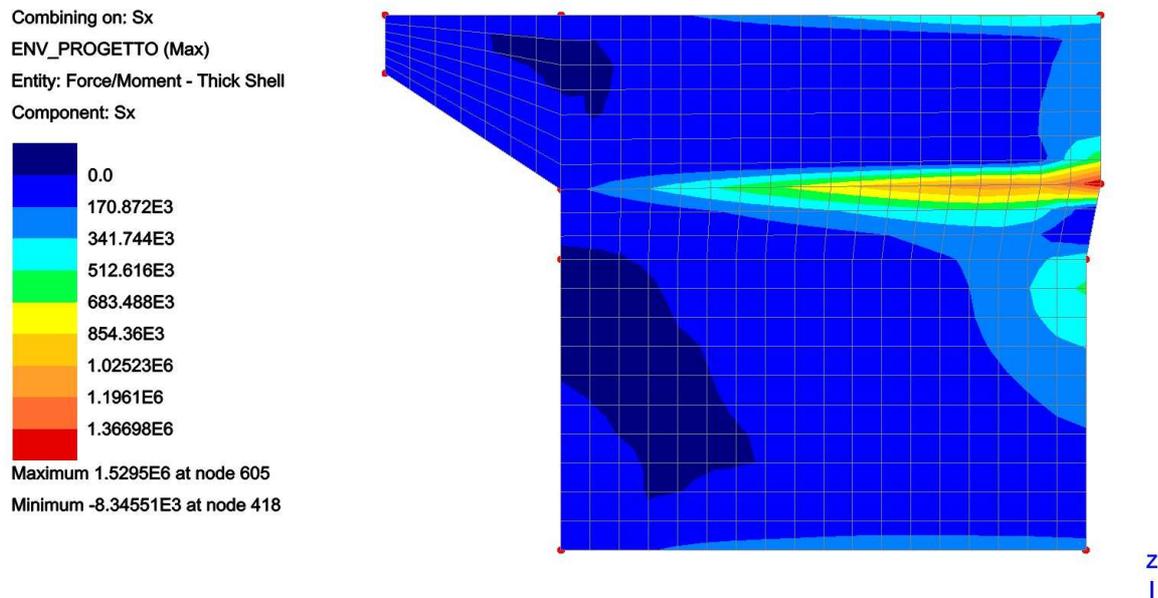


Maximum 1.26405E6 at node 443
 Minimum -48.0843E3 at node 417



Z
 |

FIG. 6.4-27 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 145 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:

$$V = (1264 + 437) / 1.5 = 1134 \text{ kN/m.}$$

Risulta necessaria armatura specifica.

Adottando spilli $\varnothing 10/200 \times 200$ si ha:

TAB. 6.4-11

Verifica a taglio di sezione rettangolare allo SLU - (armature a taglio verticali)			
azione tagliante sollecitante - VSd	1.310	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	32	MPa	
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1,5$	18,13	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 \varnothing	10	mm	
Area staffa singola - Ast	78,5	mm ²	
passo staffe - s	100	mm	
Ast / s	3,93	mm ² /mm	
taglio che provoca la rottura nel puntone di calcestruzzo - VRcd	3876,0	kN	[eq 4.1.19]
taglio che provoca lo snervamento dell'armatura specifica - VRsd	1.313,8	kN	[eq 4.1.18]
sezione verificata			
condizione da soddisfare: $A_{sw} \cdot f_{ywd} / (b_w \cdot s) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$	0,31	≤	4,53
condizione soddisfatta			

Successivamente i valori risultano compresi tra 342 e 171 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. 6.4-28 - SLU

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

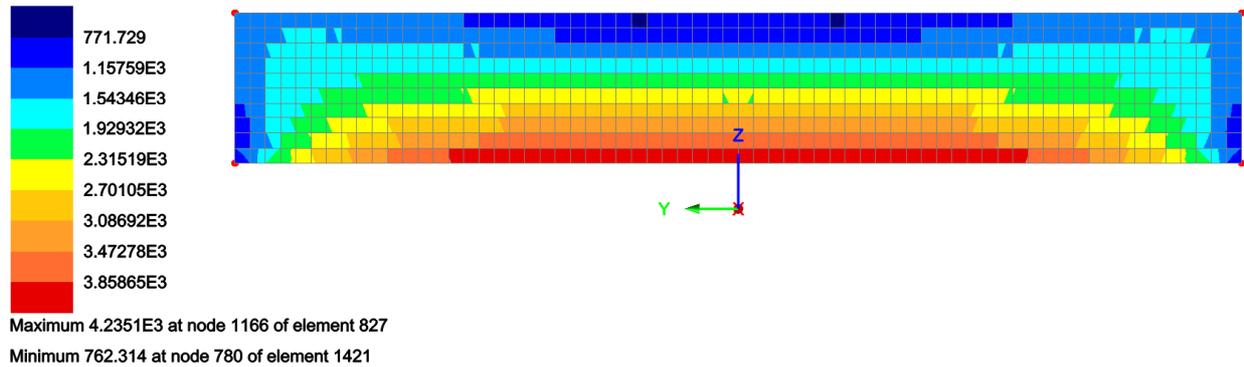
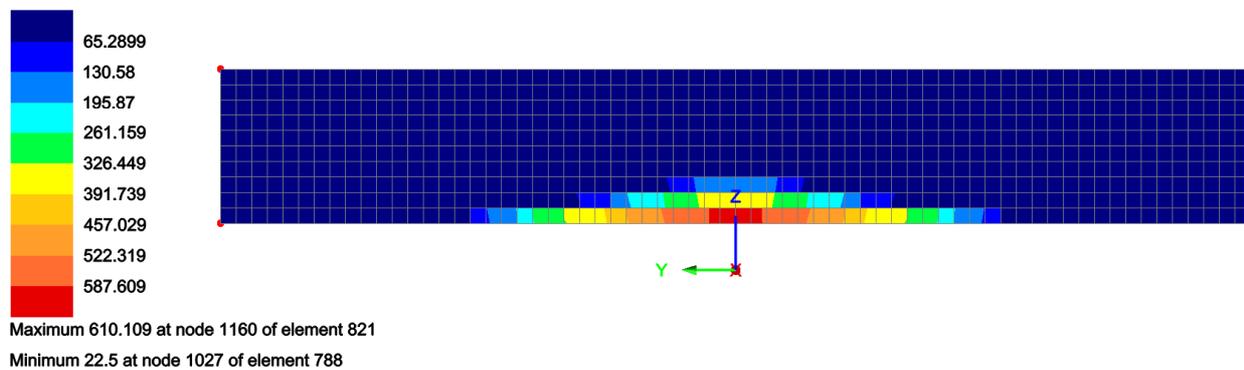


Fig. 6.4-29 - SLE

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 4235 mm²/m.

Si arma con barre di ripresa Ø25/100 (4900 mm²/m). All'esterno si adotta Ø16/200.

Successivamente ai primi 2.0 m risulta necessaria un'armatura (MAX : SLU) compresa tra 2700 e 1160 mm²/m.

Si arma con barre Ø25/200 (2450 mm²/m). All'esterno si adotta Ø16/200.

6.4.5.2. Armature Orizzontali

Lato controterra

Fig. 6.4-30 – SLU

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

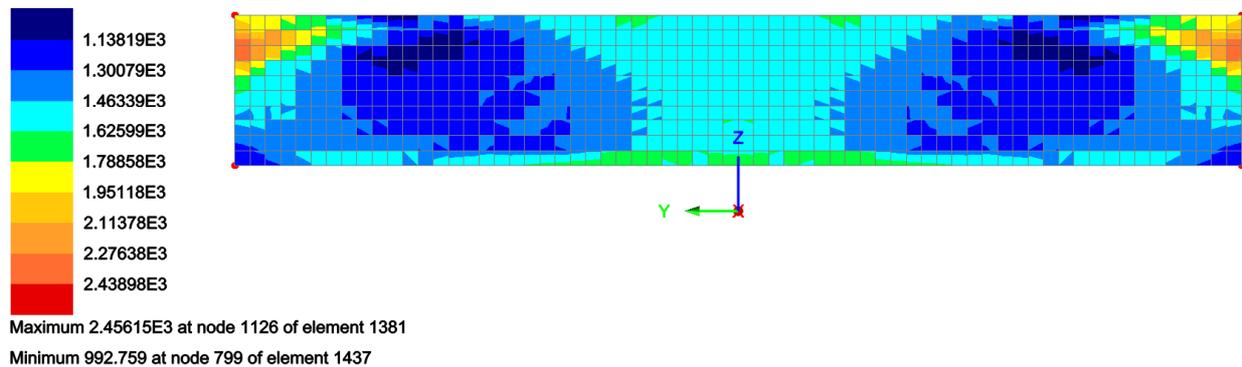
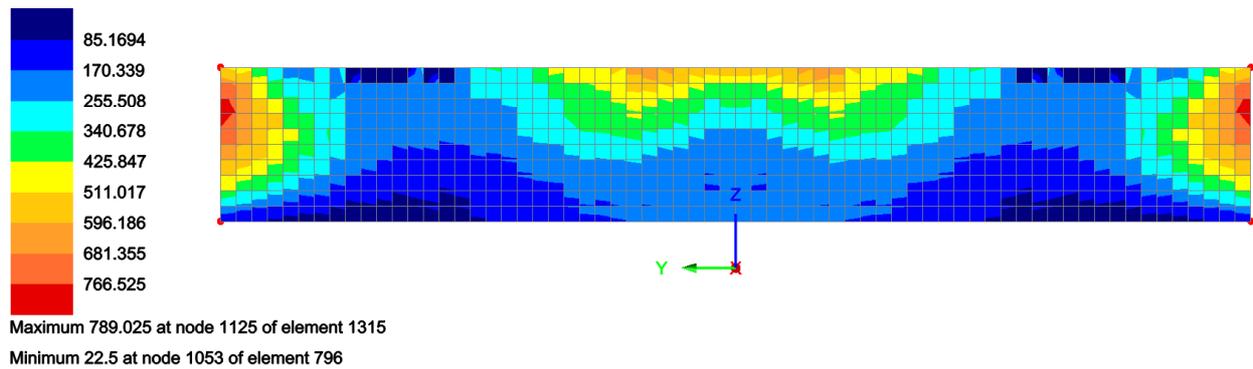


FIG. 6.4-31 - SLE

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



Escludendo i momenti di picco immediatamente all'attacco con le pareti di risvolto, risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 2000 mm²/m.

Si arma con Ø25/200 (2450 mm²/m).

Lato esterno

FIG. 6.4-32 – SLU

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

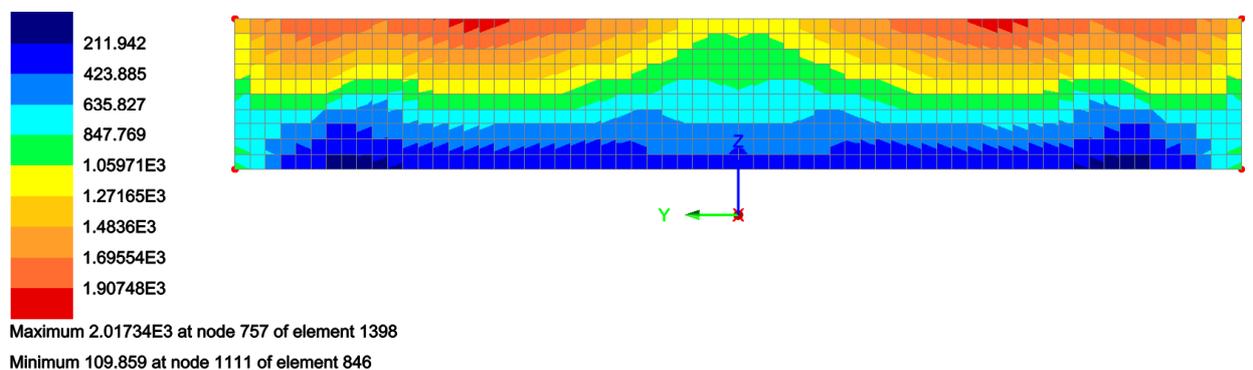
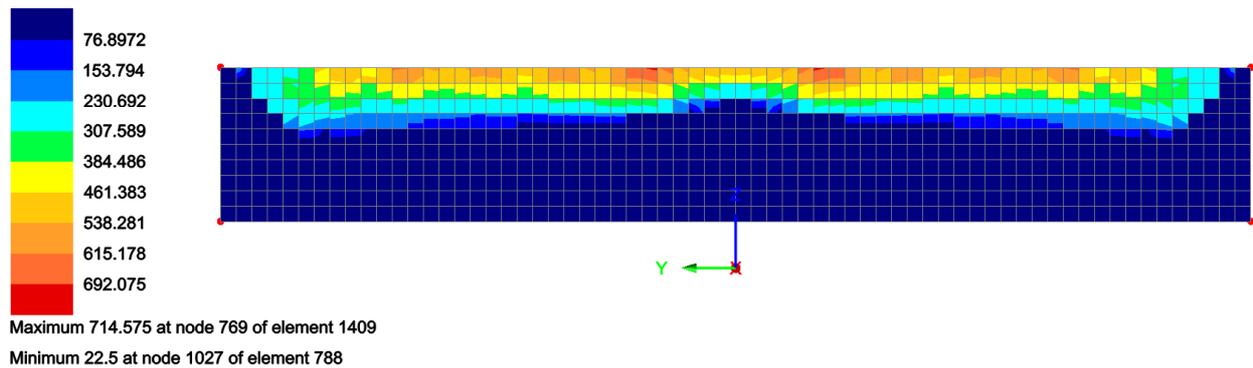


Fig. 6.4-33 - SLE

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



Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 2018 mm²/m.

Si arma con Ø16/100 (2010 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 - V_{sd}	140,5	kN	
base <i>b_w</i>	1000	mm	
altezza <i>h</i>	2250	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	16	mm	
A _{sl} (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento <i>r</i>	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile <i>d</i>	2182	mm	
pl	0,00046		
N _{sd} (positiva se di compressione)	0	kN	
A _c	2250000	mm ²	
σ _{cp}	0,000	MPa	
f _{ck}	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = <i>k</i>	1,303		
V _{Rd}	388,2	kN	
v _{min}	0,29	kN	
	642,4	kN	
V_{Rd}	642	kN	[eq 4.1.14]
	OK		

FIG. 6.4-34 TAGLIO IN DIR. VERT. Z

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

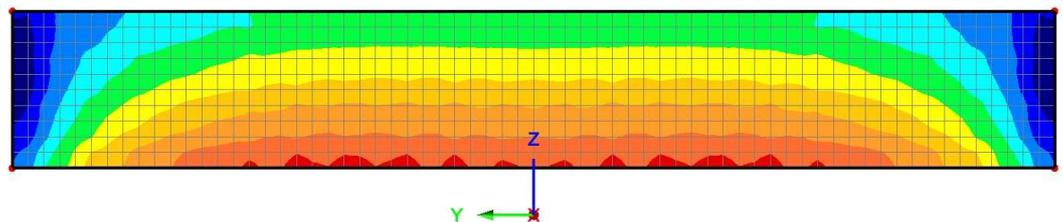
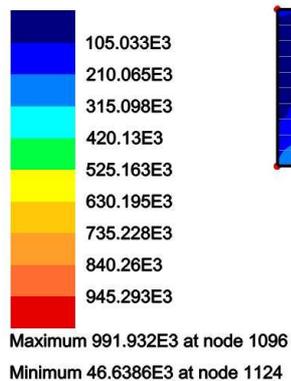
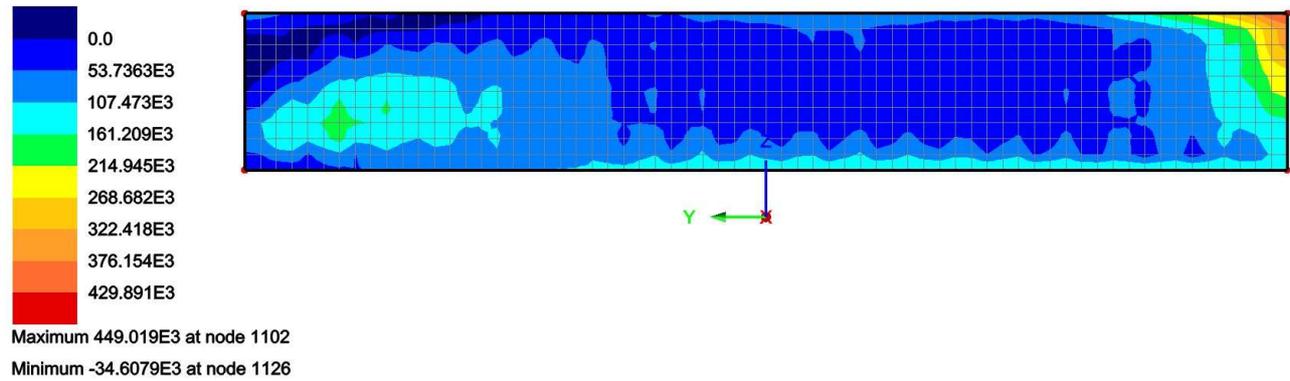


FIG. 6.4-35 TAGLIO IN DIR. ORIZ. Y

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



Escludendo la zona interferita dall'attacco con il paraghiaia il taglio massimo risulta pari a 630 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.

6.4.6.1. Armature in direzione longitudinale (asse ponte)

Estradosso

Fig. 6.4-36 – SLU

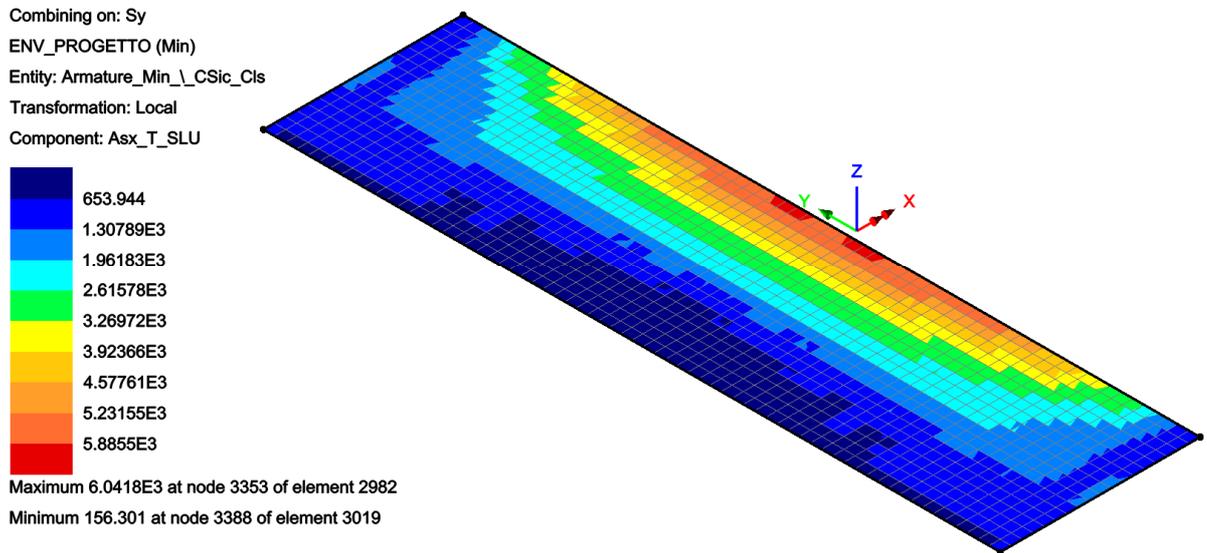
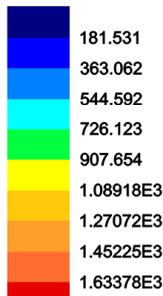
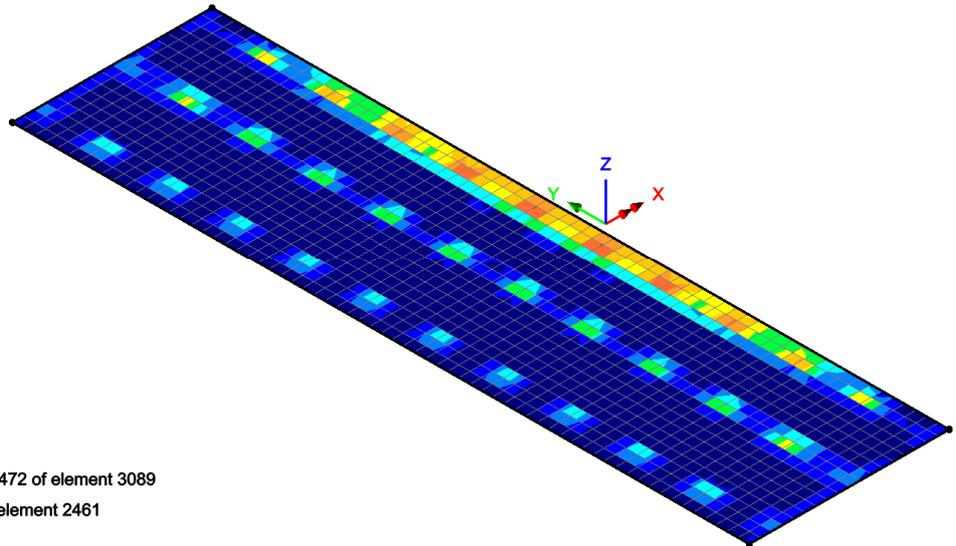


FIG. 6.4-37 – SLE

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



Maximum 1.64878E3 at node 3472 of element 3089
 Minimum 15.0 at node 2841 of element 2461



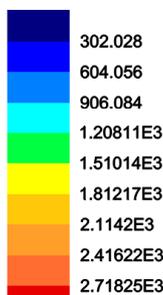
Escludendo i valori di picco, risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 4000 mm²/m.

Si arma con Ø25/100 (4900 mm²/m).

Intradosso

FIG. 6.4-38 – SLU

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



Maximum 2.8132E3 at node 3049 of element 2662
 Minimum 94.9451 at node 3558 of element 3199

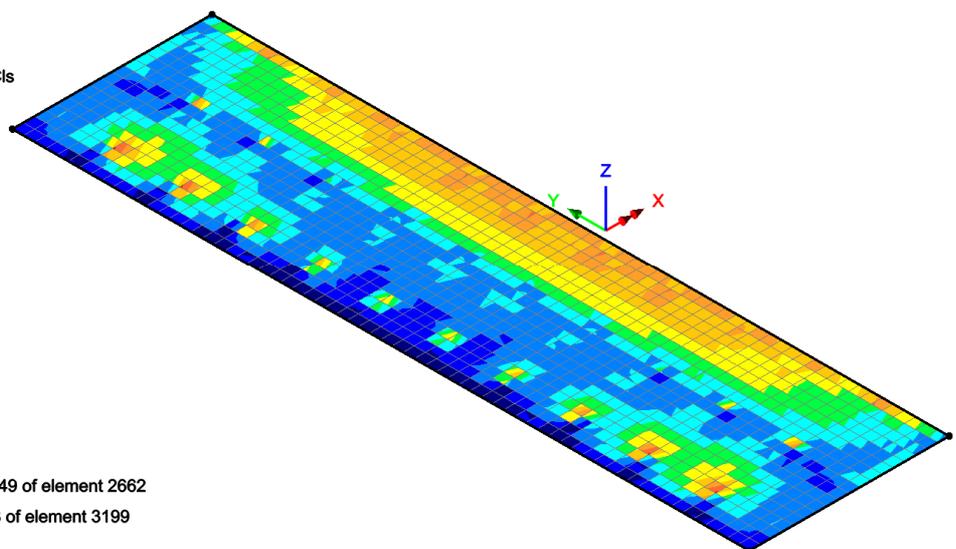
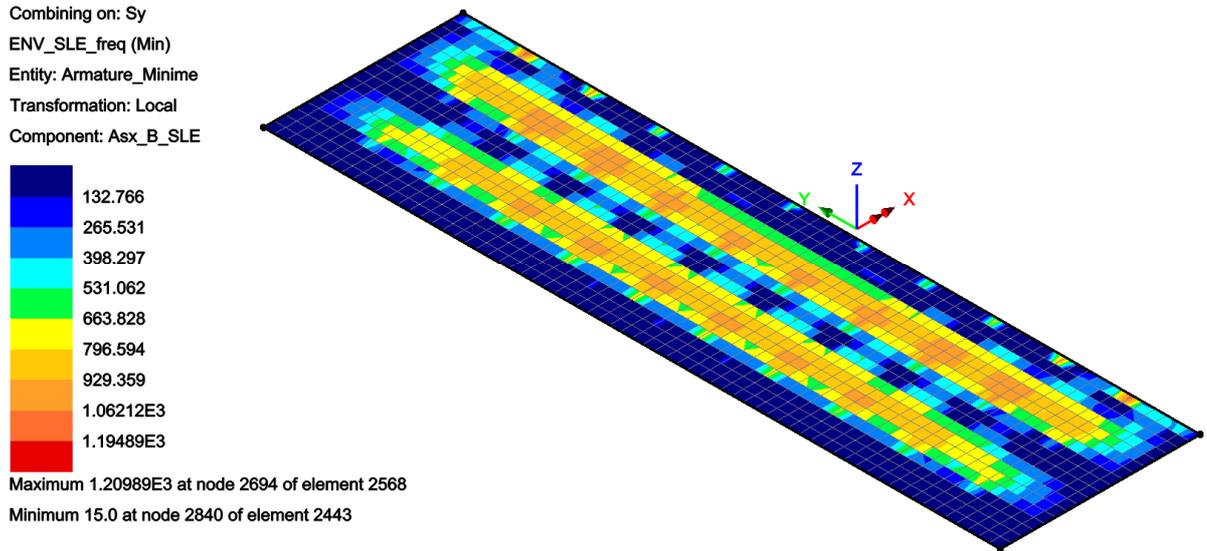


FIG. 6.4-39 – SLE



Escludendo i valori di picco, risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1800 mm²/m.

Si arma con Ø16/100 (2010 mm²/m).

6.4.6.2. Armature in direzione trasversale

Estradosso

FIG. 6.4-40 – SLU

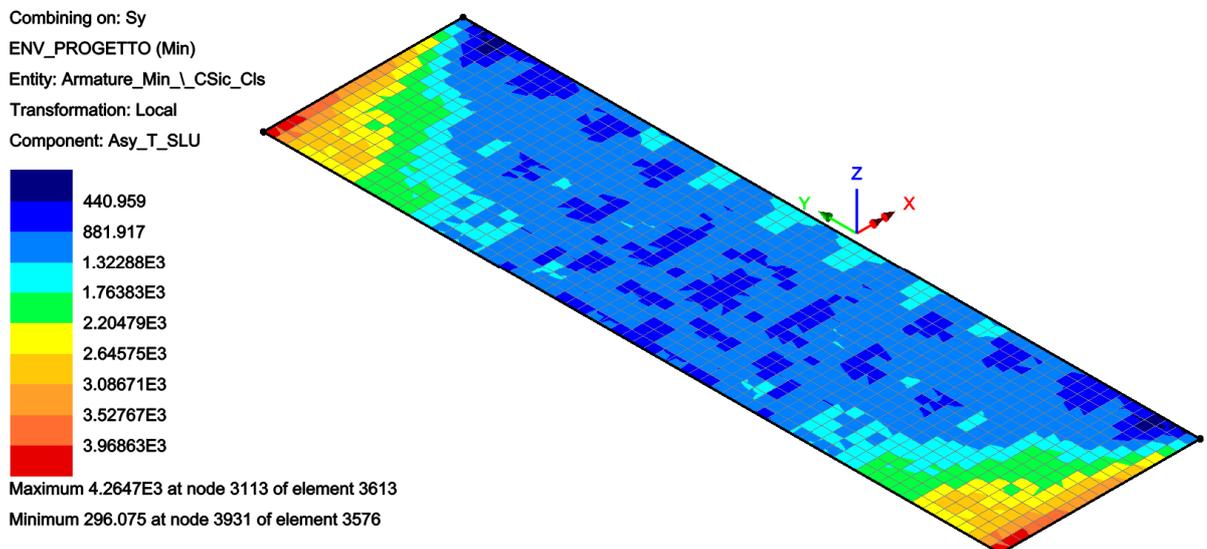
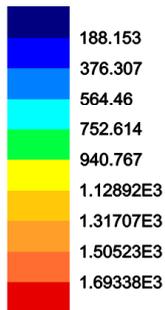
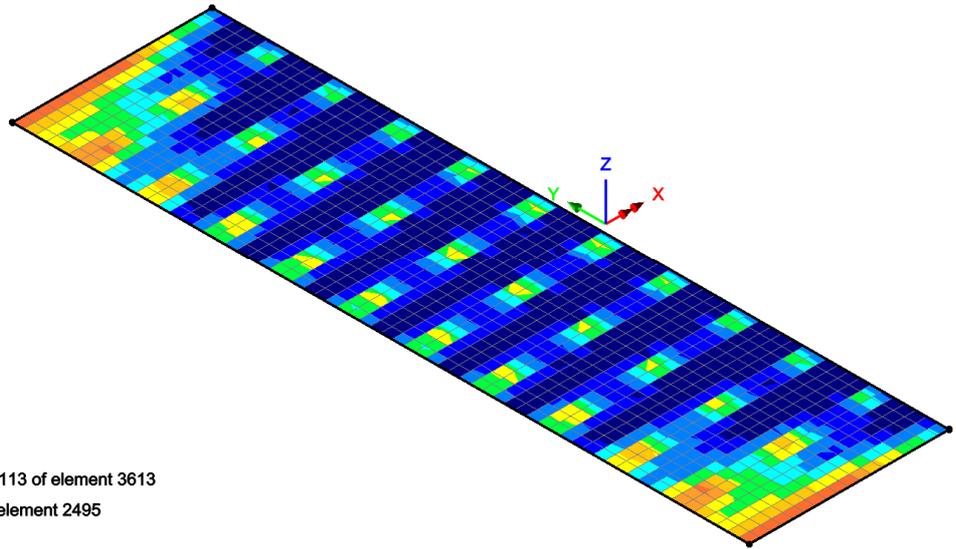


FIG. 6.4-41 – SLE

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



Maximum 1.70838E3 at node 3113 of element 3613
 Minimum 15.0 at node 2891 of element 2495



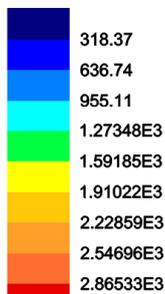
Escludendo i valori di picco, risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 2200 mm²/m.

Si arma con Ø25/200 (2450 mm²/m).

Intradosso

FIG. 6.4-42 – SLU

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



Maximum 2.90358E3 at node 3048 of element 2661
 Minimum 38.253 at node 3965 of element 3629

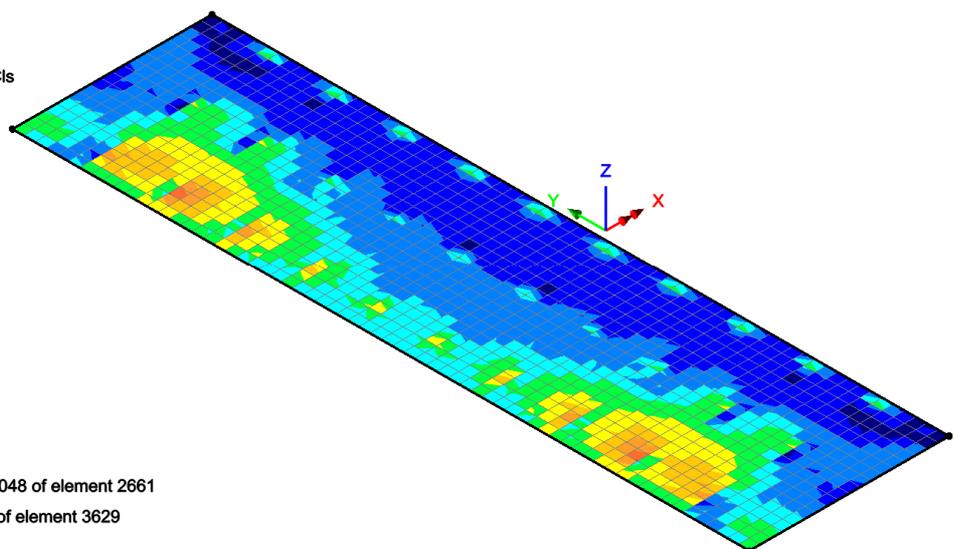
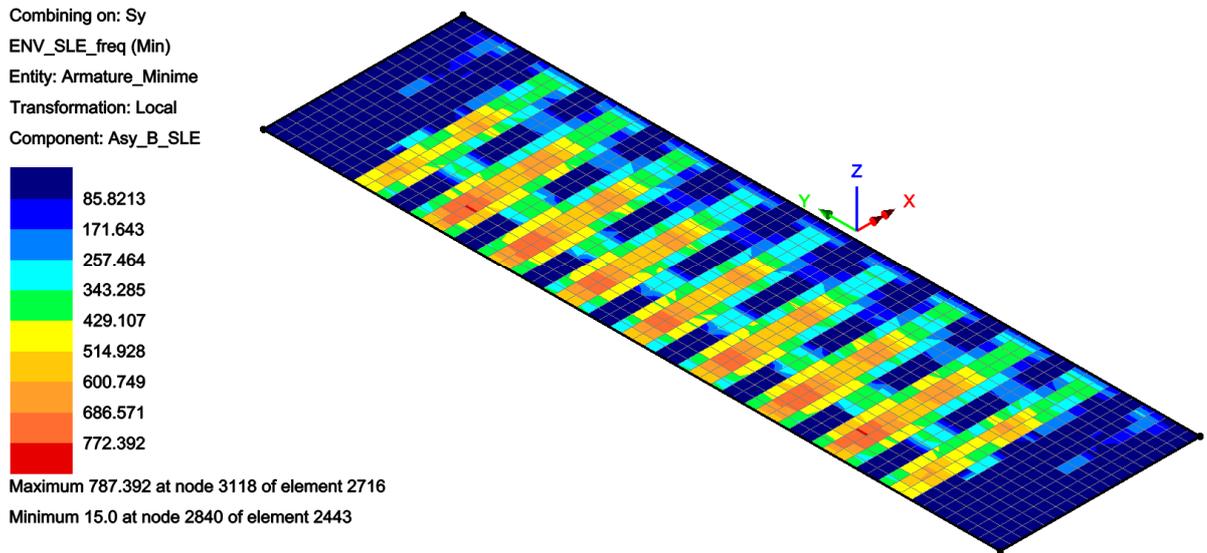


FIG. 6.4-43 – SLE



Escludendo i valori di picco, risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 2200 mm²/m.

Si arma con Ø25/200 (2450 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. 6.4-44 TAGLIO IN DIR. LONG. X

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



Maximum 1.45238E6 at node 3369

Minimum -742.063E3 at node 2720

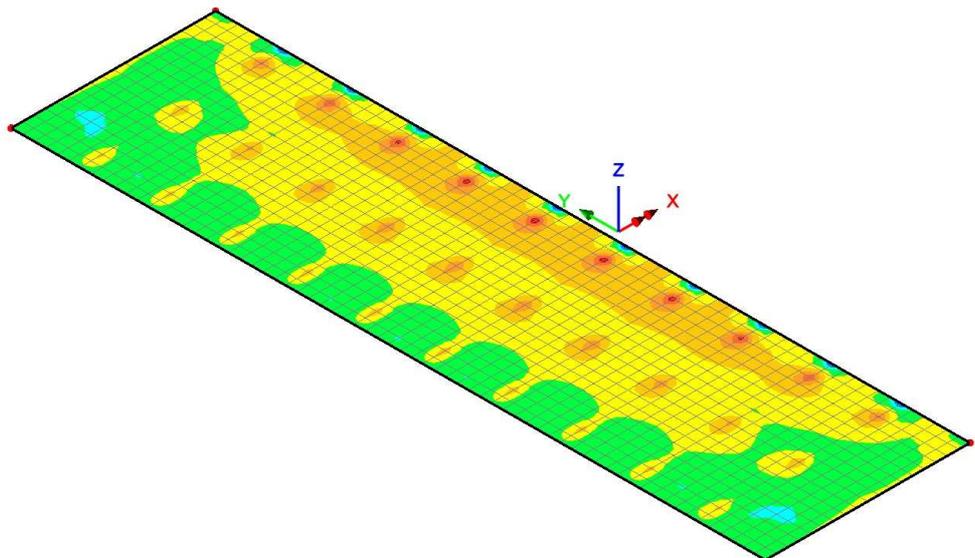
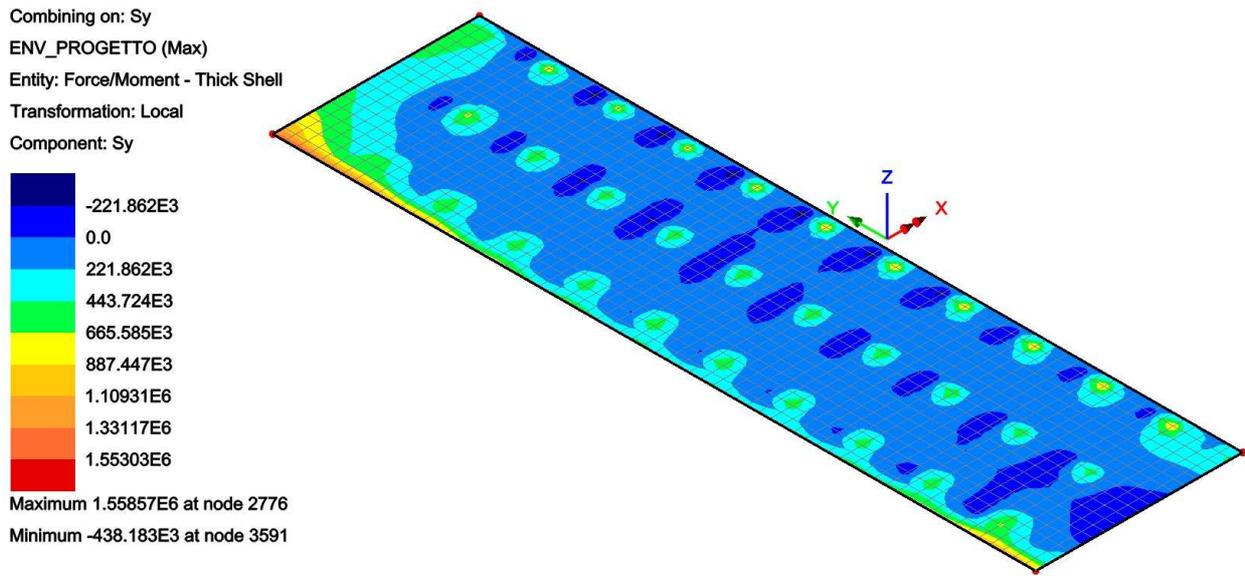


FIG. 6.4-45 TAGLIO IN DIR. TRASV. Y



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

$$V = (732+488)/2 = 610 \text{ kN} > 455 \text{ kN (tab.6.3-10)}$$

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

$$V = 222 \text{ kN} < 455 \text{ kN (tab.6.3-10)}$$

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	2,5		
spilli Ø	8	mm	
Area staffa singola - Ast	50,3	mm ²	
passo staffe - s	100	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: $A_{sw} * f_{ywd} / (b_w * s) \leq 0.5 * v * f_{cd}$	0,20	≤	3,97
condizione soddisfatta			

Si dispongono spilli Ø8/400x400 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.6.2.3.

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		3.520
T _{max} SLU - kN		2.708
A _s max SLU- mm ²		6.925
N _{max} SLE - kN		1.994
T _{max} SLE - kN		1.534
A _s max SLE- mm ²		9.589

Si arma con n°19 Ø25 (9400 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	3.335	kN	sforzso normale
fck	32	MPa	resistenza caratteristica calcestruzzo
γc	1,5		
fcd	18,13	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	3.335	kN	azione di calcolo depurata
β	1,15		eccentricità di carico
ved	0,15	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	0,33	MPa	resistenza a punzonamento senza specifica armatura
vmin	0,325	MPa	
vmin*2d/a	0,325	MPa	
vrd,c assunto	0,33	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	3.335	kN	sforzo normale
fck	32	MPa	resistenza caratteristica calcestruzzo
γ_c	1,5		
fcd	18,13	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	3.335	kN	azione di calcolo depurata
β	1,15		eccentricità di carico
ved	0,87	MPa	tensione di punzonamento
v	0,5		
vrd,max	4,53	MPa	
ved ↔ vrd,max	verifica soddisfatta	5,21	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			
	N _{slu} (kN)	N _{sle} (kN)	H (kN)
F	1700	1300	1100
M	1700	1300	
UL	1700	1300	1000
UT	1700	1300	700

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:

$$T = H \cdot \operatorname{tg}\alpha = 1100 \cdot 0.83 = 913 \text{ kN} \Rightarrow A_{T,\min} = 913000/391.3 = 2333 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n°6 Ø20 verticali su ogni lato, più n°4 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:

$$A_{H,\min} = 1100000/391.3 = 2811 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n°5 staffe $\varnothing 20$ a due bracci ($A_H = 5 \cdot 2 \cdot 314 = 3140 \text{ mm}^2$).

Per quanto riguarda gli appoggi multi direzionali, si dispongono 5 $\varnothing 12$ per lato con 4 $\varnothing 12$ ai vertici, e n°5 staffe $\varnothing 12$ a due bracci.

6.6. SINTESI ARMATURE

6.6.1. Pali

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -4.0 : st $\varnothing 16/200$; Da quota -4.0 a fine palo: st $\varnothing 12/200$

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°58 $\varnothing 30$ (L_{barra} : 6 m); Da quota -4.0 a quota -16.0 n°24 $\varnothing 20$ (L_{barra} : 12 m)

da quota -15.0 a fine palo : n°12 $\varnothing 20$ (L_{barra} : 12+10 m)

6.6.2. Fondazione

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso: $\varnothing 25/100$; Intradosso: $\varnothing 16/200$; Sbalzo: n°19 $\varnothing 25$ (su palo)

Intermedia: $\varnothing 16/400$

- Armatura in direzione trasversale Y

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

- Spilli $\varnothing 8/400 \times 400$ su una larghezza (posteriore) pari a 2.15 m

6.6.3. Parete Centrale

- Armatura in direzione trasversale Y

Interno: $\varnothing 25/200$; Esterno: $\varnothing 16/100$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: barre ripresa $\varnothing 25/100$ L 5.0 m; successivamente $\varnothing 25/200 + \varnothing 16/200$ (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: $\varnothing 25/100$ per 3.0 m da par. centrale - $\varnothing 25/200$ restanti; Esterno: $\varnothing 16/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: $\varnothing 25/200$ per 3.0 m da orecchia - $\varnothing 20/200$ restanti; Esterno: $\varnothing 16/200$

Parte inferiore

- Armatura in direzione longitudinale X

Interno: $\varnothing 25/100$ per 2.0 m - $\varnothing 20/200$ restanti; Esterno: $\varnothing 16/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: Barre ripresa $\varnothing 25/100$ – successivamente $\varnothing 25/200$; Esterno: $\varnothing 16/200$

- Spilli $\varnothing 10/200 \times 200$ per 5.0×2.0 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: $\varnothing 12/200$

6.6.7. Baggioli

Per i baggioli che ospitano appoggi fissi, unidirezionali longitudinali e trasversali:

- Armatura in direzione verticale: $n^{24} \varnothing 20 + n^4 \varnothing 20 - L = 1.0$ m
- Armatura in direzione orizzontale: $n^{5st} \varnothing 20 - L \approx 3.2$ m

Per i baggioli che ospitano appoggi multidirezionali:

- Armatura in direzione verticale: $n^{20} \varnothing 12 + n^4 \varnothing 12 - L = 1.0$ m

- Armatura in direzione orizzontale: n°5st $\varnothing 12$ – L \approx 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 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 rigidità 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.

NOTA – Come già detto i due impalcati hanno larghezza lievemente diversa (circa 1.3 m). In Allegato è riportato il calcolo peggiorativo (impalcato più stretto – n°6 travi): è stata comunque condotta una verifica anche sull'impalcato di larghezza maggiore (n°7 travi), con esito nettamente positivo.



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
dal casello di Reggio-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE D'ARTE MAGGIORI
APO 16: PONTE SU CANALE DI 'CENTO'
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 $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E = 34'625'485'235 \text{ N/m}^2$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$

Densità di massa = 2500 kg/m^3

Calcestruzzo platea $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

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 pali

Modulo elastico $E = 33'642'778 \text{ N/m}^2$

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:

$\phi = 40.0^\circ$ 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 = $11'800 \text{ N/m}^3$

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	10.15	m
Lunghezza muro andatore B in pianta comprensiva di orecchia Lm1B	10.15	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	35.20	m
Lunghezza platea di fondazione in direzione longitudinale rispetto all'impalcato (direzione ortogonale al muro di spalla indipendentemente dall'angolo γ) Lf	11.40	m
Larghezza platea di fondazione in direzione trasversale rispetto all'impalcato (direzione parallela al muro di spalla) Bf	35.40	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

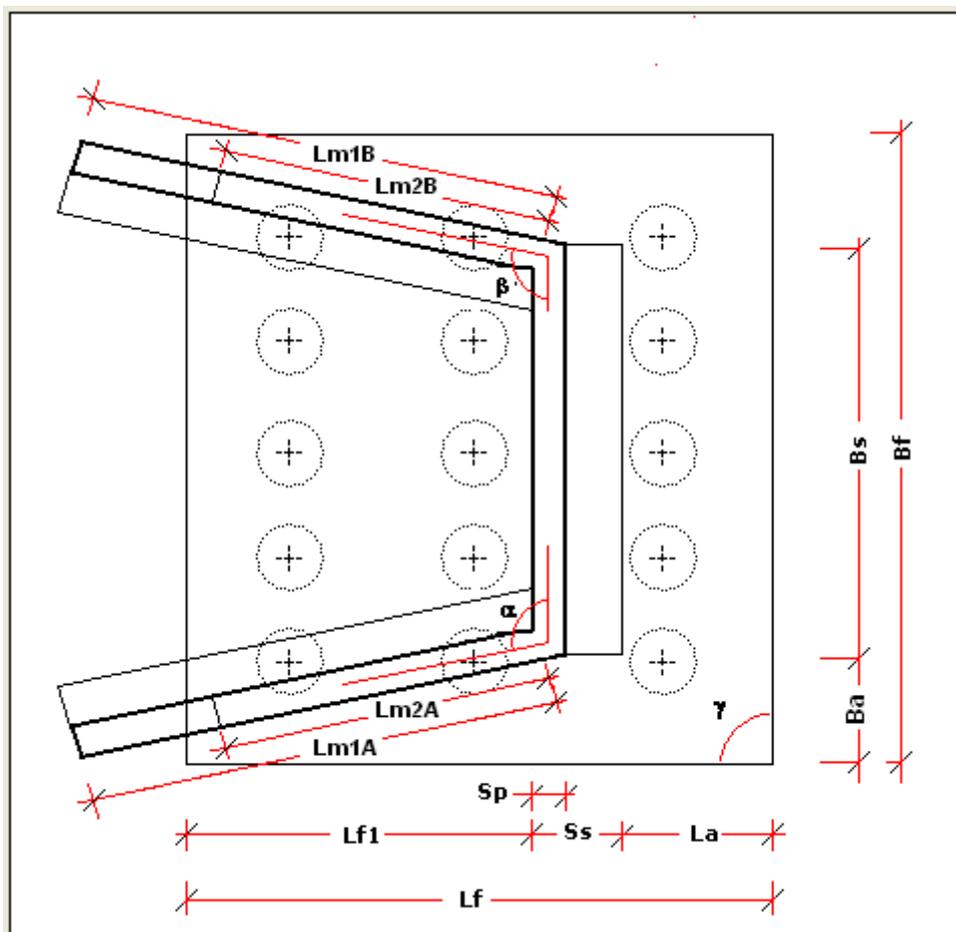


Fig. 1

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	2.90	m

Altezza muro spalla (da estradosso platea a livello appoggi) Hs	4.50	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	4.40	m
Spessore dei muri andatori alla base (livello di estradosso platea) Sm1	1.10	m
Spessore dei muri andatori in sommità (livello di estradosso muri) Sm2	0.50	m

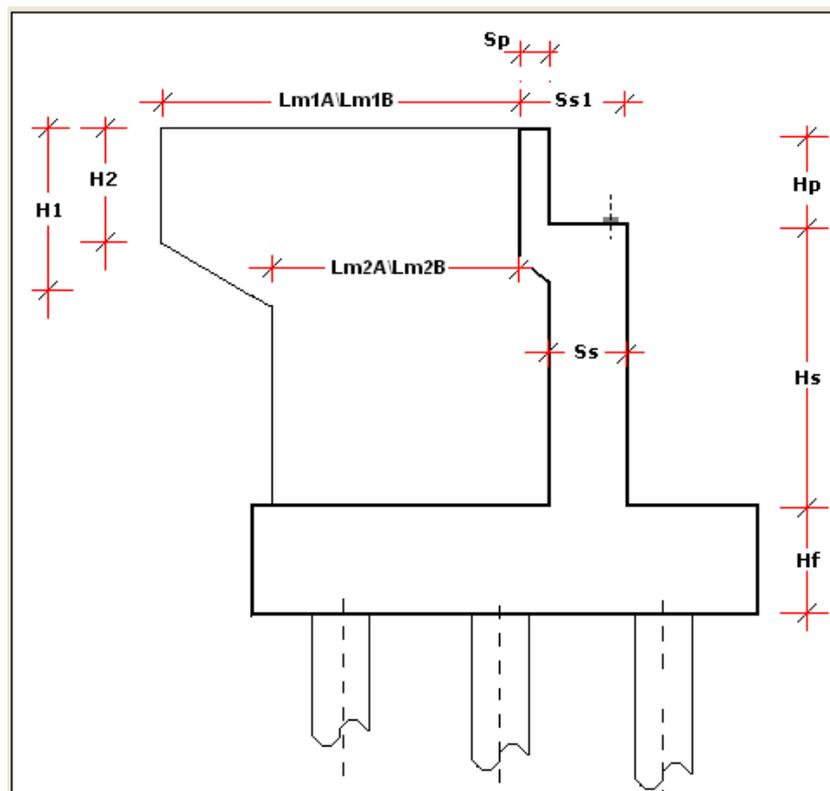


Fig. 2

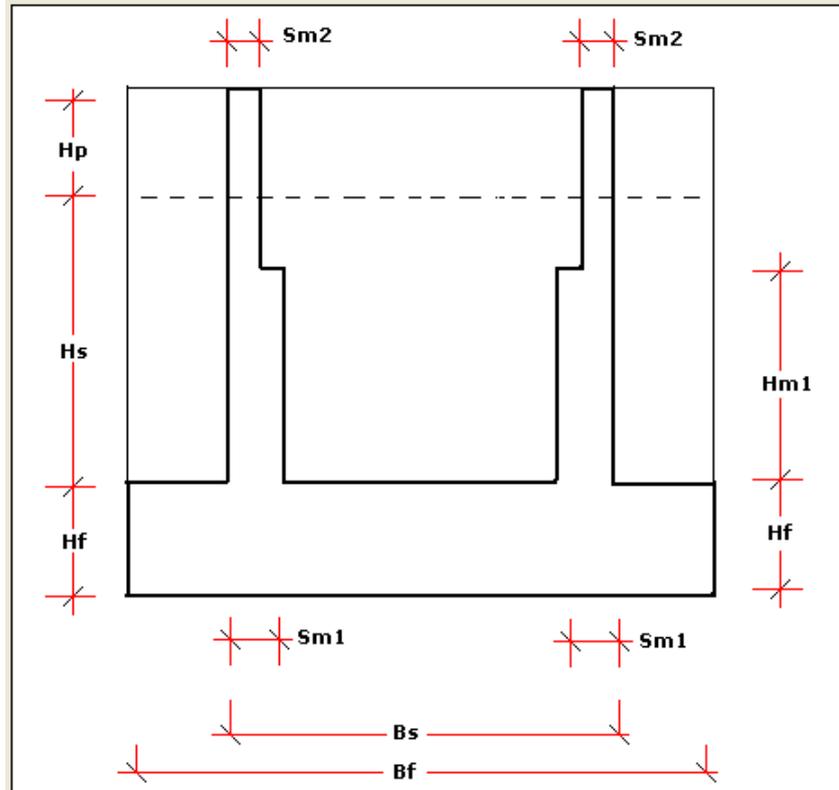


Fig. 3

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	2.10	1.00	1.00	1.00
2	0.80	4.60	1.00	1.00	1.00
3	0.80	7.10	1.00	1.00	1.00
4	0.80	9.60	1.00	1.00	1.00
5	0.80	12.10	1.00	1.00	1.00
6	0.80	14.60	1.00	1.00	1.00
7	0.80	20.60	1.00	1.00	1.00
8	0.80	23.10	1.00	1.00	1.00
9	0.80	25.60	1.00	1.00	1.00
10	0.80	28.10	1.00	1.00	1.00
11	0.80	30.60	1.00	1.00	1.00
12	0.80	33.10	1.00	1.00	1.00

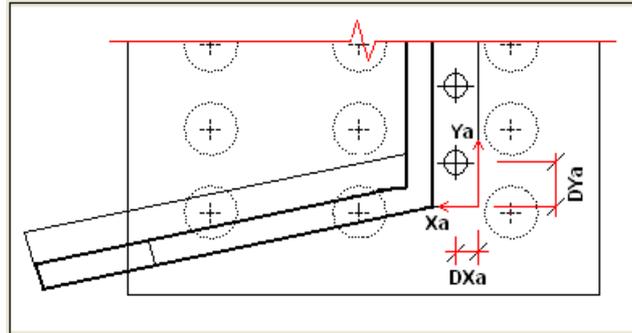


Fig. 4

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: 48

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	4.28	0.60
2	1.20	4.28	0.60	27	7.20	7.26	0.60
3	1.20	7.26	0.60	28	7.20	10.25	0.60
4	1.20	10.25	0.60	29	7.20	13.23	0.60
5	1.20	13.23	0.60	30	7.20	16.21	0.60
6	1.20	16.21	0.60	31	7.20	19.19	0.60
7	1.20	19.19	0.60	32	7.20	22.17	0.60
8	1.20	22.17	0.60	33	7.20	25.15	0.60
9	1.20	25.15	0.60	34	7.20	28.14	0.60
10	1.20	28.14	0.60	35	7.20	31.12	0.60
11	1.20	31.12	0.60	36	7.20	34.10	0.60
12	1.20	34.10	0.60	37	10.20	1.30	0.60
13	4.20	1.30	0.60	38	10.20	4.28	0.60
14	4.20	4.28	0.60	39	10.20	7.26	0.60
15	4.20	7.26	0.60	40	10.20	10.25	0.60
16	4.20	10.25	0.60	41	10.20	13.23	0.60
17	4.20	13.23	0.60	42	10.20	16.21	0.60
18	4.20	16.21	0.60	43	10.20	19.19	0.60

19	4.20	19.19	0.60	44	10.20	22.17	0.60
20	4.20	22.17	0.60	45	10.20	25.15	0.60
21	4.20	25.15	0.60	46	10.20	28.14	0.60
22	4.20	28.14	0.60	47	10.20	31.12	0.60
23	4.20	31.12	0.60	48	10.20	34.10	0.60
24	4.20	34.10	0.60				
25	7.20	1.30	0.60				

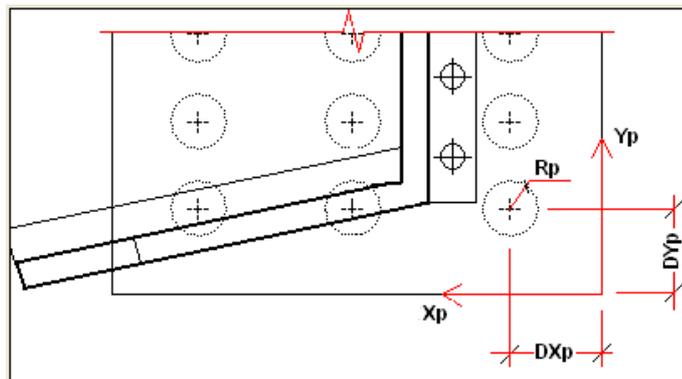


Fig. 5

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).

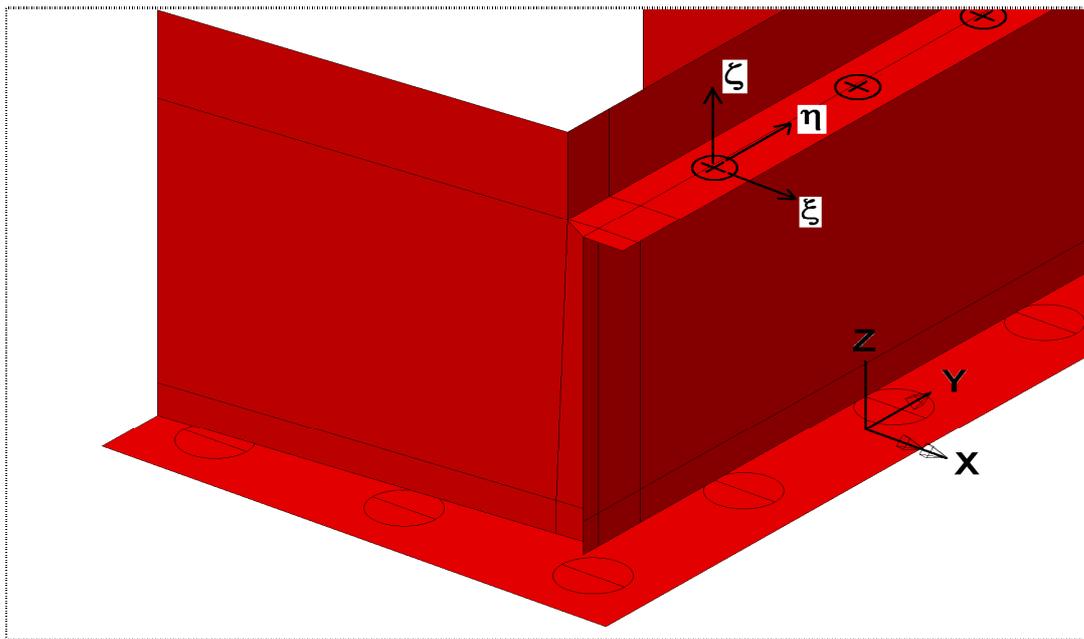


Fig. 6

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:

$$DXO = 1.00 \text{ m}$$

$$DYO = 17.60 \text{ m}$$

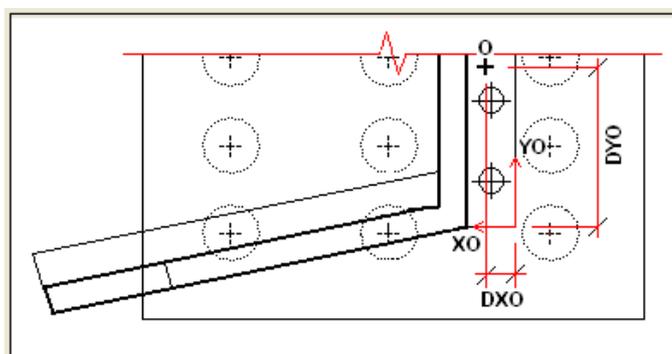


Fig. 7

Le **sollecitazioni risultanti** per ogni singola condizione di carico, F_X , F_Y , F_Z , M_X , M_Z 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	766'398	0	-19'159'943	0	0
Carichi_imp_ Fxmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLUENV	1'288'936	0	-17'011'610	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	954'768	0	-12'601'193	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	7'616'700	2'285'010	-10'155'600	0	0
Carichi_imp_Fxmin_ SISMxprevENV	-7'616'700	2'285'010	-10'155'600	0	0
Carichi_imp_Fymax_ SISMxprevENV	-7'616'700	-2'285'010	-10'155'600	0	0
Carichi_imp_Fymin_ SISMxprevENV	7'616'700	-2'285'010	-10'155'600	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	2'285'010	7'616'700	-10'155'600	0	0
Carichi_imp_Fxmin_ SISMYprevENV	-2'285'010	7'616'700	-10'155'600	0	0
Carichi_imp_Fymax_ SISMYprevENV	-2'285'010	-7'616'700	-10'155'600	0	0
Carichi_imp_Fymin_ SISMYprevENV	2'285'010	-7'616'700	-10'155'600	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	63'866	0	-1'596'662	0	0	0
2	63'866	0	-1'596'662	0	0	0
3	63'866	0	-1'596'662	0	0	0
4	63'866	0	-1'596'662	0	0	0
5	63'866	0	-1'596'662	0	0	0
6	<Fcsi5a1f>	<Feta5a1f>	<Fzeta5a1f>	<Fcsi5a2f>	<Feta5a2f>	<Fzeta5a2f>
7	<Fcsi6a1f>	<Feta6a1f>	<Fzeta6a1f>	<Fcsi6a2f>	<Feta6a2f>	<Fzeta6a2f>
8	<Fcsi7a1f>	<Feta7a1f>	<Fzeta7a1f>	<Fcsi7a2f>	<Feta7a2f>	<Fzeta7a2f>
9	<Fcsi8a1f>	<Feta8a1f>	<Fzeta8a1f>	<Fcsi8a2f>	<Feta8a2f>	<Fzeta8a2f>
10	<Fcsi9a1f>	<Feta9a1f>	<Fzeta9a1f>	<Fcsi9a2f>	<Feta9a2f>	<Fzeta9a2f>
11	<Fcsi10a1f>	<Feta10a1f>	<Fzeta10a1f>	<Fcsi10a2f>	<Feta10a2f>	<Fzeta10a2f>
12	<Fcsi11a1f>	<Feta11a1f>	<Fzeta11a1f>	<Fcsi11a2f>	<Feta11a2f>	<Fzeta11a2f>

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	107'411	0	-1'417'634	0	0	0
2	107'411	0	-1'417'634	0	0	0
3	107'411	0	-1'417'634	0	0	0

4	107'411	0	-1'417'634	0	0	0
5	107'411	0	-1'417'634	0	0	0
6	<Fcsi5a3f>	<Feta5a3f>	<Fzeta5a3f>	<Fcsi5a4f>	<Feta5a4f>	<Fzeta5a4f>
7	<Fcsi6a3f>	<Feta6a3f>	<Fzeta6a3f>	<Fcsi6a4f>	<Feta6a4f>	<Fzeta6a4f>
8	<Fcsi7a3f>	<Feta7a3f>	<Fzeta7a3f>	<Fcsi7a4f>	<Feta7a4f>	<Fzeta7a4f>
9	<Fcsi8a3f>	<Feta8a3f>	<Fzeta8a3f>	<Fcsi8a4f>	<Feta8a4f>	<Fzeta8a4f>
10	<Fcsi9a3f>	<Feta9a3f>	<Fzeta9a3f>	<Fcsi9a4f>	<Feta9a4f>	<Fzeta9a4f>
11	<Fcsi10a3f>	<Feta10a3f>	<Fzeta10a3f>	<Fcsi10a4f>	<Feta10a4f>	<Fzeta10a4f>
12	<Fcsi11a3f>	<Feta11a3f>	<Fzeta11a3f>	<Fcsi11a4f>	<Feta11a4f>	<Fzeta11a4f>

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SLUENV		
	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [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	<Fcsi5a5f>	<Feta5a5f>	<Fzeta5a5f>	<Fcsi5a6f>	<Feta5a6f>	<Fzeta5a6f>
7	<Fcsi6a5f>	<Feta6a5f>	<Fzeta6a5f>	<Fcsi6a6f>	<Feta6a6f>	<Fzeta6a6f>
8	<Fcsi7a5f>	<Feta7a5f>	<Fzeta7a5f>	<Fcsi7a6f>	<Feta7a6f>	<Fzeta7a6f>
9	<Fcsi8a5f>	<Feta8a5f>	<Fzeta8a5f>	<Fcsi8a6f>	<Feta8a6f>	<Fzeta8a6f>
10	<Fcsi9a5f>	<Feta9a5f>	<Fzeta9a5f>	<Fcsi9a6f>	<Feta9a6f>	<Fzeta9a6f>
11	<Fcsi10a5f>	<Feta10a5f>	<Fzeta10a5f>	<Fcsi10a6f>	<Feta10a6f>	<Fzeta10a6f>
12	<Fcsi11a5f>	<Feta11a5f>	<Fzeta11a5f>	<Fcsi11a6f>	<Feta11a6f>	<Fzeta11a6f>

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SLUENV		
	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [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	<Fcsi5a7f>	<Feta5a7f>	<Fzeta5a7f>	<Fcsi5a8f>	<Feta5a8f>	<Fzeta5a8f>
7	<Fcsi6a7f>	<Feta6a7f>	<Fzeta6a7f>	<Fcsi6a8f>	<Feta6a8f>	<Fzeta6a8f>
8	<Fcsi7a7f>	<Feta7a7f>	<Fzeta7a7f>	<Fcsi7a8f>	<Feta7a8f>	<Fzeta7a8f>
9	<Fcsi8a7f>	<Feta8a7f>	<Fzeta8a7f>	<Fcsi8a8f>	<Feta8a8f>	<Fzeta8a8f>
10	<Fcsi9a7f>	<Feta9a7f>	<Fzeta9a7f>	<Fcsi9a8f>	<Feta9a8f>	<Fzeta9a8f>
11	<Fcsi10a7f>	<Feta10a7f>	<Fzeta10a7f>	<Fcsi10a8f>	<Feta10a8f>	<Fzeta10a8f>
12	<Fcsi11a7f>	<Feta11a7f>	<Fzeta11a7f>	<Fcsi11a8f>	<Feta11a8f>	<Fzeta11a8f>

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	<Fcsi5a9f>	<Feta5a9f>	<Fzeta5a9f>	<Fcsi5a10f>	<Feta5a10f>	<Fzeta5a10f>
7	<Fcsi6a9f>	<Feta6a9f>	<Fzeta6a9f>	<Fcsi6a10f>	<Feta6a10f>	<Fzeta6a10f>
8	<Fcsi7a9f>	<Feta7a9f>	<Fzeta7a9f>	<Fcsi7a10f>	<Feta7a10f>	<Fzeta7a10f>
9	<Fcsi8a9f>	<Feta8a9f>	<Fzeta8a9f>	<Fcsi8a10f>	<Feta8a10f>	<Fzeta8a10f>
10	<Fcsi9a9f>	<Feta9a9f>	<Fzeta9a9f>	<Fcsi9a10f>	<Feta9a10f>	<Fzeta9a10f>
11	<Fcsi10a9f>	<Feta10a9f>	<Fzeta10a9f>	<Fcsi10a10f >	<Feta10a10f >	<Fzeta10a10f >
12	<Fcsi11a9f>	<Feta11a9f>	<Fzeta11a9f>	<Fcsi11a10f >	<Feta11a10f >	<Fzeta11a10f >

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	<Fcsi5a11f>	<Feta5a11f>	<Fzeta5a11f>	<Fcsi5a12f>	<Feta5a12f>	<Fzeta5a12f>
7	<Fcsi6a11f>	<Feta6a11f>	<Fzeta6a11f>	<Fcsi6a12f>	<Feta6a12f>	<Fzeta6a12f>
8	<Fcsi7a11f>	<Feta7a11f>	<Fzeta7a11f>	<Fcsi7a12f>	<Feta7a12f>	<Fzeta7a12f>
9	<Fcsi8a11f>	<Feta8a11f>	<Fzeta8a11f>	<Fcsi8a12f>	<Feta8a12f>	<Fzeta8a12f>
10	<Fcsi9a11f>	<Feta9a11f>	<Fzeta9a11f>	<Fcsi9a12f>	<Feta9a12f>	<Fzeta9a12f>
11	<Fcsi10a11f >	<Feta10a11f >	<Fzeta10a11f >	<Fcsi10a12f >	<Feta10a12f >	<Fzeta10a12f >
12	<Fcsi11a11f >	<Feta11a11f >	<Fzeta11a11f >	<Fcsi11a12f >	<Feta11a12f >	<Fzeta11a12f >

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	<Fcsi5a13f>	<Feta5a13f>	<Fzeta5a13f>	<Fcsi5a14f>	<Feta5a14f>	<Fzeta5a14f>
7	<Fcsi6a13f>	<Feta6a13f>	<Fzeta6a13f>	<Fcsi6a14f>	<Feta6a14f>	<Fzeta6a14f>
8	<Fcsi7a13f>	<Feta7a13f>	<Fzeta7a13f>	<Fcsi7a14f>	<Feta7a14f>	<Fzeta7a14f>
9	<Fcsi8a13f>	<Feta8a13f>	<Fzeta8a13f>	<Fcsi8a14f>	<Feta8a14f>	<Fzeta8a14f>
10	<Fcsi9a13f>	<Feta9a13f>	<Fzeta9a13f>	<Fcsi9a14f>	<Feta9a14f>	<Fzeta9a14f>
11	<Fcsi10a13f >	<Feta10a13f >	<Fzeta10a13f >	<Fcsi10a14f >	<Feta10a14f >	<Fzeta10a14f >
12	<Fcsi11a13f >	<Feta11a13f >	<Fzeta11a13f >	<Fcsi11a14f >	<Feta11a14f >	<Fzeta11a14f >

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	<Fcsi5a15f>	<Feta5a15f>	<Fzeta5a15f>	<Fcsi5a16f>	<Feta5a16f>	<Fzeta5a16f>
7	<Fcsi6a15f>	<Feta6a15f>	<Fzeta6a15f>	<Fcsi6a16f>	<Feta6a16f>	<Fzeta6a16f>
8	<Fcsi7a15f>	<Feta7a15f>	<Fzeta7a15f>	<Fcsi7a16f>	<Feta7a16f>	<Fzeta7a16f>
9	<Fcsi8a15f>	<Feta8a15f>	<Fzeta8a15f>	<Fcsi8a16f>	<Feta8a16f>	<Fzeta8a16f>
10	<Fcsi9a15f>	<Feta9a15f>	<Fzeta9a15f>	<Fcsi9a16f>	<Feta9a16f>	<Fzeta9a16f>
11	<Fcsi10a15f >	<Feta10a15f >	<Fzeta10a15f >	<Fcsi10a16f >	<Feta10a16f >	<Fzeta10a16f >
12	<Fcsi11a15f >	<Feta11a15f >	<Fzeta11a15f >	<Fcsi11a16f >	<Feta11a16f >	<Fzeta11a16f >

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	<Fcsi5a17f>	<Feta5a17f>	<Fzeta5a17f>	<Fcsi5a18f>	<Feta5a18f>	<Fzeta5a18f>
7	<Fcsi6a17f>	<Feta6a17f>	<Fzeta6a17f>	<Fcsi6a18f>	<Feta6a18f>	<Fzeta6a18f>
8	<Fcsi7a17f>	<Feta7a17f>	<Fzeta7a17f>	<Fcsi7a18f>	<Feta7a18f>	<Fzeta7a18f>
9	<Fcsi8a17f>	<Feta8a17f>	<Fzeta8a17f>	<Fcsi8a18f>	<Feta8a18f>	<Fzeta8a18f>
10	<Fcsi9a17f>	<Feta9a17f>	<Fzeta9a17f>	<Fcsi9a18f>	<Feta9a18f>	<Fzeta9a18f>
11	<Fcsi10a17f >	<Feta10a17f >	<Fzeta10a17f >	<Fcsi10a18f >	<Feta10a18f >	<Fzeta10a18f >
12	<Fcsi11a17f >	<Feta11a17f >	<Fzeta11a17f >	<Fcsi11a18f >	<Feta11a18f >	<Fzeta11a18f >

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	<Fcsi5a19f>	<Feta5a19f>	<Fzeta5a19f>	<Fcsi5a20f>	<Feta5a20f>	<Fzeta5a20f>
7	<Fcsi6a19f>	<Feta6a19f>	<Fzeta6a19f>	<Fcsi6a20f>	<Feta6a20f>	<Fzeta6a20f>
8	<Fcsi7a19f>	<Feta7a19f>	<Fzeta7a19f>	<Fcsi7a20f>	<Feta7a20f>	<Fzeta7a20f>
9	<Fcsi8a19f>	<Feta8a19f>	<Fzeta8a19f>	<Fcsi8a20f>	<Feta8a20f>	<Fzeta8a20f>
10	<Fcsi9a19f>	<Feta9a19f>	<Fzeta9a19f>	<Fcsi9a20f>	<Feta9a20f>	<Fzeta9a20f>
11	<Fcsi10a19f >	<Feta10a19f >	<Fzeta10a19f >	<Fcsi10a20f >	<Feta10a20f >	<Fzeta10a20f >
12	<Fcsi11a19f >	<Feta11a19f >	<Fzeta11a19f >	<Fcsi11a20f >	<Feta11a20f >	<Fzeta11a20f >

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	79'564	0	-1'050'099	0	0	0
2	79'564	0	-1'050'099	0	0	0
3	79'564	0	-1'050'099	0	0	0
4	79'564	0	-1'050'099	0	0	0
5	79'564	0	-1'050'099	0	0	0
6	<Fcsi5a21f>	<Feta5a21f>	<Fzeta5a21f>	<Fcsi5a22f>	<Feta5a22f>	<Fzeta5a22f>
7	<Fcsi6a21f>	<Feta6a21f>	<Fzeta6a21f>	<Fcsi6a22f>	<Feta6a22f>	<Fzeta6a22f>
8	<Fcsi7a21f>	<Feta7a21f>	<Fzeta7a21f>	<Fcsi7a22f>	<Feta7a22f>	<Fzeta7a22f>
9	<Fcsi8a21f>	<Feta8a21f>	<Fzeta8a21f>	<Fcsi8a22f>	<Feta8a22f>	<Fzeta8a22f>
10	<Fcsi9a21f>	<Feta9a21f>	<Fzeta9a21f>	<Fcsi9a22f>	<Feta9a22f>	<Fzeta9a22f>
11	<Fcsi10a21f >	<Feta10a21f >	<Fzeta10a21f >	<Fcsi10a22f >	<Feta10a22f >	<Fzeta10a22f >
12	<Fcsi11a21f >	<Feta11a21f >	<Fzeta11a21f >	<Fcsi11a22f >	<Feta11a22f >	<Fzeta11a22f >

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	<Fcsi5a23f>	<Feta5a23f>	<Fzeta5a23f>	<Fcsi5a24f>	<Feta5a24f>	<Fzeta5a24f>
7	<Fcsi6a23f>	<Feta6a23f>	<Fzeta6a23f>	<Fcsi6a24f>	<Feta6a24f>	<Fzeta6a24f>
8	<Fcsi7a23f>	<Feta7a23f>	<Fzeta7a23f>	<Fcsi7a24f>	<Feta7a24f>	<Fzeta7a24f>
9	<Fcsi8a23f>	<Feta8a23f>	<Fzeta8a23f>	<Fcsi8a24f>	<Feta8a24f>	<Fzeta8a24f>
10	<Fcsi9a23f>	<Feta9a23f>	<Fzeta9a23f>	<Fcsi9a24f>	<Feta9a24f>	<Fzeta9a24f>
11	<Fcsi10a23f >	<Feta10a23f >	<Fzeta10a23f >	<Fcsi10a24f >	<Feta10a24f >	<Fzeta10a24f >
12	<Fcsi11a23f >	<Feta11a23f >	<Fzeta11a23f >	<Fcsi11a24f >	<Feta11a24f >	<Fzeta11a24f >

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	<Fcsi5a25f>	<Feta5a25f>	<Fzeta5a25f>	<Fcsi5a26f>	<Feta5a26f>	<Fzeta5a26f>
7	<Fcsi6a25f>	<Feta6a25f>	<Fzeta6a25f>	<Fcsi6a26f>	<Feta6a26f>	<Fzeta6a26f>
8	<Fcsi7a25f>	<Feta7a25f>	<Fzeta7a25f>	<Fcsi7a26f>	<Feta7a26f>	<Fzeta7a26f>
9	<Fcsi8a25f>	<Feta8a25f>	<Fzeta8a25f>	<Fcsi8a26f>	<Feta8a26f>	<Fzeta8a26f>
10	<Fcsi9a25f>	<Feta9a25f>	<Fzeta9a25f>	<Fcsi9a26f>	<Feta9a26f>	<Fzeta9a26f>
11	<Fcsi10a25f >	<Feta10a25f >	<Fzeta10a25f >	<Fcsi10a26f >	<Feta10a26f >	<Fzeta10a26f >
12	<Fcsi11a25f >	<Feta11a25f >	<Fzeta11a25f >	<Fcsi11a26f >	<Feta11a26f >	<Fzeta11a26f >

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	<Fcsi5a27f>	<Feta5a27f>	<Fzeta5a27f>	<Fcsi5a28f>	<Feta5a28f>	<Fzeta5a28f>
7	<Fcsi6a27f>	<Feta6a27f>	<Fzeta6a27f>	<Fcsi6a28f>	<Feta6a28f>	<Fzeta6a28f>
8	<Fcsi7a27f>	<Feta7a27f>	<Fzeta7a27f>	<Fcsi7a28f>	<Feta7a28f>	<Fzeta7a28f>
9	<Fcsi8a27f>	<Feta8a27f>	<Fzeta8a27f>	<Fcsi8a28f>	<Feta8a28f>	<Fzeta8a28f>
10	<Fcsi9a27f>	<Feta9a27f>	<Fzeta9a27f>	<Fcsi9a28f>	<Feta9a28f>	<Fzeta9a28f>
11	<Fcsi10a27f >	<Feta10a27f >	<Fzeta10a27f >	<Fcsi10a28f >	<Feta10a28f >	<Fzeta10a28f >
12	<Fcsi11a27f >	<Feta11a27f >	<Fzeta11a27f >	<Fcsi11a28f >	<Feta11a28f >	<Fzeta11a28f >

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	<Fcsi5a29f>	<Feta5a29f>	<Fzeta5a29f>	<Fcsi5a30f>	<Feta5a30f>	<Fzeta5a30f>
7	<Fcsi6a29f>	<Feta6a29f>	<Fzeta6a29f>	<Fcsi6a30f>	<Feta6a30f>	<Fzeta6a30f>
8	<Fcsi7a29f>	<Feta7a29f>	<Fzeta7a29f>	<Fcsi7a30f>	<Feta7a30f>	<Fzeta7a30f>
9	<Fcsi8a29f>	<Feta8a29f>	<Fzeta8a29f>	<Fcsi8a30f>	<Feta8a30f>	<Fzeta8a30f>
10	<Fcsi9a29f>	<Feta9a29f>	<Fzeta9a29f>	<Fcsi9a30f>	<Feta9a30f>	<Fzeta9a30f>
11	<Fcsi10a29f >	<Feta10a29f >	<Fzeta10a29f >	<Fcsi10a30f >	<Feta10a30f >	<Fzeta10a30f >
12	<Fcsi11a29f >	<Feta11a29f >	<Fzeta11a29f >	<Fcsi11a30f >	<Feta11a30f >	<Fzeta11a30f >

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	<Fcsi5a31f>	<Feta5a31f>	<Fzeta5a31f>	<Fcsi5a32f>	<Feta5a32f>	<Fzeta5a32f>
7	<Fcsi6a31f>	<Feta6a31f>	<Fzeta6a31f>	<Fcsi6a32f>	<Feta6a32f>	<Fzeta6a32f>
8	<Fcsi7a31f>	<Feta7a31f>	<Fzeta7a31f>	<Fcsi7a32f>	<Feta7a32f>	<Fzeta7a32f>
9	<Fcsi8a31f>	<Feta8a31f>	<Fzeta8a31f>	<Fcsi8a32f>	<Feta8a32f>	<Fzeta8a32f>
10	<Fcsi9a31f>	<Feta9a31f>	<Fzeta9a31f>	<Fcsi9a32f>	<Feta9a32f>	<Fzeta9a32f>
11	<Fcsi10a31f >	<Feta10a31f >	<Fzeta10a31f >	<Fcsi10a32f >	<Feta10a32f >	<Fzeta10a32f >
12	<Fcsi11a31f >	<Feta11a31f >	<Fzeta11a31f >	<Fcsi11a32f >	<Feta11a32f >	<Fzeta11a32f >

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	<Fcsi5a33f>	<Feta5a33f>	<Fzeta5a33f>	<Fcsi5a34f>	<Feta5a34f>	<Fzeta5a34f>
7	<Fcsi6a33f>	<Feta6a33f>	<Fzeta6a33f>	<Fcsi6a34f>	<Feta6a34f>	<Fzeta6a34f>
8	<Fcsi7a33f>	<Feta7a33f>	<Fzeta7a33f>	<Fcsi7a34f>	<Feta7a34f>	<Fzeta7a34f>
9	<Fcsi8a33f>	<Feta8a33f>	<Fzeta8a33f>	<Fcsi8a34f>	<Feta8a34f>	<Fzeta8a34f>
10	<Fcsi9a33f>	<Feta9a33f>	<Fzeta9a33f>	<Fcsi9a34f>	<Feta9a34f>	<Fzeta9a34f>
11	<Fcsi10a33f >	<Feta10a33f >	<Fzeta10a33f >	<Fcsi10a34f >	<Feta10a34f >	<Fzeta10a34f >
12	<Fcsi11a33f >	<Feta11a33f >	<Fzeta11a33f >	<Fcsi11a34f >	<Feta11a34f >	<Fzeta11a34f >

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	<Fcsi5a35f>	<Feta5a35f>	<Fzeta5a35f>	<Fcsi5a36f>	<Feta5a36f>	<Fzeta5a36f>
7	<Fcsi6a35f>	<Feta6a35f>	<Fzeta6a35f>	<Fcsi6a36f>	<Feta6a36f>	<Fzeta6a36f>
8	<Fcsi7a35f>	<Feta7a35f>	<Fzeta7a35f>	<Fcsi7a36f>	<Feta7a36f>	<Fzeta7a36f>
9	<Fcsi8a35f>	<Feta8a35f>	<Fzeta8a35f>	<Fcsi8a36f>	<Feta8a36f>	<Fzeta8a36f>
10	<Fcsi9a35f>	<Feta9a35f>	<Fzeta9a35f>	<Fcsi9a36f>	<Feta9a36f>	<Fzeta9a36f>
11	<Fcsi10a35f >	<Feta10a35f >	<Fzeta10a35f >	<Fcsi10a36f >	<Feta10a36f >	<Fzeta10a36f >
12	<Fcsi11a35f >	<Feta11a35f >	<Fzeta11a35f >	<Fcsi11a36f >	<Feta11a36f >	<Fzeta11a36f >

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	<Fcsi5a37f>	<Feta5a37f>	<Fzeta5a37f>	<Fcsi5a38f>	<Feta5a38f>	<Fzeta5a38f>
7	<Fcsi6a37f>	<Feta6a37f>	<Fzeta6a37f>	<Fcsi6a38f>	<Feta6a38f>	<Fzeta6a38f>
8	<Fcsi7a37f>	<Feta7a37f>	<Fzeta7a37f>	<Fcsi7a38f>	<Feta7a38f>	<Fzeta7a38f>
9	<Fcsi8a37f>	<Feta8a37f>	<Fzeta8a37f>	<Fcsi8a38f>	<Feta8a38f>	<Fzeta8a38f>
10	<Fcsi9a37f>	<Feta9a37f>	<Fzeta9a37f>	<Fcsi9a38f>	<Feta9a38f>	<Fzeta9a38f>
11	<Fcsi10a37f >	<Feta10a37f >	<Fzeta10a37f >	<Fcsi10a38f >	<Feta10a38f >	<Fzeta10a38f >
12	<Fcsi11a37f >	<Feta11a37f >	<Fzeta11a37f >	<Fcsi11a38f >	<Feta11a38f >	<Fzeta11a38f >

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	<Fcsi5a39f>	<Feta5a39f>	<Fzeta5a39f>	<Fcsi5a40f>	<Feta5a40f>	<Fzeta5a40f>
7	<Fcsi6a39f>	<Feta6a39f>	<Fzeta6a39f>	<Fcsi6a40f>	<Feta6a40f>	<Fzeta6a40f>
8	<Fcsi7a39f>	<Feta7a39f>	<Fzeta7a39f>	<Fcsi7a40f>	<Feta7a40f>	<Fzeta7a40f>
9	<Fcsi8a39f>	<Feta8a39f>	<Fzeta8a39f>	<Fcsi8a40f>	<Feta8a40f>	<Fzeta8a40f>
10	<Fcsi9a39f>	<Feta9a39f>	<Fzeta9a39f>	<Fcsi9a40f>	<Feta9a40f>	<Fzeta9a40f>
11	<Fcsi10a39f >	<Feta10a39f >	<Fzeta10a39f >	<Fcsi10a40f >	<Feta10a40f >	<Fzeta10a40f >
12	<Fcsi11a39f >	<Feta11a39f >	<Fzeta11a39f >	<Fcsi11a40f >	<Feta11a40f >	<Fzeta11a40f >

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	634'725	190'418	-846'300	-634'725	190'418	-846'300
2	634'725	190'418	-846'300	-634'725	190'418	-846'300
3	634'725	190'418	-846'300	-634'725	190'418	-846'300
4	634'725	190'418	-846'300	-634'725	190'418	-846'300
5	634'725	190'418	-846'300	-634'725	190'418	-846'300
6	<Fcsi5a41f>	<Feta5a41f>	<Fzeta5a41f>	<Fcsi5a42f>	<Feta5a42f>	<Fzeta5a42f>
7	<Fcsi6a41f>	<Feta6a41f>	<Fzeta6a41f>	<Fcsi6a42f>	<Feta6a42f>	<Fzeta6a42f>
8	<Fcsi7a41f>	<Feta7a41f>	<Fzeta7a41f>	<Fcsi7a42f>	<Feta7a42f>	<Fzeta7a42f>
9	<Fcsi8a41f>	<Feta8a41f>	<Fzeta8a41f>	<Fcsi8a42f>	<Feta8a42f>	<Fzeta8a42f>
10	<Fcsi9a41f>	<Feta9a41f>	<Fzeta9a41f>	<Fcsi9a42f>	<Feta9a42f>	<Fzeta9a42f>
11	<Fcsi10a41f >	<Feta10a41f >	<Fzeta10a41f >	<Fcsi10a42f >	<Feta10a42f >	<Fzeta10a42f >
12	<Fcsi11a41f >	<Feta11a41f >	<Fzeta11a41f >	<Fcsi11a42f >	<Feta11a42f >	<Fzeta11a42f >

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	-634'725	-190'418	-846'300	634'725	-190'418	-846'300
2	-634'725	-190'418	-846'300	634'725	-190'418	-846'300

3	-634'725	-190'418	-846'300	634'725	-190'418	-846'300
4	-634'725	-190'418	-846'300	634'725	-190'418	-846'300
5	-634'725	-190'418	-846'300	634'725	-190'418	-846'300
6	<Fcsi5a43f>	<Feta5a43f>	<Fzeta5a43f>	<Fcsi5a44f>	<Feta5a44f>	<Fzeta5a44f>
7	<Fcsi6a43f>	<Feta6a43f>	<Fzeta6a43f>	<Fcsi6a44f>	<Feta6a44f>	<Fzeta6a44f>
8	<Fcsi7a43f>	<Feta7a43f>	<Fzeta7a43f>	<Fcsi7a44f>	<Feta7a44f>	<Fzeta7a44f>
9	<Fcsi8a43f>	<Feta8a43f>	<Fzeta8a43f>	<Fcsi8a44f>	<Feta8a44f>	<Fzeta8a44f>
10	<Fcsi9a43f>	<Feta9a43f>	<Fzeta9a43f>	<Fcsi9a44f>	<Feta9a44f>	<Fzeta9a44f>
11	<Fcsi10a43f >	<Feta10a43f >	<Fzeta10a43f >	<Fcsi10a44f >	<Feta10a44f >	<Fzeta10a44f >
12	<Fcsi11a43f >	<Feta11a43f >	<Fzeta11a43f >	<Fcsi11a44f >	<Feta11a44f >	<Fzeta11a44f >

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	<Fcsi5a45f>	<Feta5a45f>	<Fzeta5a45f>	<Fcsi5a46f>	<Feta5a46f>	<Fzeta5a46f>
7	<Fcsi6a45f>	<Feta6a45f>	<Fzeta6a45f>	<Fcsi6a46f>	<Feta6a46f>	<Fzeta6a46f>
8	<Fcsi7a45f>	<Feta7a45f>	<Fzeta7a45f>	<Fcsi7a46f>	<Feta7a46f>	<Fzeta7a46f>
9	<Fcsi8a45f>	<Feta8a45f>	<Fzeta8a45f>	<Fcsi8a46f>	<Feta8a46f>	<Fzeta8a46f>
10	<Fcsi9a45f>	<Feta9a45f>	<Fzeta9a45f>	<Fcsi9a46f>	<Feta9a46f>	<Fzeta9a46f>
11	<Fcsi10a45f >	<Feta10a45f >	<Fzeta10a45f >	<Fcsi10a46f >	<Feta10a46f >	<Fzeta10a46f >
12	<Fcsi11a45f >	<Feta11a45f >	<Fzeta11a45f >	<Fcsi11a46f >	<Feta11a46f >	<Fzeta11a46f >

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	<Fcsi4a48f>	<Feta4a48f>	<Fzeta4a48f>
6	<Fcsi5a47f>	<Feta5a47f>	<Fzeta5a47f>	<Fcsi5a48f>	<Feta5a48f>	<Fzeta5a48f>
7	<Fcsi6a47f>	<Feta6a47f>	<Fzeta6a47f>	<Fcsi6a48f>	<Feta6a48f>	<Fzeta6a48f>
8	<Fcsi7a47f>	<Feta7a47f>	<Fzeta7a47f>	<Fcsi7a48f>	<Feta7a48f>	<Fzeta7a48f>
9	<Fcsi8a47f>	<Feta8a47f>	<Fzeta8a47f>	<Fcsi8a48f>	<Feta8a48f>	<Fzeta8a48f>
10	<Fcsi9a47f>	<Feta9a47f>	<Fzeta9a47f>	<Fcsi9a48f>	<Feta9a48f>	<Fzeta9a48f>
11	<Fcsi10a47f >	<Feta10a47f >	<Fzeta10a47f >	<Fcsi10a48f >	<Feta10a48f >	<Fzeta10a48f >
12	<Fcsi11a47f >	<Feta11a47f >	<Fzeta11a47f >	<Fcsi11a48f >	<Feta11a48f >	<Fzeta11a48f >

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	<Fcsi4a49f>	<Feta4a49f>	<Fzeta4a49f>	<Fcsi4a50f>	<Feta4a50f>	<Fzeta4a50f>
6	<Fcsi5a49f>	<Feta5a49f>	<Fzeta5a49f>	<Fcsi5a50f>	<Feta5a50f>	<Fzeta5a50f>
7	<Fcsi6a49f>	<Feta6a49f>	<Fzeta6a49f>	<Fcsi6a50f>	<Feta6a50f>	<Fzeta6a50f>
8	<Fcsi7a49f>	<Feta7a49f>	<Fzeta7a49f>	<Fcsi7a50f>	<Feta7a50f>	<Fzeta7a50f>
9	<Fcsi8a49f>	<Feta8a49f>	<Fzeta8a49f>	<Fcsi8a50f>	<Feta8a50f>	<Fzeta8a50f>
10	<Fcsi9a49f>	<Feta9a49f>	<Fzeta9a49f>	<Fcsi9a50f>	<Feta9a50f>	<Fzeta9a50f>
11	<Fcsi10a49f >	<Feta10a49f >	<Fzeta10a49f >	<Fcsi10a50f >	<Feta10a50f >	<Fzeta10a50f >
12	<Fcsi11a49f >	<Feta11a49f >	<Fzeta11a49f >	<Fcsi11a50f >	<Feta11a50f >	<Fzeta11a50f >

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	190'418	634'725	-846'300	-190'418	634'725	-846'300
2	190'418	634'725	-846'300	-190'418	634'725	-846'300

3	190'418	634'725	-846'300	-190'418	634'725	-846'300
4	190'418	634'725	-846'300	-190'418	634'725	-846'300
5	<Fcsi4a51f>	<Feta4a51f>	<Fzeta4a51f>	<Fcsi4a52f>	<Feta4a52f>	<Fzeta4a52f>
6	<Fcsi5a51f>	<Feta5a51f>	<Fzeta5a51f>	<Fcsi5a52f>	<Feta5a52f>	<Fzeta5a52f>
7	<Fcsi6a51f>	<Feta6a51f>	<Fzeta6a51f>	<Fcsi6a52f>	<Feta6a52f>	<Fzeta6a52f>
8	<Fcsi7a51f>	<Feta7a51f>	<Fzeta7a51f>	<Fcsi7a52f>	<Feta7a52f>	<Fzeta7a52f>
9	<Fcsi8a51f>	<Feta8a51f>	<Fzeta8a51f>	<Fcsi8a52f>	<Feta8a52f>	<Fzeta8a52f>
10	<Fcsi9a51f>	<Feta9a51f>	<Fzeta9a51f>	<Fcsi9a52f>	<Feta9a52f>	<Fzeta9a52f>
11	<Fcsi10a51f >	<Feta10a51f >	<Fzeta10a51f >	<Fcsi10a52f >	<Feta10a52f >	<Fzeta10a52f >
12	<Fcsi11a51f >	<Feta11a51f >	<Fzeta11a51f >	<Fcsi11a52f >	<Feta11a52f >	<Fzeta11a52f >

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	-190'418	-634'725	-846'300	190'418	-634'725	-846'300
2	-190'418	-634'725	-846'300	190'418	-634'725	-846'300
3	-190'418	-634'725	-846'300	190'418	-634'725	-846'300
4	-190'418	-634'725	-846'300	190'418	-634'725	-846'300
5	<Fcsi4a53f>	<Feta4a53f>	<Fzeta4a53f>	<Fcsi4a54f>	<Feta4a54f>	<Fzeta4a54f>
6	<Fcsi5a53f>	<Feta5a53f>	<Fzeta5a53f>	<Fcsi5a54f>	<Feta5a54f>	<Fzeta5a54f>
7	<Fcsi6a53f>	<Feta6a53f>	<Fzeta6a53f>	<Fcsi6a54f>	<Feta6a54f>	<Fzeta6a54f>
8	<Fcsi7a53f>	<Feta7a53f>	<Fzeta7a53f>	<Fcsi7a54f>	<Feta7a54f>	<Fzeta7a54f>
9	<Fcsi8a53f>	<Feta8a53f>	<Fzeta8a53f>	<Fcsi8a54f>	<Feta8a54f>	<Fzeta8a54f>
10	<Fcsi9a53f>	<Feta9a53f>	<Fzeta9a53f>	<Fcsi9a54f>	<Feta9a54f>	<Fzeta9a54f>
11	<Fcsi10a53f >	<Feta10a53f >	<Fzeta10a53f >	<Fcsi10a54f >	<Feta10a54f >	<Fzeta10a54f >
12	<Fcsi11a53f >	<Feta11a53f >	<Fzeta11a53f >	<Fcsi11a54f >	<Feta11a54f >	<Fzeta11a54f >

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	<Fcsi4a55f>	<Feta4a55f>	<Fzeta4a55f>	<Fcsi4a56f>	<Feta4a56f>	<Fzeta4a56f>
6	<Fcsi5a55f>	<Feta5a55f>	<Fzeta5a55f>	<Fcsi5a56f>	<Feta5a56f>	<Fzeta5a56f>
7	<Fcsi6a55f>	<Feta6a55f>	<Fzeta6a55f>	<Fcsi6a56f>	<Feta6a56f>	<Fzeta6a56f>
8	<Fcsi7a55f>	<Feta7a55f>	<Fzeta7a55f>	<Fcsi7a56f>	<Feta7a56f>	<Fzeta7a56f>
9	<Fcsi8a55f>	<Feta8a55f>	<Fzeta8a55f>	<Fcsi8a56f>	<Feta8a56f>	<Fzeta8a56f>
10	<Fcsi9a55f>	<Feta9a55f>	<Fzeta9a55f>	<Fcsi9a56f>	<Feta9a56f>	<Fzeta9a56f>
11	<Fcsi10a55f >	<Feta10a55f >	<Fzeta10a55f >	<Fcsi10a56f >	<Feta10a56f >	<Fzeta10a56f >
12	<Fcsi11a55f >	<Feta11a55f >	<Fzeta11a55f >	<Fcsi11a56f >	<Feta11a56f >	<Fzeta11a56f >

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	<Fcsi4a57f>	<Feta4a57f>	<Fzeta4a57f>	<Fcsi4a58f>	<Feta4a58f>	<Fzeta4a58f>
6	<Fcsi5a57f>	<Feta5a57f>	<Fzeta5a57f>	<Fcsi5a58f>	<Feta5a58f>	<Fzeta5a58f>
7	<Fcsi6a57f>	<Feta6a57f>	<Fzeta6a57f>	<Fcsi6a58f>	<Feta6a58f>	<Fzeta6a58f>
8	<Fcsi7a57f>	<Feta7a57f>	<Fzeta7a57f>	<Fcsi7a58f>	<Feta7a58f>	<Fzeta7a58f>
9	<Fcsi8a57f>	<Feta8a57f>	<Fzeta8a57f>	<Fcsi8a58f>	<Feta8a58f>	<Fzeta8a58f>
10	<Fcsi9a57f>	<Feta9a57f>	<Fzeta9a57f>	<Fcsi9a58f>	<Feta9a58f>	<Fzeta9a58f>
11	<Fcsi10a57f >	<Feta10a57f >	<Fzeta10a57f >	<Fcsi10a58f >	<Feta10a58f >	<Fzeta10a58f >
12	<Fcsi11a57f >	<Feta11a57f >	<Fzeta11a57f >	<Fcsi11a58f >	<Feta11a58f >	<Fzeta11a58f >

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	<Fcsi4a59f>	<Feta4a59f>	<Fzeta4a59f>	<Fcsi4a60f>	<Feta4a60f>	<Fzeta4a60f>
6	<Fcsi5a59f>	<Feta5a59f>	<Fzeta5a59f>	<Fcsi5a60f>	<Feta5a60f>	<Fzeta5a60f>
7	<Fcsi6a59f>	<Feta6a59f>	<Fzeta6a59f>	<Fcsi6a60f>	<Feta6a60f>	<Fzeta6a60f>
8	<Fcsi7a59f>	<Feta7a59f>	<Fzeta7a59f>	<Fcsi7a60f>	<Feta7a60f>	<Fzeta7a60f>
9	<Fcsi8a59f>	<Feta8a59f>	<Fzeta8a59f>	<Fcsi8a60f>	<Feta8a60f>	<Fzeta8a60f>
10	<Fcsi9a59f>	<Feta9a59f>	<Fzeta9a59f>	<Fcsi9a60f>	<Feta9a60f>	<Fzeta9a60f>
11	<Fcsi10a59f >	<Feta10a59f >	<Fzeta10a59f >	<Fcsi10a60f >	<Feta10a60f >	<Fzeta10a60f >
12	<Fcsi11a59f >	<Feta11a59f >	<Fzeta11a59f >	<Fcsi11a60f >	<Feta11a60f >	<Fzeta11a60f >

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** = <Pterra> 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** = <Bc> 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** = <qrilev> N/m².

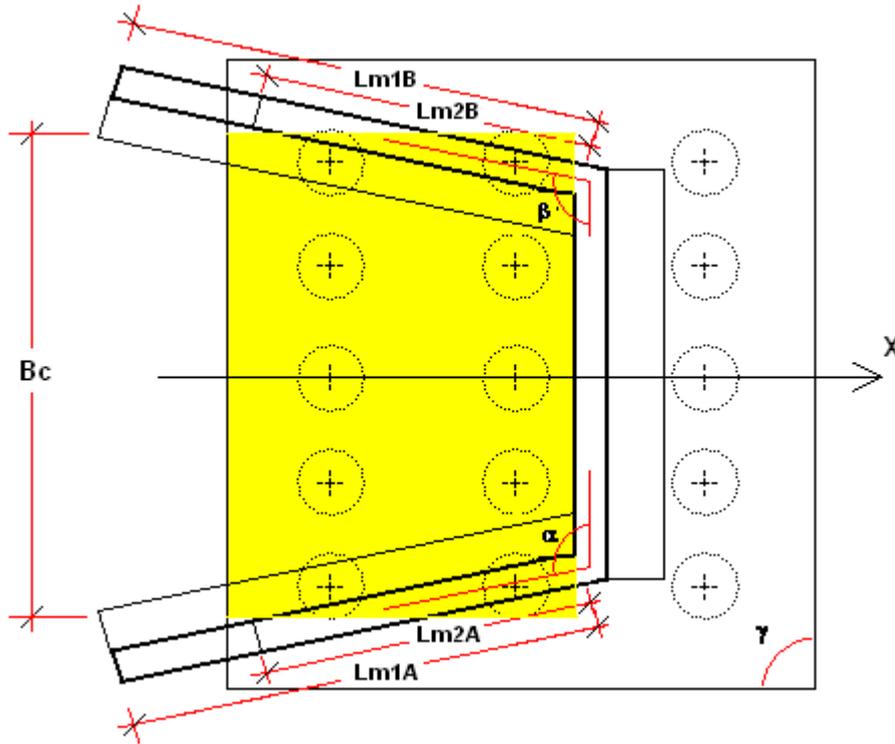


Fig. 8

11.4. SPINTA STATICA SOVRACCARICO

Spinta <Spinta>

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:

$$\langle Kstat_text \rangle = \langle Kstat \rangle$$

$$\sigma_q = q * \langle Kstat_text \rangle = \langle Sigmaq \rangle \text{ N/m}^2$$

Dove:

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

$$\langle Kstat_text \rangle = \quad \langle formula_K \rangle$$

$\phi, \psi, \lambda, \delta, (\theta = 0)$, 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 $\sigma_{stat} = K \cdot \gamma \cdot (H_s + H_p) = \langle \text{SigmaStat} \rangle \text{ N/m}^2$

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

$K = K_0$ 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 $S = \langle S \rangle$

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

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 $\sigma_{sism} = \langle KKK \rangle \cdot \gamma \cdot (H_s + H_p) = \langle \text{SigmaSism} \rangle \text{ N/m}^2$

alla sommità dei muri $\sigma_{sism} = 0$

$\langle \text{Incremento_spinta} \rangle \langle \text{DeltaP} \rangle \langle \text{N/mquadro} \rangle$

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

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

<Per il calcolo di Kv:>

$K_h = S^*(ag/g)/r = <K_{hsism}>$ (r = 1 struttura rigida)

$K_v = 0.5*K_h = <K_{vsism}>$

<Per il calcolo di K:>

<formula_Ksism>

<Ksism>

<Dove $\tan(\theta) = K_h/(1 \pm K_v)$ (si assume il segno tale da massimizzare K).>

<fi, psi, lambda, delta angoli definiti nei Parametri meccanici.>

11.7. AZIONI SISMICHE

Spessore di terreno accelerato dal sisma in direzione longitudinale $L_{tl} = \langle L_{tl} \rangle$ m

Spessore di terreno accelerato dal sisma in direzione trasversale $L_{tt} = \langle L_{tt} \rangle$ m

Le azioni sismiche sono le seguenti:

SISMA +X

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

$$K_h * g = \langle K_h * g \rangle \text{ m/sec}^2$$

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

$$\gamma * K_h * L_{tl} = \langle \gamma * K_h * L_{tl} \rangle \text{ N/m}^2$$

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

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

SISMA -X

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

$$K_h * g = \langle K_h * g \rangle \text{ m/sec}^2$$

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

SISMA +Y

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

$$K_h \cdot g = \langle K_h \cdot g \rangle \text{ m/sec}^2$$

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

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

$$K_h \cdot g = \langle K_h \cdot g \rangle \text{ m/sec}^2$$

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

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

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

Le azioni sismiche in direzione Z vengono trascurate.

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: Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLUENV 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	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLEfreqENV

	SLEfreqENV	(comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Y_Fxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLEfreqENV
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): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLEfreqENV 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 veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLEqpermENV 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_ SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SISMYprevENV 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): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mxmax_SISMYprevENV

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 <Increm_spinta_sism_ter_and_A> <Increm_spinta_sism_ter_and_B> <Increm_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



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: q₆ (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: q₆ (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: q₆ (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: q₆ (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, q₆ (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, q₆ (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, q₆ (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: $g1, g2, e2, e3, q1, q2, q3, q4, q5, q7, qsovrac$ (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: $g1, g2, e2, e3, q1, q2, q3, q4, q5, q7, qsovrac$ (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: $g1, g2, e2, e3, q1, q2, q5, q7, qsovrac$ (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	ψ_{2SLE}	0.00
63 Spinta_sovrac	ψ_{2SLE}	0.00
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.00

ENV_SLE_qperm

Tipo di azione: $g1, g2, e2, e3, q7, qsovrac$ (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	ψ_{2SLE}	0.00
63 Spinta_sovrac	ψ_{2SLE}	0.00
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.00

ENV_SISM

Tipo di azione: $g1, g2, e2, e3, q6, qsovrac$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	ψ_{2SISM}	0.00
63 Spinta_sovrac	ψ_{2SISM}	0.00
65 Spinta_sism_ter	1.00	0.00

ALLEGATO – PARTE B : IMPALCATO IN C.A.P.



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 16: PONTE SU CANALE DI 'CENTO'
RELAZIONE DI CALCOLO

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

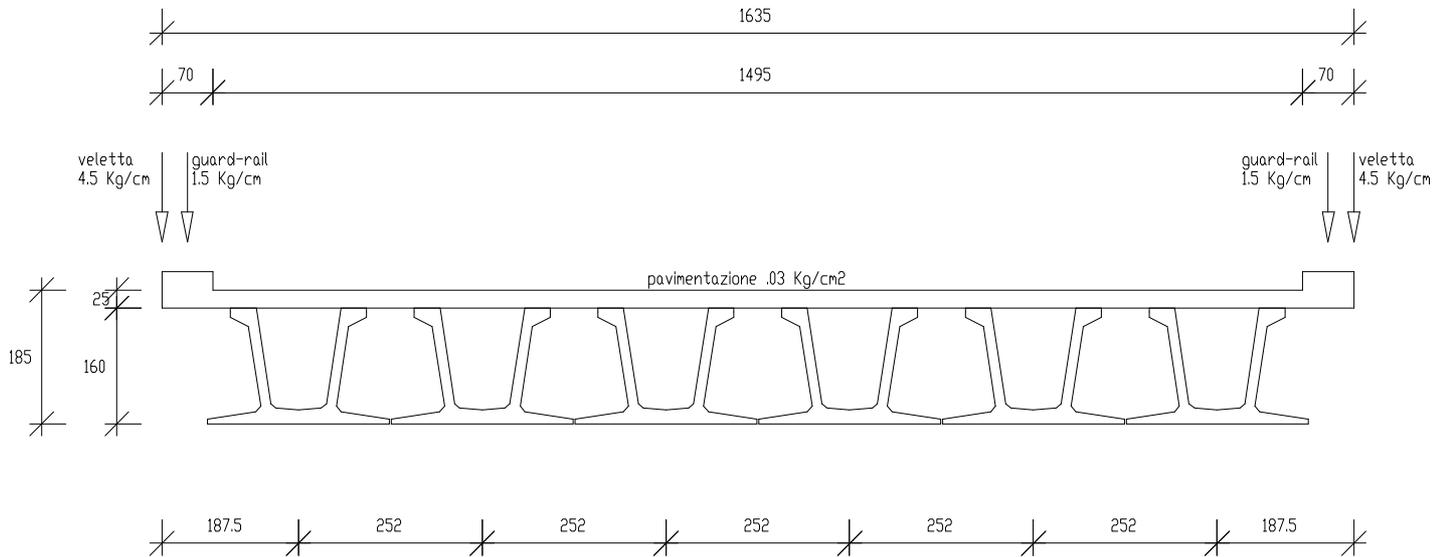
I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici (=25.4 mm).

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	3200.000
Larghezza cordolo sinistro	70.000
Larghezza carreggiata	1495.000
Larghezza cordolo destro	70.000
Larghezza fuori tutto	1635.000
Tipo travi	UH160
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 cassetatura, si procede al getto del calcestruzzo.

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

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

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.

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

Rckj 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:

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

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

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

al taglio dei trefoli

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

a cadute avvenute

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

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

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:

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

La resistenza di calcolo a compressione vale:

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

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

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

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

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

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

18.3.ACCIAIO PER C.A.P.

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

carico a rottura f_{ptk} ≥ 19000.00 DaN/cm²

carico caratteristico all'1% $f_{p(1)k}$ ≥ 17000.00 DaN/cm²

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

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

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

In entrambi i casi è ammessa una sovratensione pari

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

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

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

Essendo:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

$$\rho_{1000} = 2.5$$

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

si ottiene

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

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

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

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

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

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

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 Méthod Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

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

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

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
ortotropia nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due
direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai
legami costitutivi dei materiali.

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

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

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

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

Si considera una condizione di carico

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

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

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

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

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

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

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

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

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

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

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

- a) dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);
- b) dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico
- c) dal rapporto di rigidezza torsionale 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; $x= 1600.00$ 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 =	3200
Interasse traversi	L1 =	1
Semilarghezza teorica impalcato	B =	756
Interasse travi	B1 =	252

Trave :

Traverso :

Ap =	15131	Ae =	20	cm ²
Dp =	106	De =	10	cm
Jp =	75237548	Je =	667	cm ⁴
Cp =	17873575	Ce =	667	cm ⁴

Larghezza soletta collaborante con trave = 252.00

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

Theta = 1.087 Radice alfa = 1.000

Si calcolano i coefficienti d'influenza della la 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	0.05	-0.07	-0.19	-0.27	-0.16	0.39	1.69	3.79	5.94
K1	0.05	0.08	0.14	0.27	0.52	0.97	1.71	2.66	3.31
K α	0.05	0.08	0.14	0.27	0.52	0.97	1.71	2.66	3.31

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

$\mu\alpha$	-.0110	-.0122	-.0114	0.0033	0.0722	0.0033	-.0114	-.0122	-.0110
-------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

22. ANALISI DEI CARICHI

22.1. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI

Peso proprio trave (tratto in campata)	22.078 Kg/cm
(tratto d'estremita')	31.748 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	3.377	-.01085
guard-rail	1.5000	-782.500	0.043	-.01085
veletta	4.5000	817.500	3.468	-.01062
veletta	4.5000	-817.500	0.038	-.01062

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/cm²]
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 la 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	2.809
Corsia Numero 2	20000	0.025	297.500	1.358
Corsia Numero 3	10000	0.025	-2.500	0.516
Corsia Numero 4	0	0.025	-302.500	0.182
Rimanente	0	0.025	-600.000	0.071

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	-	-	-	-	-	-
32	-	-	-	-	-	-
64	638288	-22525664	-58670	2070495	-55133	4868994
96	638288	-22525664	-58257	2055947	-54375	4802050
128	638288	-22525664	-57854	2041724	-53634	4736563
160	837753	-30775760	-88622	3255630	-80527	7222587
192	837753	-30775760	-88098	3236359	-79570	7136759
224	837753	-30775760	-87585	3217521	-78635	7052861
256	837753	-30775760	-87084	3199116	-77721	6970891
288	837753	-30775760	-86595	3181145	-76828	6890850
320	837753	-30775760	-86117	3163606	-75957	6812737
352	837753	-30775760	-85652	3146501	-75108	6736553
384	1037218	-39859224	-122550	4709466	-105623	9646869
416	1037218	-39859224	-121980	4687584	-104593	9552870
448	1037218	-39859224	-121426	4666285	-103592	9461378

480	1037218	-39859224	-120887	4645570	-102617	9372393
512	1037218	-39859224	-120363	4625438	-101671	9285914
544	1037218	-39859224	-119855	4605890	-100751	9201942
576	1236683	-49757293	-163607	6582657	-135286	12595509
608	1236683	-49757293	-163014	6558790	-134224	12496661
640	1236683	-49757293	-162440	6535680	-133196	12400951
672	1236683	-49757293	-161884	6513328	-132202	12308380
704	1236683	-49757293	-161348	6491734	-131241	12218947
736	1236683	-49757293	-160830	6470897	-130314	12132651
768	1236683	-49757293	-160331	6450818	-129421	12049494
800	1236683	-49757293	-159850	6431497	-128562	11969474
832	1236683	-49757293	-159389	6412934	-127736	11892593
864	1236683	-49757293	-158946	6395128	-126944	11818849
896	1236683	-49757293	-158523	6378080	-126186	11748244
928	1236683	-49757293	-158118	6361789	-125461	11680777
960	1236683	-49757293	-157732	6346256	-124770	11616447
992	1236683	-49757293	-157365	6331481	-124113	11555256
1024	1236683	-49757293	-157016	6317464	-123489	11497203
1056	1236683	-49757293	-156687	6304204	-122899	11442287
1088	1236683	-49757293	-156376	6291702	-122343	11390510
1120	1236683	-49757293	-156084	6279958	-121821	11341871
1152	1236683	-49757293	-155811	6268972	-121332	11296370
1184	1236683	-49757293	-155557	6258743	-120877	11254006
1216	1236683	-49757293	-155321	6249272	-120456	11214781
1248	1236683	-49757293	-155105	6240558	-120068	11178694
1280	1236683	-49757293	-154907	6232602	-119714	11145745

1312	1236683	-49757293	-154728	6225404	-119394	11115934
1344	1236683	-49757293	-154568	6218964	-119108	11089260
1376	1236683	-49757293	-154427	6213281	-118855	11065725
1408	1236683	-49757293	-154304	6208356	-118636	11045328
1440	1236683	-49757293	-154201	6204189	-118450	11028069
1472	1236683	-49757293	-154116	6200779	-118299	11013948
1504	1236683	-49757293	-154050	6198127	-118181	11002965
1536	1236683	-49757293	-154003	6196233	-118096	10995120
1600	1236683	-49757293	-153965	6194718	-118029	10988844

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
32	1137341	993168	678882	2022404
64	2242261	1966272	1344049	4003472
96	3317631	2919312	1995501	5943202
128	4368893	3852288	2633239	7841595
160	5397545	4765200	3257262	9698651
192	6403590	5658048	3867570	11514370
224	7387027	6530832	4464163	13288753
256	8347856	7383552	5047041	15021798
288	9286077	8216208	5616205	16713506
320	10201691	9028800	6171654	18363877



352	11094697	9821328	6713388	19972911
384	11965095	10593792	7241407	21540608
416	12812885	11346192	7755712	23066968
448	13638068	12078528	8256302	24551991
480	14440643	12790800	8743176	25995676
512	15220610	13483008	9216337	27398025
544	15977969	14155152	9675782	28759037
576	16712721	14807232	10121513	30078712
608	17424865	15439248	10553528	31357050
640	18114401	16051200	10971829	32594050
672	18781329	16643088	11376416	33789714
704	19425650	17214912	11767287	34944041
736	20047363	17766672	12144444	36057030
768	20646468	18298368	12507885	37128683
800	21222966	18810000	12857612	38158999
832	21776856	19301568	13193625	39147977
864	22308138	19773072	13515922	40095619
896	22816812	20224512	13824505	41001923
928	23302878	20655888	14119373	41866891
960	23766337	21067200	14400526	42690521
992	24207188	21458448	14667964	43472815
1024	24625431	21829632	14921688	44213771
1056	25021067	22180752	15161697	44913390
1088	25394095	22511808	15387991	45571673
1120	25744515	22822800	15600570	46188618

1152	26072327	23113728	15799434	46764226
1184	26377531	23384592	15984584	47298497
1216	26660128	23635392	16156019	47791432
1248	26920117	23866128	16313739	48243029
1280	27157499	24076800	16457744	48653289
1312	27372272	24267408	16588034	49022212
1344	27564438	24437952	16704610	49349798
1376	27733996	24588432	16807471	49636047
1408	27880946	24718848	16896617	49880959
1440	28005289	24829200	16972048	50084534
1472	28107024	24919488	17033765	50246772
1504	28186151	24989712	17081767	50367673
1536	28242670	25039872	17116054	50447237
1600	28287886	25080000	17143483	50482354

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	36050	31350	21429	63846
32	35034	30723	21001	62951
64	34037	30096	20572	62055
96	33207	29469	20144	61160
128	32499	28842	19715	60264
160	31792	28215	19286	59369



192	31086	27588	18858	58473
224	30379	26961	18429	57578
256	29673	26334	18001	56682
288	28966	25707	17572	55787
320	28260	25080	17143	54891
352	27553	24453	16715	53996
384	26847	23826	16286	53100
416	26140	23199	15858	52205
448	25434	22572	15429	51309
480	24727	21945	15001	50414
512	24021	21318	14572	49518
544	23314	20691	14143	48623
576	22608	20064	13715	47728
608	21901	19437	13286	46832
640	21195	18810	12858	45937
672	20488	18183	12429	45041
704	19782	17556	12000	44146
736	19075	16929	11572	43250
768	18369	16302	11143	42355
800	17662	15675	10715	41459
832	16956	15048	10286	40564
864	16249	14421	9858	39668
896	15543	13794	9429	38773
928	14836	13167	9000	37877
960	14130	12540	8572	36982



992	13423	11913	8143	36086
1024	12717	11286	7715	35191
1056	12010	10659	7286	34295
1088	11304	10032	6857	33400
1120	10597	9405	6429	32505
1152	9891	8778	6000	31609
1184	9184	8151	5572	30714
1216	8478	7524	5143	29818
1248	7771	6897	4714	28923
1280	7065	6270	4286	28027
1312	6358	5643	3857	27132
1344	5652	5016	3429	26236
1376	4945	4389	3000	25341
1408	4239	3762	2572	24445
1440	3532	3135	2143	23550
1472	2826	2508	1714	22654
1504	2119	1881	1286	21759
1536	1413	1254	857	20863
1600	0	0	0	19072

23.4.MOMENTO TORCENTE - SOLLECITAZIONI - T(KGCM)

sezione cm	T accidentale kgcm	T 2^a fase kgcm
0	983045	1391484
32	992893	1384674
64	1002741	1377863
96	1012588	1371053
128	1022436	1364242
160	1032284	1357432
192	1042132	1350622
224	1051980	1343811
256	1061827	1337001
288	1071675	1330190
320	1081523	1323380
352	1073546	1303615
384	1065569	1283851
416	1057592	1264086
448	1049615	1244322
480	1041638	1224557
512	1033660	1204792
544	1025683	1185028
576	1017706	1165263

608	1009729	1145499
640	1001752	1125734
672	976396	1094950
704	951040	1064166
736	925685	1033382
768	900329	1002598
800	874973	971814
832	849617	941030
864	824261	910246
896	798906	879462
928	773550	848678
960	748194	817894
992	711082	779104
1024	673970	740314
1056	636858	701523
1088	599746	662733
1120	562635	623943
1152	525523	585153
1184	488411	546363
1216	451299	507572
1248	414187	468782
1280	377075	429992
1312	338345	386993
1344	299616	343994
1376	260886	300994
1408	222156	257995

1440	183427	214996
1472	144697	171997
1504	105967	128998
1536	67237	85998
1600	-10222	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	-	88,02	-88,02
PERMANENTI NON STRUTTURALI	-214,5134991	42,25	-42,25
ACCIDENTALI (positivi)	2618,031547	1552,42	-
ACCIDENTALI (negativi)	-1080,651904	-	-1528,66

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

25. TRAVE PREFABBRICATA UH160

Coeff. torsione (per calcolo Massonnet) = 17873575.000

Area torsionale (per calcolo tensioni) = 17513.0000

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	-68.300	134.000	-68.300	134.000
6	-93.000	147.000	-93.000	147.000
7	-93.000	155.000	-93.000	155.000
8	-93.000	160.000	-93.000	160.000
9	-43.800	160.000	-58.000	160.000
10	-24.300	27.000	-38.200	28.100
11	-17.000	20.400	-31.300	21.600
12	0.000	19.000	0.000	19.000

13	17.000	20.400	31.300	21.600
14	24.300	27.000	38.200	28.100
15	43.800	160.000	58.000	160.000
16	93.000	160.000	93.000	160.000
17	93.000	155.000	93.000	155.000
18	93.000	147.000	93.000	147.000
19	68.300	134.000	68.300	134.000
20	51.900	24.700	51.900	24.700
21	58.600	16.500	58.600	16.500
22	125.000	7.000	125.000	7.000
23	125.000	0.000	125.000	0.000

Sezione in campata Spessore complessivo anime = 28.400
 Area sezione di calcestruzzo = 8831.150
 quota z baricentro = 59.117
 J baricentrico = 27640070.780

Sezione di estremita' Spessore complessivo anime = 56.000
 Area sezione di calcestruzzo = 12699.380
 quota z baricentro = 68.861
 J baricentrico = 36586940.017

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
155.00	2		
149.00			
135.00			
129.00			
80.00	2		
60.00			
43.50			
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	22.938	12378.2	67.07	36206907
1600.00	86.180	16.919	9262.0	57.15	28722054

ascissa	sezione trave + soletta		
	At	dt	Jt
0.00	<sezione non precompressa>		
57.00	20215.7	107.94	89957659
1600.00	17099.5	110.02	85611515

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/cm^q e quindi si utilizza una tensione iniziale sul trefolo pari a $14500 - 150 = 14350$ kg/cm^q)

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 all'estradosso della trave

σ i all'intradosso della trave

c) dopo il getto della soletta

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

σ e all'estradosso della trave

σ i all'intradosso della trave

SECONDA FASE (TRAVE + SOLETTA)

d) impalcato scarico

Le residue cadute di tensione nell'acciaio sono:

per rilassamento acciaio -344.09

per ritiro calcestruzzo -300.00

che saranno ancora costanti lungo la trave, mentre

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

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 e all'estradosso della trave

σ_i i all'intradosso della trave

σ_s s al lembo superiore della soletta

σ_s 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 e all'estradosso della trave

σ_i i all'intradosso della trave

σ_s s al lembo superiore della soletta

σ_s 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	
64	-2,559	112,303	-1,582	101,555	5,501	97,503
96	1,314	110,087	2,285	99,415	12,800	93,398
128	5,101	107,920	6,065	97,322	19,941	89,383
160	0,531	143,606	2,529	127,250	19,671	117,527
192	4,150	141,553	6,136	125,294	26,491	113,750
224	7,688	139,547	9,662	123,382	33,157	110,058
256	11,144	137,587	13,108	121,514	39,670	106,450
288	14,519	135,672	16,472	119,690	46,029	102,927
320	17,813	133,804	19,755	117,910	52,236	99,489
352	21,026	131,982	22,957	116,174	58,289	96,136
384	12,679	169,084	16,257	146,255	54,294	124,892
416	15,723	167,374	19,284	144,652	60,022	121,771
448	18,685	165,710	22,231	143,091	65,598	118,733
480	21,567	164,092	25,096	141,573	71,022	115,779
512	24,368	162,519	27,882	140,098	76,292	112,908
544	27,087	160,992	30,586	138,665	81,410	110,120
576	15,198	199,277	21,104	168,514	74,125	139,049
608	17,748	197,860	23,633	167,208	78,917	136,486
640	20,217	196,488	26,081	165,944	83,556	134,004
672	22,605	195,160	28,449	164,721	88,044	131,603
704	24,912	193,878	30,737	163,540	92,379	129,284
736	27,138	192,641	32,944	162,400	96,562	127,047
768	29,283	191,449	35,071	161,302	100,593	124,890



800	31,348	190,302	37,118	160,245	104,472	122,815
832	33,331	189,200	39,085	159,230	108,199	120,822
864	35,233	188,142	40,971	158,256	111,774	118,909
896	37,055	187,130	42,778	157,323	115,196	117,079
928	38,795	186,163	44,503	156,432	118,467	115,329
960	40,455	185,241	46,149	155,582	121,585	113,661
992	42,033	184,364	47,714	154,774	124,551	112,074
1024	43,531	183,531	49,199	154,008	127,366	110,569
1056	44,948	182,744	50,604	153,282	130,028	109,145
1088	46,283	182,002	51,929	152,598	132,538	107,802
1120	47,538	181,304	53,173	151,956	134,895	106,541
1152	48,712	180,652	54,337	151,355	137,101	105,361
1184	49,805	180,045	55,421	150,795	139,155	104,263
1216	50,817	179,482	56,424	150,277	141,056	103,245
1248	51,748	178,965	57,347	149,801	142,805	102,310
1280	52,598	178,493	58,190	149,366	144,403	101,455
1312	53,367	178,065	58,953	148,972	145,848	100,682
1344	54,055	177,683	59,635	148,620	147,141	99,991
1376	54,662	177,346	60,237	148,309	148,282	99,380
1408	55,188	177,053	60,759	148,039	149,270	98,851
1440	55,633	176,806	61,200	147,811	150,107	98,404
1472	55,998	176,603	61,561	147,625	150,792	98,038
1504	56,281	176,446	61,842	147,480	151,324	97,753
1536	56,483	176,333	62,043	147,376	151,704	97,549
1600	56,645	176,243	62,204	147,293	152,009	97,387

sezione (cm)	FASE D			FASE E		
	σ sup	σ inf	σ soletta sup	σ sup	σ inf	σ soletta sup
64	5,079	87,753	1,035	8,200	80,630	5,758
96	12,384	83,783	1,021	17,018	73,208	8,031
128	19,530	79,898	1,007	25,644	65,945	10,257
160	19,141	103,265	1,616	26,707	86,197	13,030
192	25,967	99,657	1,596	34,949	79,394	15,148
224	32,639	96,130	1,578	43,006	72,743	17,219
256	39,158	92,684	1,559	50,877	66,247	19,241
288	45,524	89,320	1,541	58,563	59,904	21,215
320	51,736	86,036	1,524	66,064	53,714	23,141
352	57,794	82,834	1,507	73,378	47,678	25,019
384	53,725	106,132	2,274	70,533	68,667	27,563
416	59,459	103,194	2,252	77,460	63,072	29,333
448	65,041	100,335	2,230	84,201	57,628	31,057
480	70,469	97,553	2,209	90,757	52,333	32,732
512	75,745	94,850	2,189	97,128	47,189	34,359
544	80,868	92,225	2,169	103,313	42,195	35,939
576	73,566	114,950	3,119	97,034	63,288	38,326
608	78,362	112,576	3,095	102,828	58,716	39,800
640	83,006	110,278	3,071	108,439	54,290	41,226
672	87,498	108,054	3,048	113,864	50,010	42,604
704	91,837	105,906	3,026	119,106	45,876	43,935
736	96,024	103,834	3,005	124,163	41,888	45,219
768	100,059	101,836	2,984	129,035	38,047	46,455



800	103,941	99,915	2,964	133,723	34,352	47,644
832	107,671	98,068	2,945	138,227	30,802	48,785
864	111,249	96,297	2,927	142,546	27,399	49,879
896	114,675	94,601	2,910	146,681	24,142	50,926
928	117,949	92,981	2,893	150,632	21,031	51,925
960	121,070	91,436	2,877	154,398	18,066	52,877
992	124,039	89,966	2,862	157,980	15,248	53,781
1024	126,856	88,572	2,847	161,377	12,575	54,637
1056	129,520	87,253	2,834	164,590	10,048	55,447
1088	132,032	86,009	2,821	167,619	7,668	56,209
1120	134,392	84,841	2,809	170,463	5,434	56,923
1152	136,600	83,748	2,798	173,123	3,346	57,590
1184	138,655	82,731	2,787	175,598	1,404	58,210
1216	140,559	81,789	2,777	177,889	-0,392	58,782
1248	142,310	80,922	2,768	179,996	-2,042	59,307
1280	143,908	80,131	2,760	181,918	-3,546	59,784
1312	145,355	79,415	2,753	183,656	-4,903	60,214
1344	146,649	78,774	2,746	185,210	-6,115	60,596
1376	147,791	78,209	2,740	186,579	-7,180	60,931
1408	148,780	77,719	2,735	187,763	-8,099	61,218
1440	149,618	77,304	2,731	188,764	-8,872	61,459
1472	150,303	76,965	2,728	189,580	-9,499	61,651
1504	150,836	76,701	2,725	190,211	-9,980	61,796
1536	151,217	76,513	2,723	190,658	-10,315	61,894
1600	151,521	76,362	2,721	190,999	-10,546	61,947

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 elasticita' cls = 250000.00 Kg/cm²
 J trave = 28722054.2959 cm⁴
 f1 (freccia in mezzeria trave) = -4.67 cm (1/ 685 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 = 28722054.2959 cm⁴
 f2 (freccia dopo getto in opera) = -4.01 cm (1/ 798 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 = 85611515.2143 cm⁴

f3 (freccia a impalcato scarico) = -4.20 cm (1/ 759 L)

Carichi mobili

Modulo di elasticita' cls = 350000.00 Kg/cm²

J trave + soletta = 85611515.2143 cm⁴

freccia dovuta ai carichi mobili = 1.54 cm (1/ 1970 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) 161.53

σ_i 54.33

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) 176.55

σ_i 14.65

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

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

dove

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

Y_{tr} = baricentro dei trefoli inferiori considerati

N_{tr} = numero dei trefoli inferiori considerati

A_{tr} = area del trefolo

Il momento flettente sollecitante ultimo risulta dalla seguente

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

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

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

ed è pari a:

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

Sostituendo si hanno i seguenti valori:

$$M_{rdu,c} = 214148352 \text{ kgcm}$$

$$M_{Ed} = 165913048 \text{ kgcm}$$

Si ha quindi un coefficiente di sicurezza pari a $M_{rdu,c} / M_{Ed} = 1.29$

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

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

la resistenza per sollecitazioni torcenti del calcestruzzo si calcola con

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

dove

b_w è la larghezza minima della sezione

d è l'altezza utile della sezione

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	209326	3414337	626854	80409701	0,376
32	205256	3417416	626854	80409701	0,370
64	201212	3420495	371725	77117627	0,586
96	197393	3423574	360851	74841785	0,593
128	193739	3426652	348074	72172866	0,604
160	190087	3429731	344991	69808558	0,600
192	186435	3432810	329614	66697123	0,617
224	182783	3435889	313892	63515805	0,636
256	179131	3438968	298238	60348242	0,658
288	175479	3442047	282953	57255305	0,680
320	171827	3445126	274042	55452101	0,689
352	168175	3404710	274042	55452101	0,675
384	164523	3364294	274042	55452101	0,661
416	160871	3323878	274042	55452101	0,647
448	157219	3283462	274042	55452101	0,633
480	153567	3243046	274042	55452101	0,619
512	149915	3202630	274042	55452101	0,605
544	146263	3162214	274042	55452101	0,591
576	142611	3121798	274042	55452101	0,577
608	138959	3081382	274042	55452101	0,563
640	135307	3040966	274042	55452101	0,549
672	131655	2960560	274042	55452101	0,534
704	128003	2880154	274042	55452101	0,519
736	124351	2799747	274042	55452101	0,504

768	120699	2719341	274042	55452101	0,489
800	117047	2638935	274042	55452101	0,475
832	113395	2558528	274042	55452101	0,460
864	109743	2478122	274042	55452101	0,445
896	106091	2397716	274042	55452101	0,430
928	102439	2317309	274042	55452101	0,416
960	98787	2236903	274042	55452101	0,401
992	95135	2128617	274042	55452101	0,386
1024	91483	2020330	274042	55452101	0,370
1056	87832	1912044	274042	55452101	0,355
1088	84180	1803757	274042	55452101	0,340
1120	80528	1695471	274042	55452101	0,324
1152	76876	1587185	274042	55452101	0,309
1184	73224	1478898	274042	55452101	0,294
1216	69572	1370612	274042	55452101	0,279
1248	65920	1262326	274042	55452101	0,263
1280	62268	1154039	274042	55452101	0,248
1312	58616	1037255	274042	55452101	0,233
1344	54964	920471	274042	55452101	0,217
1376	51312	803688	274042	55452101	0,202
1408	47660	686904	274042	55452101	0,186
1440	44008	570120	274042	55452101	0,171
1472	40356	453336	274042	55452101	0,155
1504	36704	336552	274042	55452101	0,140
1536	33052	219768	274042	55452101	0,125
1600,0	25748	-13800	274042	55452101	0,094

29.2.2. VERIFICA DELL'ARMATURA TRASVERSALE D'ANIMA

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

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

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

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

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

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	armatura	Armatura	staffe
	V_{Ed}	T_{Ed}	A_{sw} / s	
0	0,331	0,024	0,380	4 ϕ 12/10
32	0,325	0,024	0,374	4 ϕ 12/10
64	0,238	0,018	0,274	4 ϕ 12/10
96	0,213	0,017	0,246	4 ϕ 12/10
128	0,191	0,015	0,221	4 ϕ 12/10
160	0,174	0,014	0,203	4 ϕ 12/10
192	0,157	0,013	0,183	4 ϕ 12/10
224	0,142	0,012	0,166	4 ϕ 12/10
256	0,128	0,011	0,150	4 ϕ 12/10
288	0,116	0,010	0,137	4 ϕ 12/10
320	0,109	0,010	0,128	4 ϕ 12/10
352	0,106	0,010	0,126	4 ϕ 12/10
384	0,104	0,010	0,123	4 ϕ 12/10
416	0,102	0,010	0,121	4 ϕ 12/10
448	0,099	0,009	0,118	4 ϕ 12/10
480	0,097	0,009	0,116	4 ϕ 12/20
512	0,095	0,009	0,113	4 ϕ 12/20
544	0,093	0,009	0,111	4 ϕ 12/20
576	0,090	0,009	0,108	4 ϕ 12/20
608	0,088	0,009	0,106	4 ϕ 12/20
640	0,086	0,009	0,103	4 ϕ 12/20
672	0,083	0,008	0,100	4 ϕ 12/20
704	0,081	0,008	0,097	4 ϕ 12/20

736	0,079	0,008	0,095	4φ12/20
768	0,076	0,008	0,092	4φ12/20
800	0,074	0,008	0,089	4φ12/20
832	0,072	0,007	0,086	4φ12/20
864	0,069	0,007	0,084	4φ12/20
896	0,067	0,007	0,081	4φ12/20
928	0,065	0,007	0,078	4φ12/20
960	0,063	0,006	0,075	4φ12/20
992	0,060	0,006	0,072	4φ12/20
1024	0,058	0,006	0,069	4φ12/20
1056	0,056	0,005	0,067	4φ12/20
1088	0,053	0,005	0,064	4φ12/20
1120	0,051	0,005	0,061	4φ12/20
1152	0,049	0,005	0,058	4φ12/30
1184	0,046	0,004	0,055	4φ12/30
1216	0,044	0,004	0,052	4φ12/30
1248	0,042	0,004	0,049	4φ12/30
1280	0,039	0,003	0,046	4φ12/30
1312	0,037	0,003	0,043	4φ12/30
1344	0,035	0,003	0,040	4φ12/30
1376	0,032	0,002	0,037	4φ12/30
1408	0,030	0,002	0,034	4φ12/30
1440	0,028	0,002	0,031	4φ12/30
1472	0,026	0,001	0,028	4φ12/30
1504	0,023	0,001	0,025	4φ12/30
1536	0,021	0,001	0,022	4φ12/30

1600,0	0,016	0,000	0,016	4φ12/30
--------	-------	-------	-------	---------

29.2.3. VERIFICA ARMATURA LONGITUDINALE ALL'APPOGGIO

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

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

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

Taglio totale = V_{Ed} = 209326 kg

Numero di trefoli attivi = 28

Tensione trefoli attivi = 4272.56

Compressione totale = 166287.87

Si dispongono: 12 φ 16 + 4 φ 24 As = 42.21 a quota 8.00

Tensione nell'armatura: 1019.62

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	-408621	0
2	0	0,00	0,00	295409	0

Combinazioni frequenti :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	-304359	0
2	0	0,00	0,00	230177	0

Combinazioni quasi permanenti :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	8424	0
2	0	0,00	0,00	34478	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-XD1-XF4: si considerano, pertanto, condizioni ambientali aggressive.

Le armature si distinguono in due gruppi:
armature sensibili (acciai da precompresso);
armature poco sensibili (acciai ordinari).

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

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

$$k_2=1$$

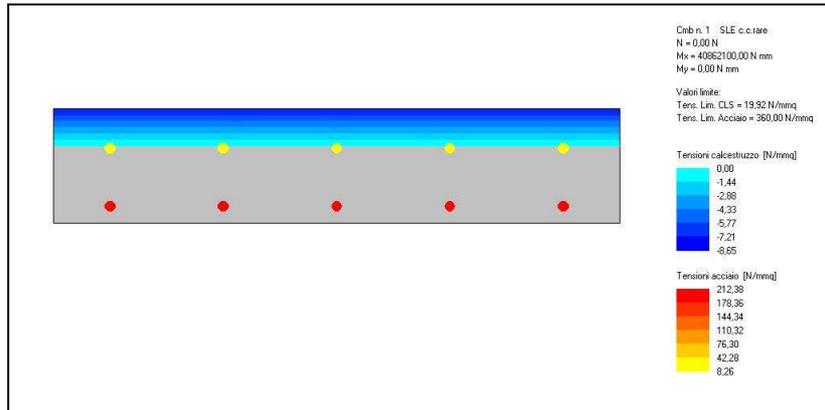
$$k_3=3.4$$

$$k_4=0.425$$

ϕ il diametro delle barre

Risultati delle verifiche

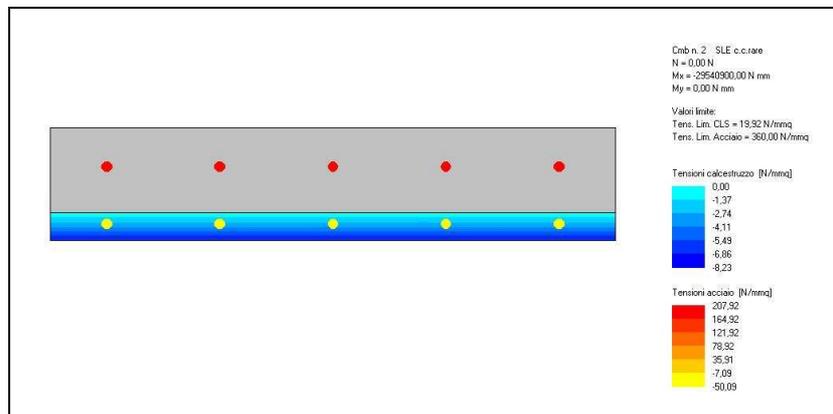
Combinazione caratteristica (rara): Verifica a M max



La massima tensione nell'acciaio risulta pari a $212 \text{ N/mm}^2 < 360 \rightarrow \text{VERIFICATO}$

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo risulta pari a $8.7 \text{ N/mm}^2 < 19.9 \rightarrow \text{VERIFICATO}$

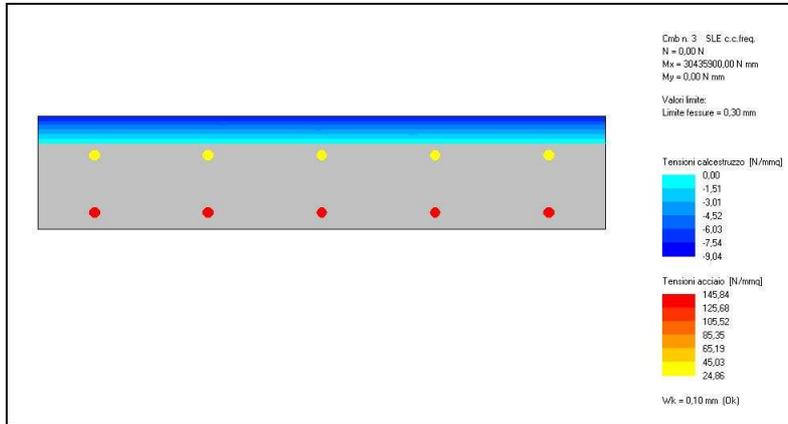
Combinazione caratteristica (rara): Verifica a M min



La massima tensione nell'acciaio risulta pari a $208 \text{ N/mm}^2 < 360 \rightarrow \text{VERIFICATO}$

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo risulta pari a $8.2 \text{ N/mm}^2 < 19.9 \rightarrow \text{VERIFICATO}$

Combinazione frequente: verifica a Mmax

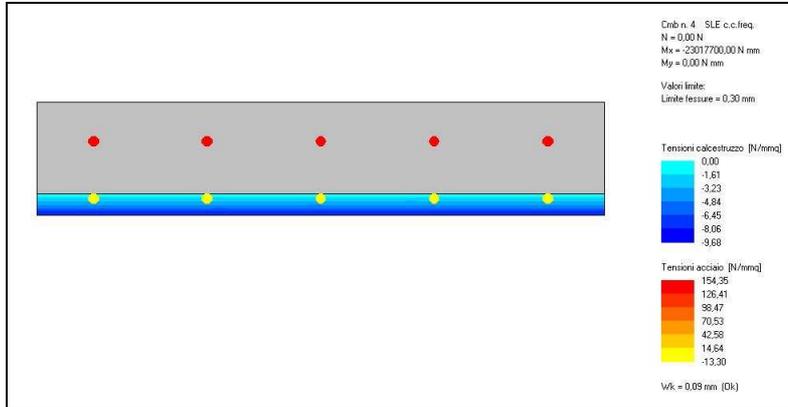


Verifica a fessurazione

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	1'000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	20	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	60	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]	29	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]	69	mm	
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	30,4	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	66	mm	
σ _c : Tensione calcestruzzo	6,33	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	158,99	N/mm ²	
σ _s ' : Tensione acciaio compresso	-4,74	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fedd}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A _s +A _s ')]	240'064	mm ²	
S : momento statico	2,32E+07	mm ³	
Y _s : baricentro [S/A]	97	mm	
J : momento d'inerzia	7,84E+08	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _s]	8,11E+06	mm ³	
f _{ctm}	3,02		resistenza media traz. semplice
σ _t : f _{ctm} /1,2	2,52	N/mm ²	
M _{fedd} = σ _t *W	20,44	kNm	
M _{fess} < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			
Verifica allo stato limite di apertura delle fessure			
Elementi preparatori			
A _{ef} : Area "effettiva" cls = Min[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]	44712,4	mm ²	
ρ : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0,0285		
w _{amm} : apertura ammissibile fessura	0,20	mm	
i _c : distanza tra barre tese	200	mm	
k ₁	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/ρ	176	mm	
Deformazione unitaria media dell'armatura "ε_{sm}"			
ε _{sm} = Max[(σ _s - k ₁ *f _{ctm} /ρ*(1+α*ρ))/E _s ; 0,6*σ _s /E _s]	0,000454		
Apertura delle fessure "w_k"			
w _d = s _m *ε _{sm}	0,080	mm	<w _{amm} =0,2

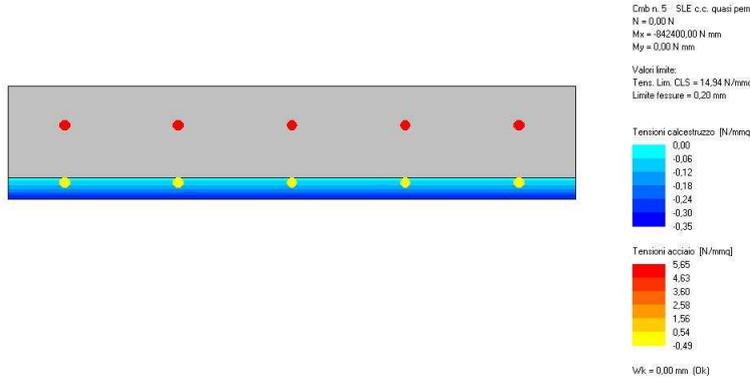
Combinazione frequente: verifica a Mmin



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° 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	23,0	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	6,26	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	162,43	N/mm ²	
σ _{s'} : Tensione acciaio compresso	40,77	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{cr,fd}"			
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 _{cr} = f _{ctm} /1,2	2,52	N/mm ²	
M _{cr,ss} = σ _{cr} *W	19,12	kNm	
Mfess < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			
Verifica allo stato limite di apertura delle fessure			
Elementi preparatori			
A _{ef} : 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 _p : distanza tra barre tese	200	mm	
k ₁	0,6		0,6: breve durata; 0,4: lunga durata
k ₂	0,80		barre aderenza migliorata
k ₃	0,50		flessione
k ₄	3,40		
k ₄	0,425		
Distanza media tra le fessure "A_{s,max}"			
limite spaziatura barre : S*(r+l/2)	345	mm	
A _{s,max} = k3*r + k1*k2*k4*φ/p	325	mm	
Deformazione unitaria media dell'armatura "ε_{sm}"			
ε _{sm} = Max[(σ _s - k ₁ *f _{ctm} /ρ*(1+α*ρ))/E _s ; 0,6*σ _s /E _s]	0,000464		
Apertura delle fessure "w_k"			
w _d = S _{sm} *ε _{sm}	0,151	mm	<w _{amm} =0,2

Combinazione quasi permanente: verifica a Mmax

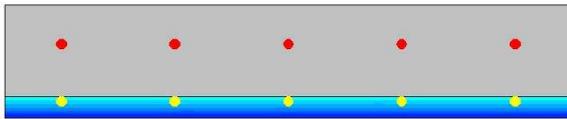


Verifica a fessurazione

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	0.8	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	0.23	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	5.94	N/mm ²	
σ _c ': Tensione acciaio compresso	1.49	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fctd}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b³h+α²(A _s +A' _s)]	240'064	mm ³	
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 _c = f _{ctm} /1.2	2.52	N/mm ²	
M _{fess} = α*W	19.12	kNm	
M_{fess} > M : OK			

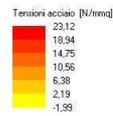
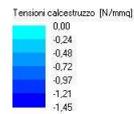
Il momento sollecitante risulta inferiore al momento di prima fessurazione: per tanto non è necessario procedere alla verifica dell'ampiezza delle fessure.

Combinazione quasi permanente: verifica a Mmin



Cmb n. 6 SLE c.c. quasi perm.
N = 0,00 N
Mx = -3447800,00 N mm
My = 0,00 N mm

Valori limite:
Tens. Lim. CLS = 14,94 N/mm²
Limite fessure = 0,20 mm



Wk = 0,00 mm [Ok]

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	3,4	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	0,94	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	24,33	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_{fcrd}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b³h+α²(A _s +A _s ')]]	240'064	mm ³	
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 _c : f _{ctm} /1,2	2,52	N/mm ²	
M _{fess} = α*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

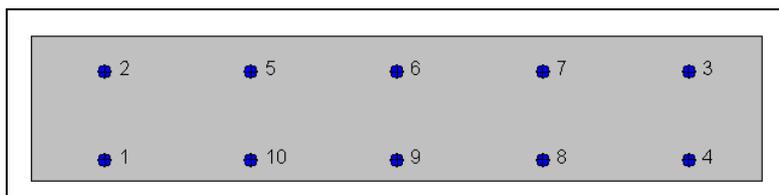
$$M_{sdu} = \gamma_g M_{gk} + \gamma_q M_{qk}$$

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

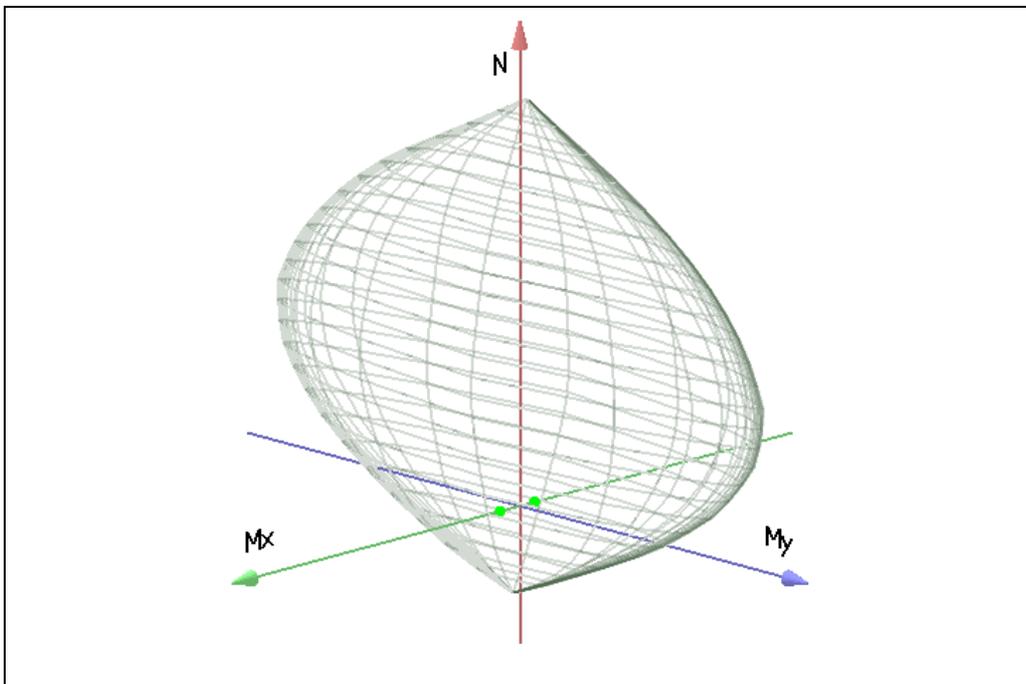
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²

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	54905400,00	0,00	P	0,00	88267690,00	0,00	0,620	OK	
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.		
				N	0,00	88267690,00	0,00	0,620		
8	0,00	-40265400,00	0,00	P	0,00	-58347020,00	0,00	0,690	OK	
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.		
				N	0,00	-58347020,00	0,00	0,690		

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	-40265400,00	0,00	N	0,00	-58347020,00	0,00	0,690	OK