

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA      Tratta MILANO – VERONA**  
**Lotto funzionale Brescia-Verona**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**IV42 – CAVALCAFERROVIA FERALPI - PK 114+576,198**  
**Relazione di calcolo spalle**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio <b>Cepav due</b> Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio <i>(Ing. T. Zanatta)</i> Data: _____	Valido per costruzione Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	I V 4 2 A 6	0 0 1	A

PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	Montanari	03/10/18	Piacentini	03/10/18		
B							
C							

CIG. 751447334A

File: INOR11EE2CLIV42A6001A\_02.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 42 A 6 001	Rev. A	Foglio 2 di 117
---------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

**INDICE**

1	PREMESSA.....	7
2	NORME, DECRETI E DOCUMENTI.....	10
2.1	OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE.....	10
2.2	NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI .....	10
2.3	GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA.....	11
2.4	ULTERIORI PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE DI RFI E ITALFERR .....	11
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	12
3.1	CALCESTRUZZO.....	12
3.2	ACCIAIO.....	13
3.2.1	Armature per c.a. – Acciaio B 450 C.....	13
3.2.2	Carpenteria metallica – Classe S355.....	13
4	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	14
5	CRITERI DI CALCOLO.....	15
5.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA .....	15
5.1.1	Tipo di analisi condotta .....	15
5.1.2	Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica.....	17
5.2	SPINTA DELLE TERRE .....	18
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	19
5.3.1	Combinazioni per la verifica allo SLU .....	20
5.3.2	Combinazioni per la verifica allo SLE.....	21
5.3.3	Coefficienti di combinazione delle azioni dovute al traffico.....	21
5.3.1	Coefficienti di combinazione utilizzati nelle analisi strutturali .....	23
5.4	VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	26
5.4.1	Paraghiaia .....	26
5.4.2	Muri di risvolto e orecchie.....	27
5.4.3	Platea di fondazione .....	28
5.4.4	Pali di fondazione.....	28

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 42 A 6 001	Rev. A	Foglio 3 di 117
6					
6					
6.1					
6.1.1					
6.1.2					
6.1.2.1					
6.1.2.2					
6.2					
6.2.1					
6.2.2					
7					
7.1					
7.2					
7.2.1					
7.2.2					
7.3					
7.3.1					
7.3.2					
7.3.3					
7.3.4					
7.3.5					
7.3.6					
7.3.7					
7.4					
7.4.1					
7.4.2					
7.4.3					
7.4.3.1					
7.4.3.2					
7.4.3.3					
7.4.3.4					

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 42 A 6 001	Rev. A	Foglio 4 di 117
7.5	SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO .....				57
7.5.1	Azioni elementari.....				57
7.5.2	Sollecitazioni a spiccatato fusto .....				58
7.5.3	Sollecitazioni oggetto di verifica .....				60
7.6	SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE .....				61
7.6.1.1	Azioni elementari.....				61
7.6.1.2	Sollecitazioni sulla palificata di fondazione .....				62
7.7	SOLLECITAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE .....				64
7.8	SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA.....				71
7.9	SOLLECITAZIONI SUI MURI DI RISVOLTO E SULLE ORECCHIE .....				74
7.10	SOLLECITAZIONI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE (DIREZIONE LONGITUDINALE).....				82
7.11	SOLLECITAZIONI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE (DIREZIONE TRASVERSALE) .....				83
8	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....				84
8.1	PARAGHIAIA.....				84
8.1.1	Verifiche agli SLU .....				84
8.1.1.1	Verifica a flessione.....				84
8.1.1.2	Verifica a Taglio.....				85
8.1.2	Verifiche agli SLE.....				86
8.1.2.1	Verifiche tensionali.....				86
8.1.2.2	Verifiche a fessurazione .....				87
8.2	ORECCHIE .....				88
8.2.1	Verifiche agli SLU .....				88
8.2.1.1	Verifica a flessione.....				88
8.2.1.2	Verifica a Taglio.....				89
8.2.2	Verifiche agli SLE.....				90
8.2.2.1	Verifiche tensionali.....				90
8.2.2.2	Verifiche a fessurazione .....				91
8.3	MURI DI RISVOLTO (MENSOLA ORIZZONTALE).....				92
8.3.1	Verifiche agli SLU .....				92
8.3.1.1	Verifica a flessione.....				92
8.3.1.2	Verifica a Taglio.....				93
8.3.2	Verifiche agli SLE.....				94

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 42 A 6 001	Rev. A	Foglio 5 di 117
8.3.2.1					94
8.3.2.1					94
8.3.2.2					95
8.3.2.2					95
8.4					96
8.4					96
8.4.1					96
8.4.1					96
8.4.1.1					96
8.4.1.1					96
8.4.1.2					97
8.4.1.2					97
8.4.2					98
8.4.2					98
8.4.2.1					98
8.4.2.1					98
8.4.2.2					99
8.4.2.2					99
8.5					100
8.5					100
8.5.1					100
8.5.1					100
8.5.1.1					100
8.5.1.1					100
8.5.1.2					101
8.5.1.2					101
8.5.2					102
8.5.2					102
8.5.2.1					102
8.5.2.1					102
8.5.2.2					103
8.5.2.2					103
8.6					104
8.6					104
8.6.1					104
8.6.1					104
8.6.1.1					104
8.6.1.1					104
8.6.2					105
8.6.2					105
8.6.2.1					105
8.6.2.1					105
8.6.2.2					106
8.6.2.2					106
8.7					107
8.7					107
8.7.1					107
8.7.1					107
8.7.1.1					107
8.7.1.1					107
8.7.1.2					108
8.7.1.2					108
8.7.2					109
8.7.2					109
8.7.2.1					109
8.7.2.1					109
8.7.2.2					110
8.7.2.2					110
8.8					112
8.8					112
8.8.1					112
8.8.1					112
8.8.1.1					112
8.8.1.1					112
8.8.1.2					113
8.8.1.2					113
8.8.2					114
8.8.2					114

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 42 A 6 001	Rev. A	Foglio 6 di 117
---------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

8.8.2.1	Verifiche tensionali .....	114
8.8.2.2	Verifiche a fessurazione .....	115
9	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DELLA PALIFICATA .....	116

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001

Rev.  
A

Foglio  
7 di 117

## 1 PREMESSA

La presente relazione riguarda l'analisi, il dimensionamento e la verifica dei principali elementi strutturali delle spalle del cavalcaferrovia denominato "Cavalcaferrovia Feralpi – IV42" che sovrappassa la futura linea AV/AC Milano-Verona in prossimità della progressiva 114+576,198.

L'andamento planimetrico dell'opera è in rettilineo, la viabilità in progetto al di sopra del cavalcavia è una strada di tipo F2. La sezione trasversale dell'opera è costituita da una sede carrabile di 8.50m, e da due cordoli esterni di larghezza complessiva pari a 4.25m (2.125m ognuno).

Il cavalcaferrovia è costituito da 1 campata di luce 50.40m.

L'opera in oggetto è un ponte a via di corsa inferiore. La struttura portante è costituita da due travi a doppia T a sezione variabile ( $h=2.20\text{m}$  in corrispondenza dell'asse appoggi e  $h=3.50\text{m}$  in mezzera) che corrono longitudinalmente per l'intero sviluppo dell'impalcato. Ciascuna trave è scomposta in 5 conci, due di lunghezza 10.10m, due lunghi 9.60m e quello centrale pari a 12.00m. Le travi principali sono collegate trasversalmente da traversi, posti ad interasse costante  $i=3.60\text{m}$ .

Il sistema di vincolamento previsto per il cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidità orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre tali dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa in funzione della mescola elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata.

Le spalle dell'opera, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano un plinto di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione costituita da pali  $\varnothing 1500\text{ mm}$ . Lo sviluppo dell'elevazione è costituito da un fusto, dal superiore paraghiaia e da idonei muri di risvolto e orecchie atti a gestire il retrostante corpo del rilevato.

Si riportano di seguito alcune immagini descrittive della spalla oggetto della presente relazione.

Doc. N.

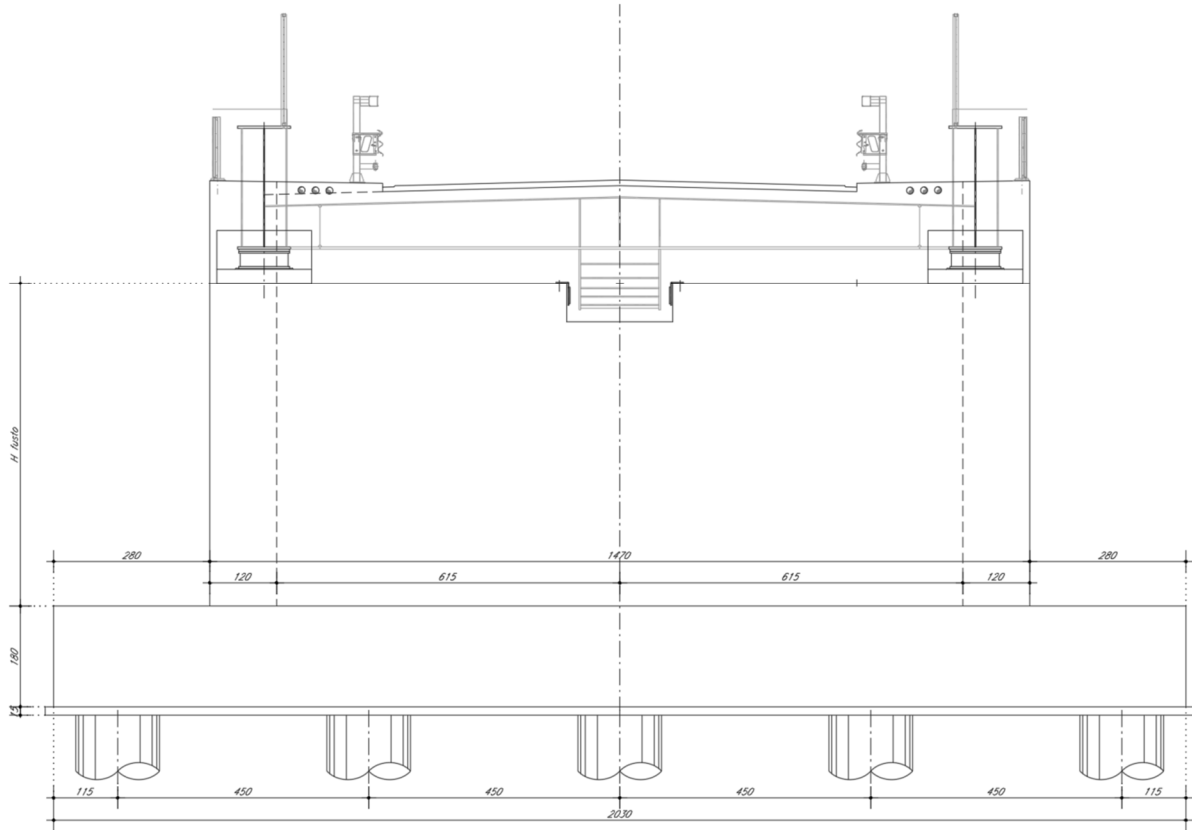
Progetto  
INOR

Lotto  
11

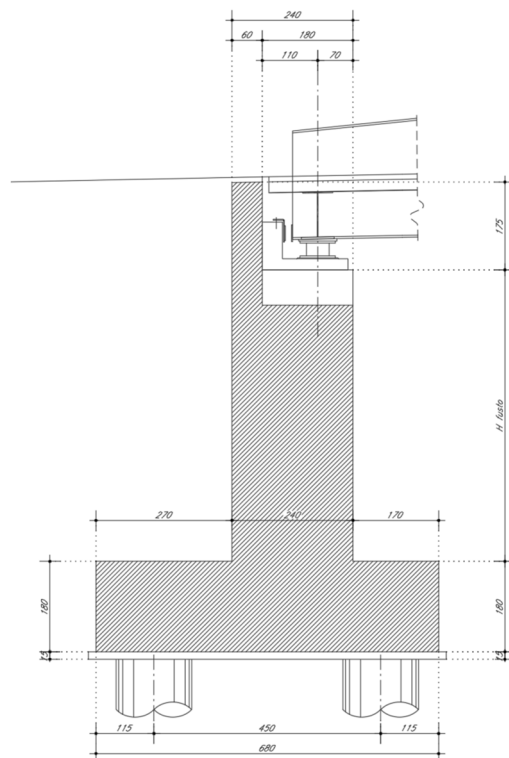
Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001

Rev.  
A

Foglio  
8 di 117

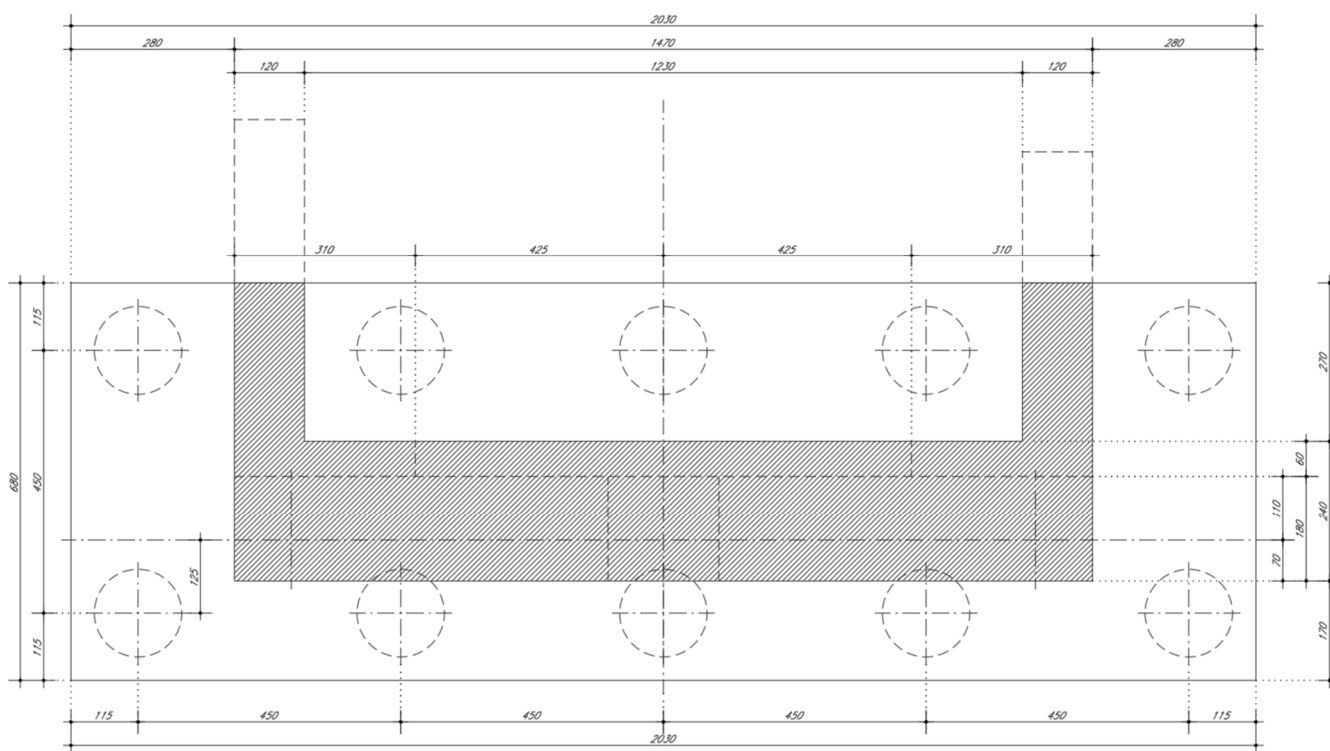


**Figura 1 - Vista frontale**



**Figura 2 – Sezione in asse tracciamento**





**Figura 3 – Pianta fondazione e spiccato elevazione**

Nella tabella seguente si riporta il riepilogo delle caratteristiche geometriche del cavalcaferrovia.

	<b>L campata</b> [m]	<b>H fusto</b> [m]	<b>Tipo di fondazione</b>
<b>SpA</b>	50.40	5.80	10 pali 1500
<b>SpB</b>		5.80	10 pali 1500

## 2 NORME, DECRETI E DOCUMENTI

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore ed in particolare:

### 2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004: “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-4 (Eurocodice 1) – Luglio 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1:2011 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

### 2.2 Normativa specifica per i ponti stradali

- UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001

Rev.  
A

Foglio  
11 di 117

### 2.3 Geotecnica, fondazioni e geologia

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1536:2010: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati”.

### 2.4 Ulteriori prescrizioni e specifiche tecniche di RFI e Italferr

- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A: “Manuale di progettazione delle opere civili”;
- RFI DTC SI SP IFS 001 A: “Capitolato generale Tecnico di appalto delle Opere civili”.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi seguenti. Si riportano le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

#### 3.1 Calcestruzzo

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

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

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

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

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari ad 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

PARTE O ELEMENTO	Classe esposizione	Classe resistenza minima [MPa]	Ambiente	Copriferro minimo [mm]	Classe di resistenza adottata [MPa]
Cordoli laterali e marciapiedi	XC4 XD3 XF4	C 35/45	Molto Agg.	60	C 35/45
Soletta di impalcato	XC3	C 30/37	Ordinario	40	C 35/45
Baggioli e ritegni	XC4	C 32/40	Aggressivo	50	C 35/45
Elevazioni pile	XC4 XF1	C 32/40	Aggressivo	50	C 35/45
Elevazioni spalle	XC4 XF1	C 32/40	Aggressivo	50	C 32/40
Fondazioni pile e spalle	XC2	C 25/30	Ordinario	40	C 25/30
Pali e diaframmi di fondazione	XC2	C 25/30	Ordinario	60	C 25/30

Tabella 3.1 – Classi di cls e copriferri minimi

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30	C30/37	C32/40	C35/45
Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	25,00	30,00	32,00	35,00
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	14,17	17,00	18,13	19,83
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	N/mm <sup>2</sup>	1,80	2,00	2,12	2,25
Tensione di aderenza cls-armatura	$f_{bd}$	N/mm <sup>2</sup>	2,70	3,00	3,18	3,37
Tensione massima di compressione (comb. rara)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	15,00	18,00	19,20	21,00
Tensione massima di compressione (comb. q.p.)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	11,25	13,50	14,40	15,75
Modulo elastico medio istantaneo	$E_m$	N/mm <sup>2</sup>	31476	32836	33346	34077

Tabella 3.2 - Grandezze meccaniche relative al cls

### 3.2 Acciaio

#### 3.2.1 Armature per c.a. – Acciaio B 450 C

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

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

#### 3.2.2 Carpenteria metallica – Classe S355

Si utilizzano per le strutture metalliche del viadotto i seguenti tipi di acciaio:

Elementi saldati di spessore fino a 40mm S355J2G3  
 Elementi saldati di spessore superiore a 40mm S355K2G3  
 Elementi non saldati S355JO

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Resistenza di calcolo ( $t < 40$ mm)  $f_d = 355$  N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza di calcolo ( $t > 40$ mm)  $f_d = 335$  N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico  $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>



#### 4 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati inerenti all'opera in oggetto sono elencati di seguito.

##### DESCRIZIONE

###### IV00 – CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO

PRESCRIZIONI MATERIALI E NOTE GENERALI

STRADE CATEGORIA F2 – CARPENTERIA IMPALCATO – DETTAGLI

RITEGNI SISMICI – DETTAGLI E POSIZIONAMENTO CUSCINETTI

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – CONTROPIASTRE SUPERIORI PER DISPOSITIVI DI APPOGGIO

SCHEMA FISSAGGIO PER MONTAGGIO DISPOSITIVI DI APPOGGIO

SOLLEVAMENTO DEGLI IMPALCATI

INOR11EE24TV0000001

INOR11EE2BZIV00A5001

INOR11EE2BYV00A4001

INOR11EE2BZIV00A5004

INOR11EE2DZIV00A5001

INOR11EE2BCV00A1001

###### IV42 – CAVALCAFERROVIA FERALPI – PK 114+576,198

RELAZIONE TECNICA GENERALE CAVALCAFERROVIA

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

RELAZIONE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DELL'OPERA, APPOGGI, RITEGNI SISMICI E GIUNTI DI DILATAZIONE

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

PIANTA FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO

SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE

PIANTA TRACCIAMENTO SOTTOSTRUTTURE E PLINTI DI FONDAZIONE

CARPENTERIA SPALLA A

CARPENTERIA SPALLA B

ARMATURA PALI DI FONDAZIONE SPALLE

ARMATURA SPALLA A – TAV. 1/2

ARMATURA SPALLA A – TAV. 2/2

ARMATURA SPALLA B – TAV. 1/2

ARMATURA SPALLA B – TAV. 2/2

ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU SPALLE

DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI

CARPENTERIA IMPALCATO – DETTAGLI ED ARREDO

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – DISEGNO D'ASSIEME

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – SEZIONE TRASVERSALE E DETTAGLI

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – TRAVERSI

LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO – TAV. 1/2

LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO – TAV. 2/2

ARMATURA SOLETTA IMPALCATO

FASI COSTRUTTIVE. Tavola 1/2

FASI COSTRUTTIVE. Tavola 2/2

CORDOLI PORTABARRIERA SU TERRAPIENO IN CORRISPONDENZA SPALLA A

RELAZIONE GEOTECNICA

PROFILO STRATIGRAFICO

INOR11EE2ROV42A0001

INOR11EE2CLIV42A6001

INOR11EE2CLIV42A0001

INOR11EE2CLIV42A5001

INOR11EE2P9IV42A0001

INOR11EE2PZIV42A0001

INOR11EE2PZIV42A3001

INOR11EE2BZIV42A6001

INOR11EE2BZIV42A6002

INOR11EE2BZIV42A3001

INOR11EE2BBIV42A6001

INOR11EE2BZIV42A6003

INOR11EE2BBIV42A6002

INOR11EE2BZIV42A6004

INOR11EE2BCIV42A6001

INOR11EE2BZIV42A5001

INOR11EE2BZIV42A6001

INOR11EE2BZIV42A5002

INOR11EE2BZIV42A5003

INOR11EE2BZIV42A5004

INOR11EE2BZIV42A5005

INOR11EE2BZIV42A5006

INOR11EE2BZIV42A5007

INOR11EE2BZIV42A1001

INOR11EE2BZIV42A1002

INOR11EE2BZIV420B001

INOR11EE2RBIV4200001

INOR11EE2F9IV4200001

##### CODICE

## 5 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

### 5.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

#### 5.1.1 Tipo di analisi condotta

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli Stati Limite di Esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli Stati Limite Ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di Esercizio sia Ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Con riferimento al § 7.9.2., le spalle rientrano tra le opere alle quali non è richiesta capacità dissipativa. Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico (fattore di struttura assunto unitario). Queste strutture, muovendosi con il terreno, non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo: le forze di inerzia di progetto possono pertanto essere determinate considerando un'accelerazione pari ad  $a_g * S$  (§ 7.9.5.6.2).

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche allo SLV.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici di seguito definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso in quanto di pertinenza, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Il calcolo dell'azione sismica verticale e dell'azione sismica orizzontale dovuta alla massa inerziale attinente alla struttura della spalla ed al terreno imbarcato viene eseguito con analisi pseudostatica (NTC § 7.11.6) mediante

metodi di equilibrio limite. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 * k_h$$

ove:

- $a_{\max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima è valutata mediante la seguente relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

Essendo la spalla una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$ , assume valore unitario (NT § 7.11.6.2.1).

Le spinte delle terre, in condizioni sismiche, sono calcolate in regime di spinta attiva, condizione che comporta il calcolo della sovraspinta sismica con la formula di Mononobe-Okabe:

$$\Delta P_d = 1/2 \times S \times (1 + k_v) \times (K - k_a) \times \gamma \times h_{\text{tot}}^2$$

Il punto di applicazione della sovraspinta che interessa la spalla è posto  $h/2$ .

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale dovuta alla massa inerziale attinente all'impalcato è derivato da una analisi dinamica che ha coinvolto l'intero organismo strutturale costituito da impalcato, dispositivi di vincolo e sottostrutture. Tale analisi, avente come obiettivo, tra l'altro, la determinazione dei requisiti prestazioni dei dispositivi di vincolamento, viene diffusamente descritta nel documento "Relazione di Calcolo apparecchi di appoggio e giunti di dilatazione". L'azione sismica sulla spalla dovuta alla massa inerziale dell'impalcato è determinata sulla base delle risultanze dell'analisi dinamica secondo la relazione

$$F_O = \delta * K_e$$

ove:

- $\delta$  spostamento orizzontale massimo dell'impalcato (riferimento alla sezione di appoggio sulla spalla) nelle Configurazioni di Carico sismiche (SLV);
- $K_e$  rigidità orizzontale equivalente del complessivo sistema di vincolamento dell'impalcato sulla spalla nelle Configurazioni di Carico sismiche (SLV).



### 5.1.2 Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica

Ai sensi del D.M. 14/01/2008 si esegue la determinazione dei parametri sismici che caratterizzano il sito di riferimento. I dati sismici del sito di costruzione, di seguito riportati, sono relativi alla sismicità propria del sito di ubicazione.

I parametri di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, vengono determinati conformemente a quanto previsto nel paragrafo 2.4 delle NTC 2008 e sulla base delle caratteristiche dell'opera progettata.

Trattandosi di un ponte di importanza strategica, si assume quale valore di vita nominale  $V_N=100$ anni.

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera si colloca in Classe d'uso III: Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Alla suddetta classe d'uso è associato un valore del coefficiente d'uso  $C_U=1,5$ .

Si determina quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 1,5 = 150 \text{ anni}$$

La classificazione del terreno di fondazione è determinata sulla base delle risultanze della relazione geotecnica allegata alla documentazione.

Le condizioni topografiche del sito, come dichiarato in relazione geotecnica, sono riconducibili a quelle della categoria T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ). La normativa vigente associa alla suddetta categoria un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T=1$ .

Nella tabella seguente si riassumono i dati di base di caratterizzazione sismica:

Vita nominale ( $V_N$ )	100 anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso ( $C_U$ )	1,5
Periodo di riferimento ( $V_R$ )	150 anni
Categoria topografica	T1

**Tabella 5.1 - Dati di base per la caratterizzazione sismica**

I valori dei parametri sismici, caratterizzanti la sismicità del sito di ubicazione, sono costituiti da:

- accelerazione orizzontale massima al suolo ( $a_g$ );
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale ( $F_0$ );
- periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale ( $TC^*$ ).

I valori dei parametri sismici in oggetto, unitamente alla classificazione del terreno ai fini della caratterizzazione sismica, sono riportati in sede di analisi della struttura, quali dati di base nella definizione delle azioni sismiche.

## 5.2 Spinta delle terre

La spinta del terreno viene valutata in regime di spinta a riposo in condizioni statiche mentre, in condizioni sismiche, in regime di spinta attiva.

Le caratteristiche geomeccaniche assunte per il terreno utilizzato per il terrapieno della spalla sono valutate in uniformità a quanto previsto dal capitolato d'appalto in materia di materiale da rilevato e riportati in sede di analisi della struttura, quali dati di base nella definizione delle azioni di spinta delle terre.

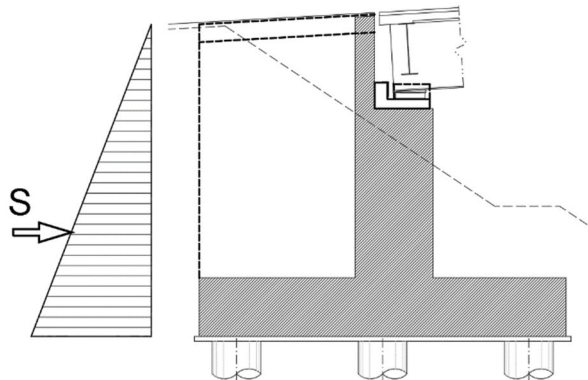
L'andamento delle tensioni orizzontali efficaci assume forma triangolare con valore massimo alla base:

$$\sigma = K \gamma H \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta statica è pari a:

$$S_{stat} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza  $H/3$  a partire dalla base della fondazione



In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a  $q_{es}=20.00 \text{ kN/m}^2$ .

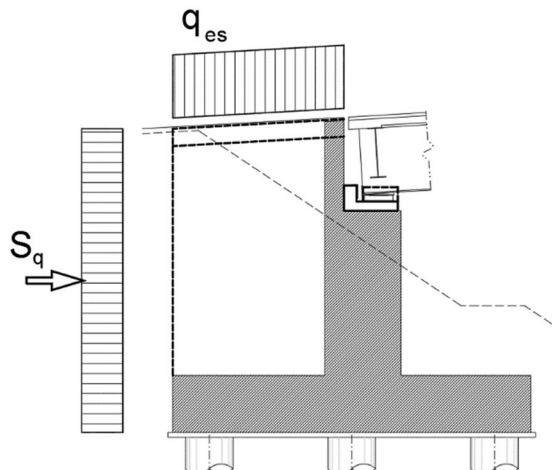
Il diagramma delle tensioni orizzontali che ne scaturiscono ha andamento costante con modulo pari a:

$$\sigma_q = q_{es} \cdot k \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta è pari a:

$$S_q = q_{es} \cdot H \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La risultante di spinta è applicata a  $1/2$  dell'altezza dalla base.



### 5.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NT. Si riporta di seguito la sintesi delle combinazioni di carico previste dalla norma:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al 2.7 delle NTC:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$ :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

### 5.3.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU) - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR) - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

- combinazione 1 →(A1+M1+R1)→STR
- combinazione 2 →(A2+M1+R2)→GEO (carico limite)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_M$ $\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 5.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

**Tabella 5.3 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

**Tabella 5.4 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per la resistenza del sistema**

Per la condizione sismica le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali sopra indicati (7.11.1 NTC).

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per opere del tipo in oggetto è lecito assumere valore nullo per il coefficiente  $\psi_{2i}$ .

### 5.3.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (stato tensionale e fessurazione) si adoperano le combinazioni di carico *rara*, *frequente* e *quasi permanente*. Conservativamente, in sede di verifica, potranno essere considerate le combinazioni di carico rare anche in rappresentanza delle combinazioni di carico frequenti e quasi permanenti.

### 5.3.3 Coefficienti di combinazione delle azioni dovute al traffico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate nella seguente tabella:

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m <sup>2</sup>
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3<sup>a</sup> categoria  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 5.5 – Combinazioni dei carichi delle azioni dovute al traffico

Nella seguente tabella, invece, si riportano i coefficienti di combinazione delle diverse categorie di azione:

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_0</math> di combinazione</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_1</math> (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_2</math> (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
<i>Vento <math>q_s</math></i>	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE Esecuzione	0,6 0,8	0,2 ----	0,0 0,0
<i>Neve <math>q_s</math></i>	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE esecuzione	0,0 0,8	0,0 0,6	0,0 0,5
<i>Temperatura</i>	$T_k$	0,6	0,6	0,5

**Tabella 5.6 – Coefficienti di combinazione delle diverse categorie di azione**

### 5.3.1 Coefficienti di combinazione utilizzati nelle analisi strutturali

Sono state considerate tutte le combinazioni di carico contemplate dalla normativa per il caso in esame ma di seguito, per brevità di esposizione, si riportano le combinazioni più significative.

In sede di analisi della struttura, i coefficienti di combinazione delle azioni elementari nelle varie Combinazioni di Carico indagate risultano pertanto:

#### SLU-A1:

	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4	Comb. 5	Comb. 6	Comb. 7	Comb. 8	Comb. 9	Comb. 10	Comb. 11
Pesi propri e portati impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Inerzia sismica impalcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico impalcato	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01
Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35
DT	1.20	0.72	0.72	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
Vento	0.00	1.50	0.00	0.90	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Peso proprio spalla	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Inerzia sismica spalla	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Terreno imbarcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Spinta a riposo terre	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Spinta attiva terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0.00	0.00	1.35	1.35	0.54	0.54	0.00	0.54	1.35	0.00	0.54

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
24 di 117SLE Rare:

	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4	Comb. 5	Comb. 6	Comb. 7	Comb. 8	Comb. 9	Comb. 10	Comb. 11
Pesi propri e portati impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Inerzia sismica impalcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico impalcato	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75
Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
DT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Vento	0.00	1.00	0.00	0.60	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Peso proprio spalla	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Inerzia sismica spalla	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Terreno imbarcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta a riposo terre	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta attiva terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0.00	0.00	1.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	1.00	0.00	0.40

SLE Frequenti:

	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4
Pesi propri e portati impalcato	1,00	1,00	1,00	1,00
Inerzia sismica impalcato	-	-	-	-
Traffico impalcato	0,00	0,00	0,00	0,75
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00
DT	0,60	0,50	0,50	0,50
Vento	0,00	0,00	0,20	0,00
Peso proprio spalla	1,00	1,00	1,00	1,00
Inerzia sismica spalla	-	-	-	-
Terreno imbarcato	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta a riposo terre	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta attiva terre	-	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0,00	0,40	0,00	0,00



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
25 di 117SLE Quasi Permanenti:

	Comb. 1
Pesi propri e portati impalcato	1.00
Inerzia sismica impalcato	-
Traffico impalcato	0.00
Frenatura	0.00
DT	0.50
Vento	0.00
Peso proprio spalla	1.00
Inerzia sismica spalla	-
Terreno imbarcato	1.00
Spinta a riposo terre	1.00
Spinta attiva terre	-
Sovrappinta sismica terre	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-
Traffico tergo spalla	0.00

SLV:

	Comb. 1
Pesi propri e portati impalcato	1.00
Inerzia sismica impalcato	1.00
Traffico impalcato	-
Frenatura	-
DT	0.50
Vento	-
Peso proprio spalla	1.00
Inerzia sismica spalla	1.00
Terreno imbarcato	1.00
Spinta a riposo terre	-
Spinta attiva terre	1.00
Sovrappinta sismica terre	1.00
Inerzia sismica terreno imbarcato	1.00
Traffico tergo spalla	-

## 5.4 Valutazione delle sollecitazioni sugli elementi strutturali

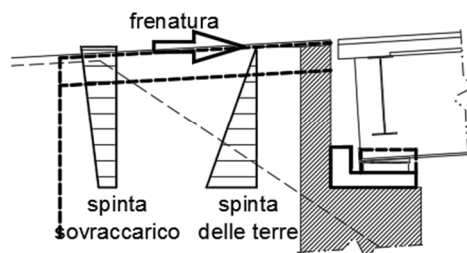
### 5.4.1 Paraghiaia

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato sulla base delle spinte delle terre, di quelle derivanti dal sovraccarico sul rilevato, nonché dell'azione di frenamento determinata ai sensi della Circ. Min. LL. PP. 617/2009 p.to C5.1.3.3.7.2. La condizione sismica viene valutata con le relative sovraspinte.

Il paraghiaia presenta uno schema statico di lastra incastrata su 3 lati (alla base sul fusto ed alle estremità laterali sui muri di risvolto). Tale schema può essere semplificato in via conservativa come duplice funzionamento (vedi figure):

- calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre verticali: si considera il funzionamento di schema di mensola verticale inflessa incastrata nel fusto;
- calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre orizzontali: si considera il funzionamento di schema di mensola orizzontale tenso-inflessa (con trazione connessa alle spinte agenti sui muri di risvolto) incastrata nei muri di risvolto.

### Schema a)



### Schema b)



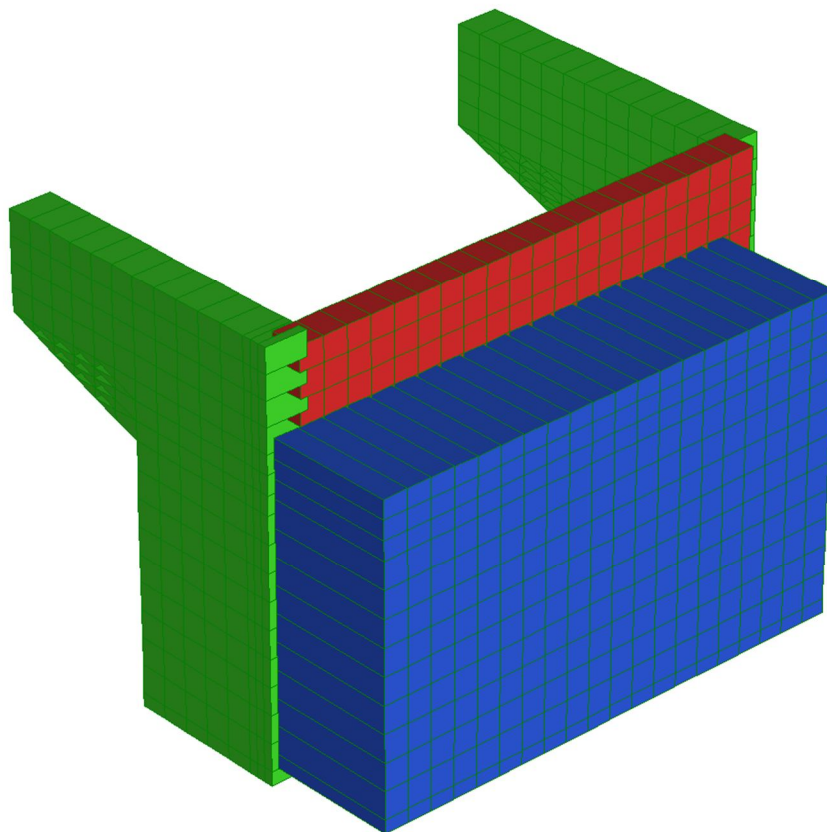
In considerazione dei rapporti dimensionali caratterizzanti il paraghiaia della spalla in oggetto, come funzionamento dimensionante, è assunto lo schema statico di mensola verticale incastrata alla base sul fusto. Nella direzione ortogonale verrà comunque disposta idonea armatura atta a garantire un buon funzionamento d'insieme e ad assorbire eventuali sollecitazioni flessionali secondarie.

#### 5.4.2 Muri di risvolto e orecchie

L'analisi dei muri di risvolto e delle orecchie è stata eseguita mediante un modello di calcolo implementato con il software Straus7, grazie al quale è stato possibile valutare la ripartizione delle sollecitazioni nelle strutture in elevazione.

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato sulla base delle spinte delle terre e di quelle derivanti dal sovraccarico sul rilevato. La condizione sismica viene valutata con le relative sovraspinte.

Si riporta di seguito un'immagine rappresentativa del modello impiegato per le analisi, realizzato con elementi shell a 4 nodi.



### 5.4.3 Platea di fondazione

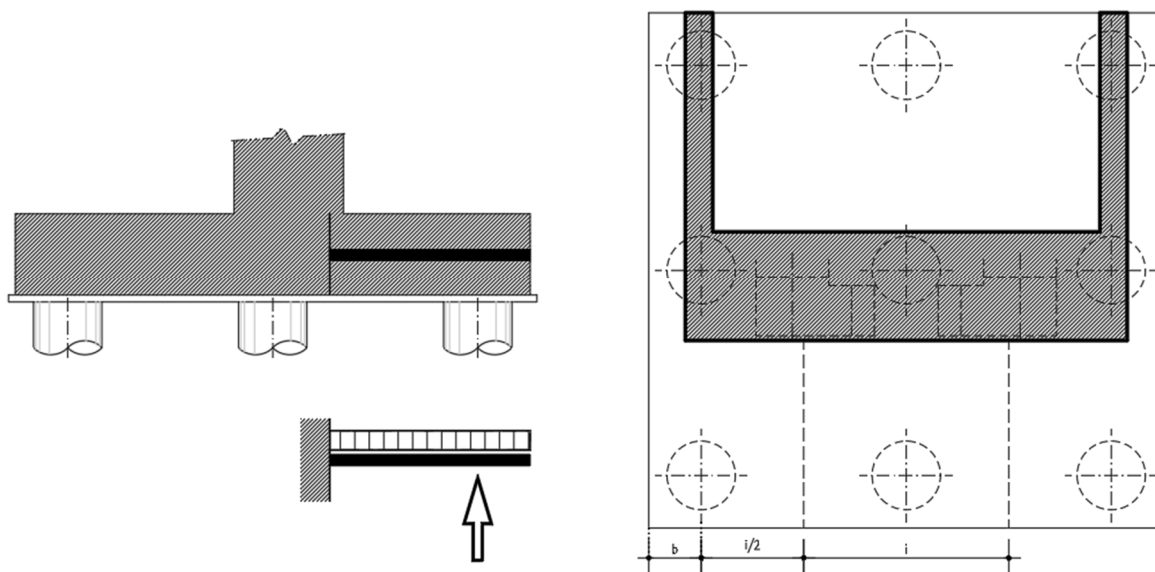
Il plinto, in direzione longitudinale, è una struttura tozza nel quale si formano flussi di tensioni di compressione nel calcestruzzo e flussi di tensioni di trazione che si ipotizzano localizzati nelle armature. La verifica è svolta applicando il criterio tirante-puntone calcolando la tensione massima sulle barre di armatura inferiori esistenti e confrontandola con le tensioni ammissibili.

La biella significativa, in corrispondenza del palo d'angolo più sollecitato, congiunge la testa del palo con la sezione di incastro del fusto.

La sezione resistente viene valutata considerando una diffusione con un angolo a  $45^\circ$  e limitando la sua larghezza all'interasse tra i pali e al bordo della platea.

Il comportamento della platea in direzione trasversale è riconducibile allo schema di trave a mensola vincolata in corrispondenza dell'incastro con lo spiccato fusto. La mensola risulta caricata dall'azione assiale dei pali frontali (soggetti a massimo sforzo normale di compressione), sgravata del peso proprio della platea e del peso del terreno di ricoprimento. Lo schema di calcolo è il seguente con larghezza di calcolo al minimo tra:

- l'interasse dei pali  $i$
- il semi-interasse dei pali sommato alla larghezza dello sbalzo trasversale  $i/2+b$



In corrispondenza degli allineamenti dei pali, ove si prevede una concentrazione degli stati sollecitativi e tensionali, viene prevista una quantità di armatura integrativa.

Vista la geometria globale della spalla non risultano significative le verifiche della platea in direzione trasversale e quelle dello sbalzo posteriore.

### 5.4.4 Pali di fondazione

Per quanto riguarda i criteri di calcolo impiegati per le analisi, il dimensionamento e la determinazione della capacità portante delle palificate si rimanda alla specifica Relazione Geotecnica.

## 6 CRITERI DI VERIFICA

### 6.1 Verifiche SLU

#### 6.1.1 Resistenza a sforzo normale e flessione

Si fa riferimento alle ipotesi di base riportate nel paragrafo 4.1.2.1.2.1 delle NT:

- Conservazione delle sezioni piane,
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo,
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla,
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione,
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Per quanto concerne i materiali si adotta il diagramma di calcolo tensione-deformazione “parabola-rettangolo” per il calcestruzzo, elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.

La verifica di resistenza si conduce confrontando  $M_{Rd}(N_{Ed})$  con  $M_{Ed}$  come indicato di seguito:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ,

$N_{Ed}$  è il valore di calcolo della compressione assiale (sforzo normale) dell'azione,

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

#### 6.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

Si distingue tra elementi non armati a taglio (paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NT) ed elementi armati a taglio con staffe (paragrafo 4.1.2.1.3.2 delle NT).

##### 6.1.2.1 Elementi non armati a taglio

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

$V_{Rd}$  è il valore di calcolo della resistenza a taglio,

$V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \{0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 \sigma_{cp}\} b_w d \geq (u_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$u_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

dove:

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm),

$\rho_1$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ ),

$\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{ck}$ ),

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001

Rev.  
A

Foglio  
30 di 117

### 6.1.2.2 Elementi armati a taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  per elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio.

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione  $\vartheta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5.$$

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

$V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

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

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw}/s f_{yd} \text{ctg} \vartheta.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \text{ctg} \vartheta (1 + \text{ctg}^2 \vartheta).$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd}),$$

dove:

$d$  è l'altezza utile della sezione,

$\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{ck}$ ),

$b_w$  è la larghezza minima della sezione,

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale,

$s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,

$f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima,

$\alpha_c$  è il coefficiente maggiorativo funzione di  $\sigma_{cp}$ .

## 6.2 Verifiche SLE

### 6.2.1 Verifiche allo stato limite di fessurazione

In ordine di severità si distinguono i seguenti stati limite:

- Stato limite di decompressione nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- Stato limite di formazione delle fessure nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}/1.2,$$

con  $f_{ctm}$  definito nel paragrafo 11.2.10.2 delle NT;

- Stato limite di apertura delle fessure, 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 è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito. Le combinazioni di riferimento sono:

- Combinazione Quasi Permanente,
- Combinazione Frequente.

Le condizioni ambientali si distinguono come riportato nella tabella seguente:

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

Tabella 6.1 – Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per quanto concerne la sensibilità delle armature, trattandosi di armature di acciaio ordinario queste si considerano poco sensibili.

La scelta dei limiti di fessurazione si esegue sulla base di quanto riportato nella tabella seguente:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 6.2 – Limiti di fessurazione



Per quanto concerne gli stati limite di decompressione (“a” nell’elenco precedente) e di formazione delle fessure (“b”), le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Per quanto concerne lo stato limite di apertura delle fessure il valore di calcolo di apertura  $w_d$  non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  secondo quanto riportato nella tabella precedente.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

dove:

$w_m$  rappresenta l’ampiezza media delle fessure.

L’ampiezza media delle fessure  $w_m$  è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}.$$

Per i valori di  $\epsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  si fa riferimento a quanto indicato da comprovata letteratura tecnica.

Nella Circolare Applicativa del 2009, si fa riferimento al seguente calcolo per  $w_d$ :

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

dove:

$\Delta_{smax}$  rappresenta la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria delle barre,  $\epsilon_{sm}$ , può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\epsilon_{sm} = 1/E_s [\sigma_s - k_t f_{ctm}/\rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] \geq 0.6 \sigma_s/E_s,$$

dove:

$\sigma_s$  è la tensione nell’armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata,

$\alpha_e$  è il rapporto  $E_s/E_{cm}$ ,

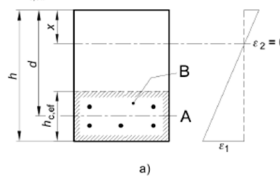
$\rho_{eff}$  è pari ad  $A_s/A_{c,eff}$ ,

$A_{c,eff}$  è l’area efficace di calcestruzzo teso attorno all’armatura, di altezza  $h_{c,ef}$ , dove  $h_{c,ef}$  è il valore minore tra  $2.5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$  ed  $h/2$  (come indicato in figura seguente); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l’una all’estradosso e l’altra all’intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente,

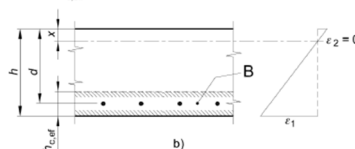
$k_t$  è un fattore dipendente dalla durata del carico.

Legenda

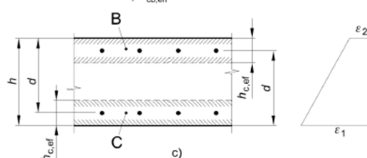
- a) Trave  
A Livello del baricentro dell’acciaio  
B Area tesa efficace,  $A_{c,eff}$



- b) Piastra  
B Area tesa efficace,  $A_{c,eff}$



- c) Elemento in trazione  
B Area tesa efficace di estradosso,  $A_{ct,eff}$   
C Area tesa efficace di intradosso,  $A_{cb,eff}$



Per quanto concerne la distanza massima  $\Delta_{smax}$ , nel caso in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a  $5(c + \phi/2)$ , essa può essere valutata come segue:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_3 k_4 \phi / \rho_{eff},$$

dove:

$\phi$  è il diametro delle barre (se nella sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda l'uso di un opportuno diametro equivalente  $\phi_{eq}$ ),

$c$  è il ricoprimento delle barre di armatura,

$k_1$  è funzione dell'aderenza delle armature,

$k_2$  è funzione dello stato sollecitativo di trazione o flessione,

$k_3$  assume il valore fisso di 3.4,

$k_4$  assume il valore fisso di 0.425.

Nel caso in esame, come riportato nelle caratteristiche dei materiali, le strutture di elevazione presentano classe di esposizione XC4 e XF1, le strutture di fondazione XC2 e i pali di fondazione XC2. Si ottengono pertanto i seguenti limiti per lo stato limite di fessurazione:

	Condizioni ambientali	Combinazione azioni	limite apertura fessure $w_d$
Strutture di elevazione	Aggressive	Frequente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
Strutture di fondazione	Ordinarie	Frequente	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
Pali di fondazione	Ordinarie	Frequente	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Nei casi previsti dalla norma, la verifica di fessurazione può essere condotta per via indiretta (C4.1.2.2.4). Essa consiste nell'appurare che la tensione nelle barre di armatura sia limitata entro determinati valori tabellati in funzione del diametro della barra e della spaziatura massima:

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

### 6.2.2 Verifiche delle tensioni in esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$  deve rispettare la seguente limitazione:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara),
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.

La tensione massima per l'acciaio  $\sigma_s$  deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  per combinazione caratteristica.

Nel caso in esame si ottiene pertanto:

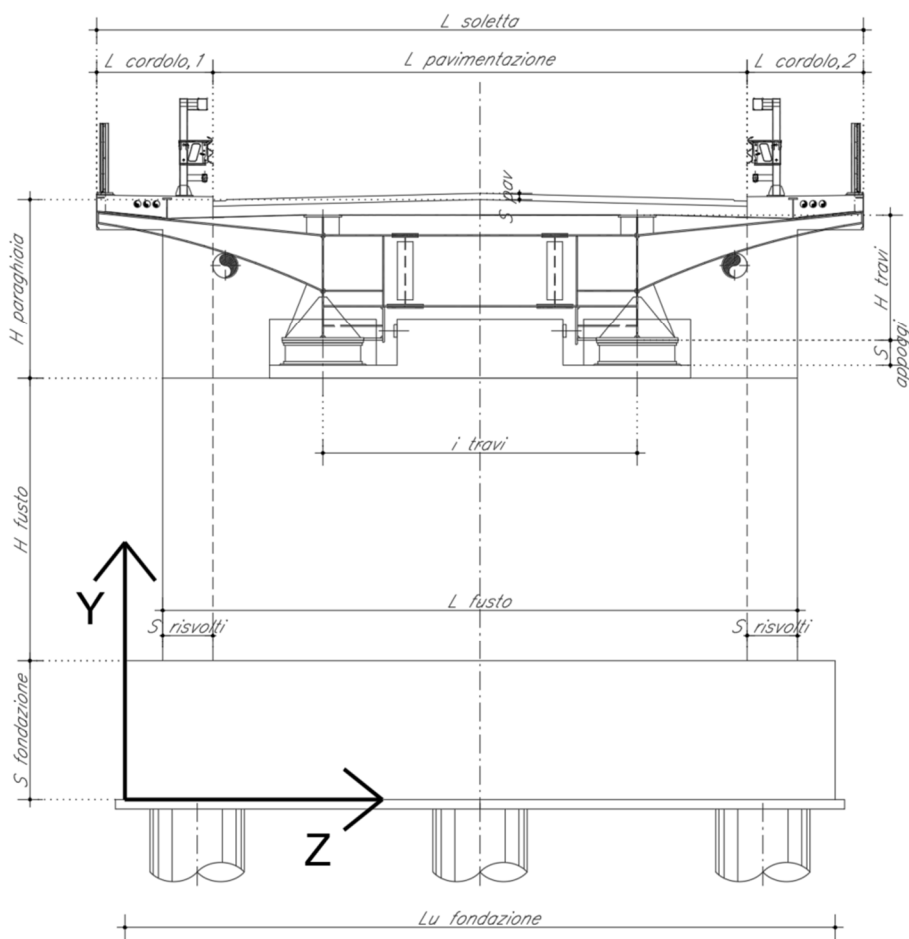
- Per le strutture di elevazione  $f_{ck} = 32$  MPa da cui:
  - $\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 19.2$  MPa per combinazione caratteristica (rara),
  - $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 14.4$  MPa per combinazione quasi permanente.
- Per le strutture di fondazione e per i pali di fondazione  $f_{ck} = 25$  MPa da cui:
  - $\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 15$  MPa per combinazione caratteristica (rara),
  - $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.3$  MPa per combinazione quasi permanente.
- Per l'acciaio B450C la tensione deve rispettare il seguente limite:  $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360$  Mpa

## 7 ANALISI DELLA SPALLA

Nel presente paragrafo si riporta l'analisi globale della spalla in oggetto. Per la geometria e le caratteristiche dimensionali si fa riferimento alle figure riportate in premessa. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

### 7.1 Sistema di riferimento

Nell'immagine riportata di seguito viene rappresentato il sistema di riferimento impiegato per svolgere l'analisi.



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

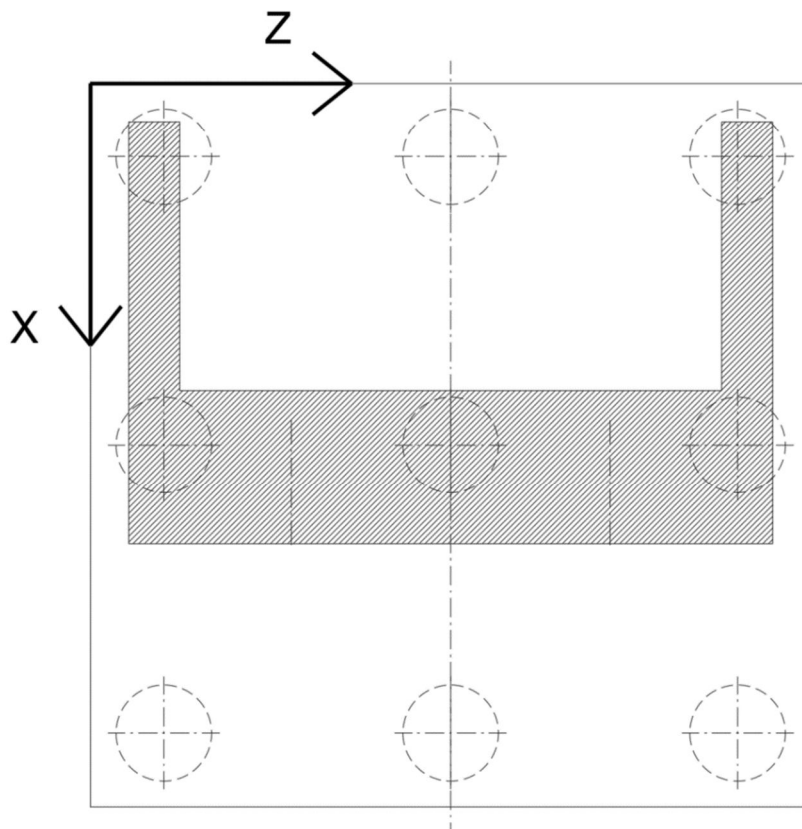
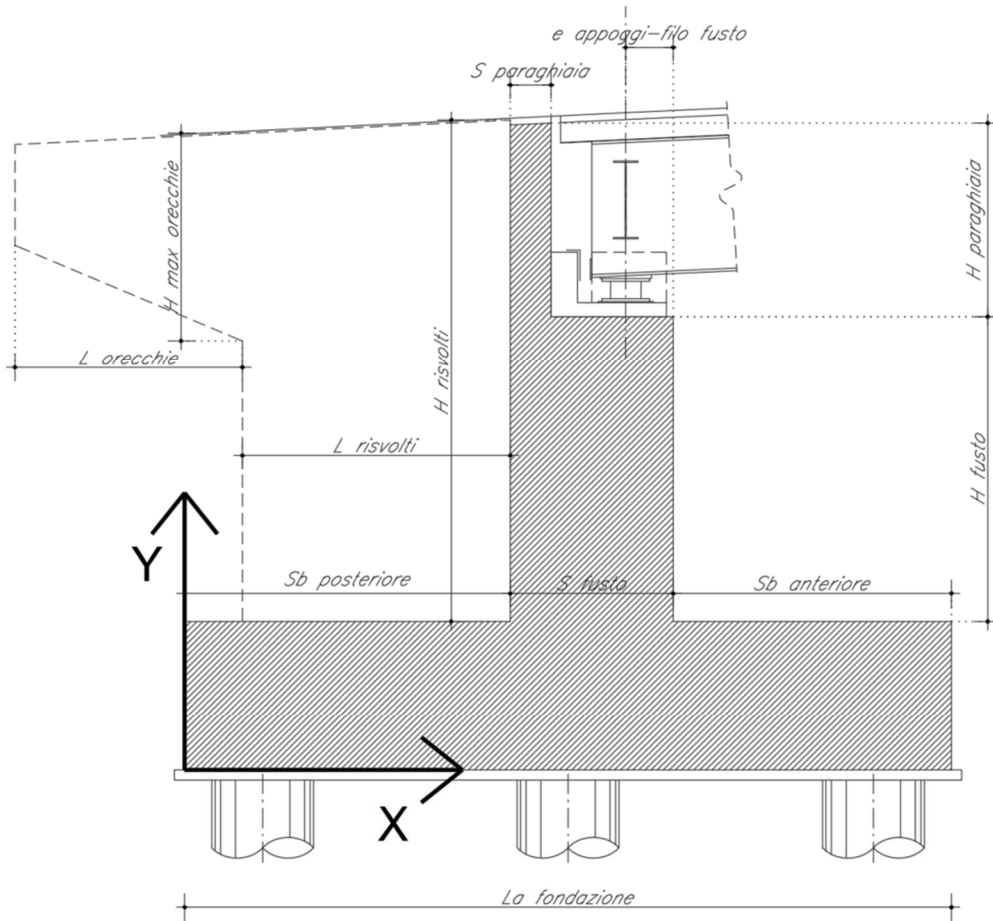
Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001

Rev.  
A

Foglio  
37 di 117



## 7.2 Dati di input

### 7.2.1 Geometria dell'impalcato

Si riportano di seguito i principali dati geometrici dell'impalcato necessari per l'analisi della spalla. La simbologia adottata fa riferimento ai parametri indicati nelle figure precedenti.

#### Dati relativi all'impalcato

Numero travi	n° travi	2.00
Lunghezza impalcato (m)	L <sub>impalcato</sub>	50.40
Interasse travi (m)	i <sub>travi</sub>	12.75
Altezza travi in corrispondenza dell'appoggio (m)	H <sub>travi</sub>	2.20
Interasse appoggi (m)	i <sub>appoggi</sub>	50.40
Lunghezza di afferenza alla spalla (m)	L <sub>afferenza(spalla)</sub>	25.20
Larghezza pavimentazione (m)	L <sub>pavimentazione</sub>	8.50
Spessore pavimentazione (m)	S <sub>pavimentazione</sub>	0.10
Larghezza soletta (m)	L <sub>soletta</sub>	12.73
Larghezza carreggiata (m)	L <sub>carreggiata</sub>	8.50
Spessore medio soletta (m)	S <sub>soletta</sub>	0.22
Larghezza cordolo n° 1 -a maggior z- (m)	L <sub>cordolo,1</sub>	2.125
Larghezza cordolo n° 2 -a minor z- (m)	L <sub>cordolo,2</sub>	2.125
Altezza max cordoli (m)	H <sub>max, cordoli</sub>	0.24
Altezza media cordoli (m)	H <sub>media, cordoli</sub>	0.19

#### Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato

Spessore apparecchi di appoggio della spalla (m)	S <sub>appoggi</sub>	0.30
Posizione asse appoggi rispetto a filo valle fusto (m)	e <sub>appoggi-filo fusto</sub>	0.70
Eccentricità asse impalcato-asse appoggi travi (m)	e <sub>impalcato-appoggi</sub>	0.00
Raggio di curvatura -zero se rettilineo- (m)	R <sub>curvatura</sub>	0.00
Azione d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti	a%	0.00

**7.2.2 Geometria della spalla**

Si riportano di seguito i principali dati geometrici necessari per il calcolo delle azioni globali relative alla spalla. La simbologia adottata fa riferimento ai parametri indicati nelle figure precedenti.

**Dati relativi alla spalla**

Altezza fusto spalla (m)	H <sub>fusto</sub>	5.80
Spessore fusto spalla (m)	S <sub>fusto</sub>	2.40
Lunghezza fusto spalla (m)	L <sub>fusto</sub>	14.70
Eccentricità trasversale fusto rispetto alla platea (m)	e <sub>fusto-spalla</sub>	0.00
Altezza media paraghiaia (m)	H <sub>paraghiaia</sub>	1.70
Spessore paraghiaia (m)	S <sub>paraghiaia</sub>	0.60
Altezza risvolti (m)	H <sub>risvolti</sub>	7.50
Lunghezza risvolti (m)	L <sub>risvolti</sub>	2.70
Spessore medio risvolti (m)	S <sub>risvolti</sub>	1.20
Altezza massima orecchie (m)	H <sub>orecchie</sub>	3.00
Lunghezza massima orecchie (m)	L <sub>orecchie</sub>	2.80
Spessore medio orecchie (m)	S <sub>orecchie</sub>	1.20

**Dati relativi alla platea di fondazione**

Lunghezza platea di fondazione (m)	Lu <sub>fondazione</sub>	20.30
Larghezza platea di fondazione -lungo asse stradale- (m)	La <sub>fondazione</sub>	6.80
Sbalzo anteriore (m)	Sb <sub>anteriore</sub>	1.70
Sbalzo posteriore (m)	Sb <sub>posteriore</sub>	2.70
Spessore platea (m)	S <sub>fondazione</sub>	1.80

**Dati relativi alla palificata di fondazione**

Numero di pali	n° pali	10.00
Diametro pali (m)	D pali	1.50

### 7.3 Azioni trasmesse dall'impalcato

Le azioni descritte nella 'Relazione di calcolo apparecchi di appoggio e giunti di dilatazione' e trasmesse alla spalla in esame sono riportate di seguito.

#### 7.3.1 Carichi permanenti

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi permanenti unitari riferiti all'impalcato.

	Peso unitario			Larghezza [m]	Spessore [m]	Numero [-]	Carico lineare [kN/m]
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]				
Peso struttura in acciaio		4.00		12.75		=	51.00
Peso soletta	25.00			12.75	0.22	=	70.13
<b>Totale strutturali</b>							<b>121.13</b>
Pavimentazione		2.40		8.50		=	20.40
Cordolo 1	25.00			2.125	0.19	1 =	10.17
Cordolo 2	25.00			2.125	0.19	1 =	10.17
Barriere sicurezza e parapetto			2.50			2 =	5.00
<b>Totale Permanenti Portati</b>							<b>45.74</b>
<b>Totale</b>							<b>166.86</b>

Le azioni permanenti trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
41 di 117

### 7.3.2 Carichi accidentali

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo n° 1. Nella tabella seguente si riassumono le singole reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, e la reazione totale, riferite all'asse della carreggiata:

CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO						
SCHEMA DI CARICO 1	Corsia 1		Corsia 2		Corsia 3	Rimanente
Larghezza corsia [m]	3.00		3.00		0.00	2.50
Q <sub>ik</sub> [kN] afferente a spalla	300	300	200	200	0	0
Ascissa Tandem [m]	8.00	6.00	5.00	3.00	2.00	0.00
<i>Rispetto a baricentro spiccato fusto:</i>						
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1,125.00	525.00	150.00	250.00	0.00	0.00
<i>Rispetto a baricentro palificata:</i>						
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1,125.00	525.00	150.00	250.00	0.00	0.00
q <sub>ik</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	9.00		2.50		0.00	2.50
q <sub>ik</sub> [kN] afferente a spalla	680.40		189.00		0.00	157.50
Ascissa colonna di carico [m]	7.00		4.00		2.50	1.25
<i>Rispetto a baricentro spiccato fusto:</i>						
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	1,871.10		-47.25		0.00	-472.50
<i>Rispetto a baricentro palificata:</i>						
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	1,871.10		-47.25		0.00	-472.50

### CARICHI VERTICALI DA FOLLA

Q <sub>fk</sub>	2.50 kN/m <sup>2</sup>
Largh. pedonale 1	1.65 m
Largh. pedonale 2	1.65 m
Q <sub>fk,1</sub>	4.13 kN/m
Q <sub>fk,2</sub>	4.13 kN/m
F <sub>marciapiede 1</sub>	104 kN
F <sub>marciapiede 2</sub>	104 kN
Z <sub>folla,marciapiede 1</sub>	-0.83 m
Z <sub>folla,marciapiede 2</sub>	9.33 m

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
42 di 117

Le azioni dovute ai carichi mobili trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

<b>CARICHI VERTICALI DA FOLLA E TRAFFICO</b>		
$N_{\text{traffico}}$	2,027 kN	SPICCATO FUSTO
$N_{\text{folla}}$	208 kN	
$N_{\text{tot}}$	2,235 kN	
$M_{\text{trasv,traffico}}$	2,901 kNm	
$M_{\text{trasv,folla}}$	0 kNm	
$M_{\text{trasv,tot}}$	2,901 kNm	
$M_{\text{long,traffico}}$	1,013 kNm	
$M_{\text{long,folla}}$	104 kNm	
$M_{\text{long,tot}}$	1,117 kNm	
$N_{\text{traffico}}$	2,027 kN	
$N_{\text{folla}}$	208 kN	
$N_{\text{tot}}$	2,235 kN	
$M_{\text{trasv,traffico}}$	2,901 kNm	
$M_{\text{trasv,folla}}$	528 kNm	
$M_{\text{trasv,tot}}$	3,429 kNm	
$M_{\text{long,traffico}}$	2,027 kNm	
$M_{\text{long,folla}}$	208 kNm	
$M_{\text{long,tot}}$	2,235 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
43 di 117

### 7.3.3 Azione di frenamento

Le azioni di frenamento trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

AZIONI DI ACCELERAZIONE E FRENATURA		
$T_{\text{long, frenatura}}$	248.04 kN	SPICCATO FUSTO
$e_{\text{vert}}$	6.40 m	
$e_{\text{trasv}}$	0.00 m	
$M_{\text{long, frenatura}}$	1,587 kNm	
$M_{\text{torc, frenatura}}$	0.00 kNm	
$T_{\text{long, frenatura}}$	248.04 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$e_{\text{vert}}$	8.20 m	
$e_{\text{trasv}}$	0.00 m	
$M_{\text{long, frenatura}}$	2,034 kNm	
$M_{\text{torc, frenatura}}$	0.00 kNm	

### 7.3.4 Azione centrifuga

Essendo l'asse viario rettilineo l'azione centrifuga risulta nulla.

### 7.3.5 Variazione termica

Variazione termica uniforme di progetto	30.000 °C
Fattore moltiplicativo k appoggi per bassi spostamenti	2.00

$T_{\text{long}}$	119 kN	SPICCATO FUSTO
$e_{\text{vert}}$	6.40 m	
$e_{\text{trasv}}$	0.00	
$M_{\text{long}}$	762 kNm	
$M_{\text{torc}}$	0.00 kNm	

$T_{\text{long}}$	119 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$e_{\text{vert}}$	8.20 m	
$e_{\text{trasv}}$	0.00	
$M_{\text{long}}$	976 kNm	
$M_{\text{torc}}$	0.00 kNm	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
44 di 117

### 7.3.6 Azione del vento

Pressione vento	2.50 kPa
$L_{1^\circ \text{ campata}}$	50.40 m
% afferenza carico vento alla spalla	50.00 %
$H_{\text{impalcato}}$	1.30 m
$H_{\text{barriera}}$	3.00 m

$T_{\text{trav}}$	271 kN	<b>SPICCATO FUSTO</b>
$e_{\text{vert}}$	6.4 m	
$e_{\text{long}}$	0.5 m	
$M_{\text{trav}}$	2,316 kNm	
$M_{\text{torc}}$	135 kNm	

$T_{\text{trav}}$	271 kN	<b>INTRADOSSO FONDAZIONE</b>
$e_{\text{vert}}$	8.2 m	
$e_{\text{long}}$	1.0 m	
$M_{\text{trav}}$	2,804 kNm	
$M_{\text{torc}}$	-271 kNm	

**7.3.7 Azione sismica**

Di seguito si riportano i parametri assunti alla base del calcolo dell'azione sismica.

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Probabilità di superamento	10.00 %
$T_R$	1424 anni
$a_g$	0.2320 g
$a_{gv}$	0.1500 g
$F_0$	2.4740
$F_v$	1.6100
$T_c^*$	0.2830 s
Categoria suolo	E
Categoria topografica	T1
$S_t$	1.0000
$S_s$	1.3686
$S$	1.369
$C_c$	1.9054
$T_B$	0.1797
$T_c$	0.5392
$T_D$	2.5280

Sulla spalla in oggetto il sistema di vincolamento trasmette le azioni sismiche longitudinali derivanti dall'impalcato calcolate di seguito.

Lunghezza totale ponte	50.40 m
Luce campata adiacente spalla fissa	50.40 m
m IMPALCATO TOTALE	857,981.65 kg
m IMPALCATO AFFERENTE A SPALLA FISSA	428,990.83 kg
% attrito	100.00 %
F SISMICA LONG	2,672.53 kN
% sisma in y (long.)	100.00 %
% sisma in x (trasv.)	30.00 %
% sisma in verticale	30.00 %

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
46 di 117

Le azioni dovute al sisma trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

N	471.58 kN	SPICCATO FUSTO
T <sub>long</sub>	852.80 kN	
T <sub>trasv</sub>	255.84 kN	
e <sub>vert</sub>	6.40 m	
e <sub>trasv</sub>	0.00 m	
e <sub>long</sub>	0.50 m	
M <sub>trasv</sub>	1,893.22 kNm	
M <sub>torc</sub>	127.92 kNm	
M <sub>long</sub>	5,693.71 kNm	

N	471.58 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T <sub>long</sub>	852.80 kN	
T <sub>trasv</sub>	255.84 kN	
e <sub>vert</sub>	8.20 m	
e <sub>trasv</sub>	0.00 m	
e <sub>x</sub>	1.00 m	
M <sub>trasv</sub>	2,353.73 kNm	
M <sub>torc</sub>	255.84 kNm	
M <sub>long</sub>	7,464.54 kNm	

**7.4 Azioni relative alla spalla****7.4.1 Peso proprio**

Elemento strutturale	N (kN)	x <sub>G</sub> (m)	y <sub>G</sub> (m)
Paraghiaia	375	3.00	8.45
Muri d'ala	1,215	1.35	5.55
Orecchie	403	-1.28	8.10
Fusto	5,116	3.90	4.70
Plinto	6,212	3.40	0.90

Le azioni dovute ai pesi propri degli elementi della spalla, allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, sono le seguenti.

$\gamma$	25.00 kN/m <sup>3</sup>	SPICCATO FUSTO
N	5,490 kN	
M <sub>long</sub>	-337 kNm	
$\gamma$	25.00 kN/m <sup>3</sup>	INTRADOSSO FONDAZIONE
N	13,320 kN	
M <sub>long</sub>	-1,970 kNm	
M <sub>trasv</sub>	0 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
48 di 117

#### 7.4.2 Forze inerziali degli elementi della spalla

	Rispetto base fusto	Rispetto intradosso fondazione		
N	374.85	374.85	kN	PARAGHIAIA
Massa <sub>paraghiaia</sub>	38,211.01	38,211.01	kg	
T <sub>long</sub>	119.02	119.02	kN	
e <sub>vert,paraghiaia</sub>	6.65	8.45	m	
M <sub>long,paraghiaia</sub>	791.51	1,005.75	kNm	
T <sub>trasv</sub>	35.71	35.71	kN	
M <sub>trasv</sub>	237.45	301.72	kNm	

N		1,215.00	kN	MURI D'ALA
Massa <sub>muri d'ala</sub>		123,853.21	kg	
T <sub>long</sub>		385.79	kN	
e <sub>vert,muri d'ala</sub>		5.55	m	
M <sub>long,muri d'ala</sub>		2,141.14	kNm	
T <sub>trasv</sub>		115.74	kN	
M <sub>trasv</sub>		642.34	kNm	

N	5,115.60	5,115.60	kN	FUSTO
Massa <sub>fusto</sub>	521,467.89	521,467.89	kg	
T <sub>long</sub>	1,624.32	1,624.32	kN	
e <sub>vert,fusto</sub>	2.90	4.70	m	
M <sub>long,fusto</sub>	4,710.54	7,634.32	kNm	
T <sub>trasv</sub>	487.30	487.30	kN	
M <sub>trasv</sub>	1,413.16	2,290.29	kNm	

N		6,211.80	kN	PLINTO
Massa <sub>plinto</sub>		633,211.01	kg	
T <sub>long</sub>		1,972.39	kN	
e <sub>vert,plinto</sub>		0.90	m	
M <sub>long,plinto</sub>		1,775.15	kNm	
T <sub>trasv</sub>		591.72	kN	
M <sub>trasv</sub>		532.55	kNm	



GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
49 di 117

Massa totale	559,678.90 kg
N <sub>sismica</sub>	247.07 kN
T <sub>long</sub>	1,743.35 kN
M <sub>long,plinto</sub>	5,486.86 kNm
T <sub>trasv</sub>	523.00 kN
M <sub>trasv</sub>	1,650.61 kNm

SPICCATO FUSTO

Massa totale	1,316,743.12 kg
N <sub>sismica</sub>	581.28 kN
T <sub>long</sub>	4,101.53 kN
M <sub>long,plinto</sub>	12,552.63 kNm
T <sub>trasv</sub>	1,230.46 kN
M <sub>trasv</sub>	3,766.91 kNm

INTRADOSSO  
FONDAZIONE

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
50 di 117

### 7.4.3 Spinta delle terre

#### 7.4.3.1 Spinta statica del terreno di monte

#### SPINTA RIPOSO TERRENO DI MONTE

$\phi\kappa$ [°]	$\phi\kappa$ [rad]	$\text{tg}(\phi\kappa)$
38.00	0.66	0.78

#### M1

$K_0$	0.38
$\gamma$	20.00 kN/m <sup>3</sup>
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	1.70 m
$H_{\text{FUSTO}}$	5.80 m
$H_{\text{PLINTO}}$	1.80 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	9.30 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	2.70 m
$\theta$	0.00 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato(MONTE)}}$	1.35 m
$X_{G,\text{terreno imbarcato(VALLE)}}$	5.95 m
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	3.40 m

#### Paraghiaia

$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	14.70 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.70 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	163 kN
$Y_{S,\text{PARAGHIAIA}}$	8.17 m

#### Fusto

$L_{\text{FUSTO}}$	14.70 m
$H_{\text{FUSTO}}$	5.80 m
$S_{\text{FUSTO}}$	3,015 kN
$Y_{S,\text{FUSTO}}$	4.09 m

#### Plinto

$L_{\text{PLINTO}}$	20.30 m
$H_{\text{PLINTO}}$	1.80 m
$S_{\text{PLINTO}}$	2,359 kN
$Y_{S,\text{PLINTO}}$	0.87 m

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
51 di 117

$T_{\text{long,spinta}}$	3,178 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{\text{long,spinta}}$	7,945 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	0 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	0 kNm	
$N_{\text{tot}}$	0 kN	
$T_{\text{long,tot}}$	3,178 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	7,945 kNm	
$T_{\text{long,spinta}}$	5,537 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{\text{long,spinta}}$	15,713 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	7,940 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	-13,101 kNm	
$N_{\text{tot}}$	7,940 kN	
$T_{\text{long,tot}}$	5,537 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	2,612 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
52 di 117**SPINTA ATTIVA TERRENO DI MONTE**

$\phi\kappa$ [°]	$\phi\kappa$ [rad]	$\text{tg}(\phi\kappa)$
38.00	0.66	0.78

**M1**

$K_a$	0.24
$\gamma$	20.00 kN/m <sup>3</sup>
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	1.70 m
$H_{\text{FUSTO}}$	5.80 m
$H_{\text{PLINTO}}$	1.80 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	9.30 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	2.70 m
$\theta$	0.00 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato}}$	1.35 m
$X_{G,\text{terreno imbarcato(VALLE)}}$	5.95 m
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	3.40 m

Paraghiaia

$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	14.70 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.70 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	101 kN
$Y_{S,\text{PARAGHIAIA}}$	8.17 m

Fusto

$L_{\text{FUSTO}}$	14.70 m
$H_{\text{FUSTO}}$	5.80 m
$S_{\text{FUSTO}}$	1,866 kN
$Y_{S,\text{FUSTO}}$	4.09 m

Plinto

$L_{\text{PLINTO}}$	20.30 m
$H_{\text{PLINTO}}$	1.80 m
$S_{\text{PLINTO}}$	1,460 kN
$Y_{S,\text{PLINTO}}$	0.87 m

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
53 di 117

$T_{\text{long,spinta}}$	1,967 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{\text{long,spinta}}$	4,917 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	0 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	0 kNm	
$N_{\text{tot}}$	0 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	4,917 kNm	
$T_{\text{long,spinta}}$	3,427 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{\text{long,spinta}}$	9,725 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	7,940 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	-13,101 kNm	
$N_{\text{tot}}$	7,940 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	-3,376 kNm	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
54 di 1177.4.3.2 Traffico a tergo spalla

<b>M1</b>	
K0	0.38
q TRAFFICO	30.00 kN/m <sup>2</sup>
H SPALLA	9.30 m
B PLINTO	6.80 m
H PLINTO	1.80 m
B TERRENO IMBARCATO	2.70 m
L PARAGHIAIA	14.70 m
X G.PALIFICATA	3.40 m

N	0 kN	SPICCATO FUSTO
T <sub>long</sub>	1,271 kN	
M <sub>long</sub>	4,767 kNm	

N	1,191 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T <sub>long</sub>	1,576 kN	
M <sub>long</sub>	4,889 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
55 di 117

## 7.4.3.3 Sovrappinta sismica del terreno di monte

$\phi\kappa$ [°]	$\phi\kappa$ [rad]	$\text{tg}(\phi\kappa)$
38.00	0.66	0.78

<b>M1</b>	
$H_{\text{media(spalla)}}$	9.30 m
$\gamma$	20.00 kN/m <sup>3</sup>
$K_a$	0.24
$k_h$	0.32
$k_v$	0.16
$\theta$	15.32 °
$\alpha$	90.00 °
$\beta$	0.00 °
$\delta$	0.00 °
$K_{a,e}$	0.41
$S_e$	409.84 kN/m
$S_a$	205.75 kN/m
$\Delta\Sigma$	204.09 kN/m
$q_{\Delta\Sigma}$	21.95 kN/m/m
<u>Paraghiaia</u>	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	14.70 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.70 m
$\Delta\Sigma_{e,PARAGHIAIA}$	548 kN
$y_{S_e,PARAGHIAIA}$	8.45 m
$M_{\text{long,PARAGHIAIA}}$	4,634 kNm
<u>Fusto</u>	
$L_{\text{FUSTO}}$	14.70 m
$H_{\text{FUSTO}}$	5.80 m
$\Delta\Sigma_{e,FUSTO}$	1,871 kN
$y_{S_e,FUSTO}$	4.70 m
$M_{\text{long,FUSTO}}$	8,794 kNm
<u>Plinto</u>	
$L_{\text{PLINTO}}$	20.30 m
$H_{\text{PLINTO}}$	1.80 m
$\Delta\Sigma_{e,PLINTO}$	802 kN
$y_{S_e,PLINTO}$	0.90 m
$M_{\text{long,PLINTO}}$	722 kNm

$T_{\text{long,spinta}}$	2,419 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{\text{long,spinta}}$	9,073 kNm	
$T_{\text{long,spinta}}$	3,221 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{\text{long,spinta}}$	14,150 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
56 di 1177.4.3.4 Forse inerziali del terreno imbarcato

Massa terreno imbarcato	507,798.17 kg	SPICCATO FUSTO
$T_{long,SISMICA}$	1,581.74 kN	
$y_G$	3.75 m	
$M_{long,SISMICA}$	5,931.53 kNm	
$T_{trasv,SISMICA}$	474.52 kN	
$M_{trasv,SISMICA}$	1,779.46 kNm	
$N_{SISMICA}$	0.00 kN	
$x_G$	-2.55 m	
$M_{long,SISMICA}$	0.00 kNm	INTRAD. FONDAZIONE
Massa terreno imbarcato	809,347.60 kg	
$T_{long,SISMICA}$	2,521.04 kN	
$y_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	5.55 m	
$y_{G,terreno\ imbarcato\ VALLE}$	2.30 m	
$M_{long,SISMICA}$	13,279.52 kNm	
$T_{trasv,SISMICA}$	756.31 kN	
$M_{trasv,SISMICA}$	4,197.53 kNm	
$N_{SISMICA}$	357.29 kN	
$x_G$	-2.05 m	



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
57 di 117

## 7.5 Sollecitazioni a spiccato fusto

### 7.5.1 Azioni elementari

SOLLECITAZIONI SPICCATO FUSTO						
	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]	T trasv [kN]	M trasv [kNm]	M torc [kNm]
Pesi propri + portati impalcato	4,208	-	2,104	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	472	853	5,694	256	1,893	128
Traffico impalcato	2,235	-	1,117	-	2,901	-
Frenatura e centrifuga	-	248	1,587	0	0	0
DT	-	119	762	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	271	2,316	135
P.P. spalla	5,490	-	-337	-	-	-
Inerzia sismica spalla	247	1,743	5,487	523	1,651	-
Terreno imbarcato	0	-	0	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	3,178	7,945	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	1,967	4,917	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	2,419	9,073	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	0	1,582	5,932	475	1,779	-
Traffico tergo spalla	0	1,271	4,767	-	-	-

### 7.5.2 Sollecitazioni a spiccato fusto

Di seguito si riportano le sollecitazioni globali risultanti nella sezione di spiccato fusto.

COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N [kN]</b>	13,093	13,093	13,093	13,093	13,093	13,093	16,110	16,110	15,351	15,351	15,351
<b>T long [kN]</b>	4,433	4,376	6,092	6,092	5,062	5,120	4,376	5,062	6,092	4,711	5,397
<b>M long [kNm]</b>	14,025	13,659	20,095	20,095	16,234	16,599	15,168	17,742	21,223	16,931	19,505
<b>T trasv [kN]</b>	0	406	0	244	406	244	244	244	244	244	244
<b>M trasv [kNm]</b>	0	3,474	0	2,085	3,474	2,085	6,001	6,001	5,015	5,015	5,015
<b>M torc [kNm]</b>	0	203	0	122	203	122	122	122	122	122	122

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N [kN]</b>	9,699	9,699	9,699	9,699	9,699	9,699	11,934	11,934	11,375	11,375	11,375
<b>T long [kN]</b>	3,297	3,249	4,521	4,521	3,758	3,806	3,249	3,758	4,521	3,497	4,006
<b>M long [kNm]</b>	10,474	10,169	14,936	14,936	12,076	12,380	11,286	13,193	15,774	12,594	14,501
<b>T trasv [kN]</b>	0	271	0	163	271	163	163	163	163	163	163
<b>M trasv [kNm]</b>	0	2,316	0	1,390	2,316	1,390	4,291	4,291	3,566	3,566	3,566
<b>M torc [kNm]</b>	0	135	0	81	135	81	81	81	81	81	81

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
<b>N [kN]</b>	9,699	9,699	9,699	11,375
<b>T long [kN]</b>	3,249	3,746	3,238	3,238
<b>M long [kNm]</b>	10,169	12,000	10,093	10,931
<b>T trasv [kN]</b>	0	0	54	0
<b>M trasv [kNm]</b>	0	0	463	2,176
<b>M torc [kNm]</b>	0	0	27	0

COMBO SLE - QP	
	1
<b>N [kN]</b>	9,699
<b>T long [kN]</b>	3,238
<b>M long [kNm]</b>	10,093
<b>T trasv [kN]</b>	0
<b>M trasv [kNm]</b>	0
<b>M torc [kNm]</b>	0

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001

Rev.  
A

Foglio  
59 di 117

	<b>COMBO SLV</b>
	<b>1</b>
<b>N</b> [kN]	10,417
<b>T long</b> [kN]	8,624
<b>M long</b> [kNm]	33,250
<b>T trasv</b> [kN]	1,253
<b>M trasv</b> [kNm]	5,323
<b>M torc</b> [kNm]	128

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
60 di 117

### 7.5.3 Sollecitazioni oggetto di verifica

La verifica dell'elemento strutturale viene condotta facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria. Le sollecitazioni a spiccato fusto riferite ad una larghezza unitaria pari a 1 m risultano pertanto:

COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N [kN]</b>	1,065	1,065	1,065	1,065	1,065	1,065	1,310	1,310	1,248	1,248	1,248
<b>T long [kN]</b>	360	356	495	495	412	416	356	412	495	383	439
<b>M long [kNm]</b>	1,140	1,111	1,634	1,634	1,320	1,350	1,233	1,442	1,725	1,377	1,586

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N [kN]</b>	789	789	789	789	789	789	970	970	925	925	925
<b>T long [kN]</b>	268	264	368	368	306	309	264	306	368	284	326
<b>M long [kNm]</b>	852	827	1,214	1,214	982	1,007	918	1,073	1,282	1,024	1,179

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
<b>N [kN]</b>	789	789	789	925
<b>T long [kN]</b>	264	305	263	263
<b>M long [kNm]</b>	827	976	821	889

COMBO SLE - QP	
	1
<b>N [kN]</b>	789
<b>T long [kN]</b>	263
<b>M long [kNm]</b>	821

COMBO SLV	
	1
<b>N [kN]</b>	847
<b>T long [kN]</b>	701
<b>M long [kNm]</b>	2,703

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
61 di 117

## 7.6 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione

### 7.6.1.1 Azioni elementari

Si riportano di seguito le caratteristiche di sollecitazione relative alla palificata, riferite agli assi baricentrici della platea.

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE						
	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]	T trasv [kN]	M trasv [kNm]	M torc [kNm]
Pesi propri + portati impalcato	4,208	-	4,208	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	472	853	7,465	256	2,354	256
Traffico impalcato	2,235	-	2,235	-	3,429	-
Frenatura e centrifuga	-	248	2,034	0	0	0
DT	-	119	976	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	271	2,804	-271
P.P. spalla	13,320	-	-1,970	-	0	-
Inerzia sismica spalla	581	4,102	12,553	1,230	3,767	-
Terreno imbarcato	7,940	-	-13,101	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	5,537	15,713	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	3,427	9,725	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	3,221	14,150	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	357	2,521	12,547	756	4,198	-
Traffico tergo spalla	1,191	1,576	4,889	-	-	-

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
62 di 117

## 7.6.1.2 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione

Le sollecitazioni riportate nella tabella sottostante sono calcolate rispetto al baricentro della palificata.

COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N [kN]</b>	34,383	34,383	35,990	35,990	35,026	35,026	37,400	38,043	38,247	36,640	37,283
<b>T long [kN]</b>	7,618	7,561	9,689	9,689	8,412	8,469	7,561	8,412	9,689	7,896	8,747
<b>M long [kNm]</b>	7,719	7,250	13,850	13,850	9,890	10,359	10,267	12,907	16,107	12,253	14,893
<b>T trasv [kN]</b>	0	406	0	244	406	244	244	244	244	244	244
<b>M trasv [kNm]</b>	0	4,206	0	2,523	4,206	2,523	7,152	7,152	5,987	5,987	5,987
<b>M torc [kNm]</b>	0	-406	0	-244	-406	-244	-244	-244	-244	-244	-244

COMBO SLE RARA											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N [kN]</b>	25,469	25,469	26,659	26,659	25,945	25,945	27,703	28,180	28,335	27,145	27,621
<b>T long [kN]</b>	5,656	5,609	7,185	7,185	6,239	6,287	5,609	6,239	7,185	5,857	6,487
<b>M long [kNm]</b>	5,826	5,436	10,324	10,324	7,391	7,782	7,670	9,626	12,001	9,146	11,101
<b>T trasv [kN]</b>	0	271	0	163	271	163	163	163	163	163	163
<b>M trasv [kNm]</b>	0	2,804	0	1,682	2,804	1,682	5,111	5,111	4,254	4,254	4,254
<b>M torc [kNm]</b>	0	-271	0	-163	-271	-163	-163	-163	-163	-163	-163

COMBO SLE FREQUENTE				
	1	2	3	4
<b>N [kN]</b>	25,469	25,945	25,469	27,145
<b>T long [kN]</b>	5,609	6,227	5,597	5,597
<b>M long [kNm]</b>	5,436	7,294	5,338	7,014
<b>T trasv [kN]</b>	0	0	54	0
<b>M trasv [kNm]</b>	0	0	561	2,572
<b>M torc [kNm]</b>	0	0	-54	0

COMBO SLE - QP	
	1
<b>N [kN]</b>	25,469
<b>T long [kN]</b>	5,597
<b>M long [kNm]</b>	5,338
<b>T trasv [kN]</b>	0
<b>M trasv [kNm]</b>	0
<b>M torc [kNm]</b>	0

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001

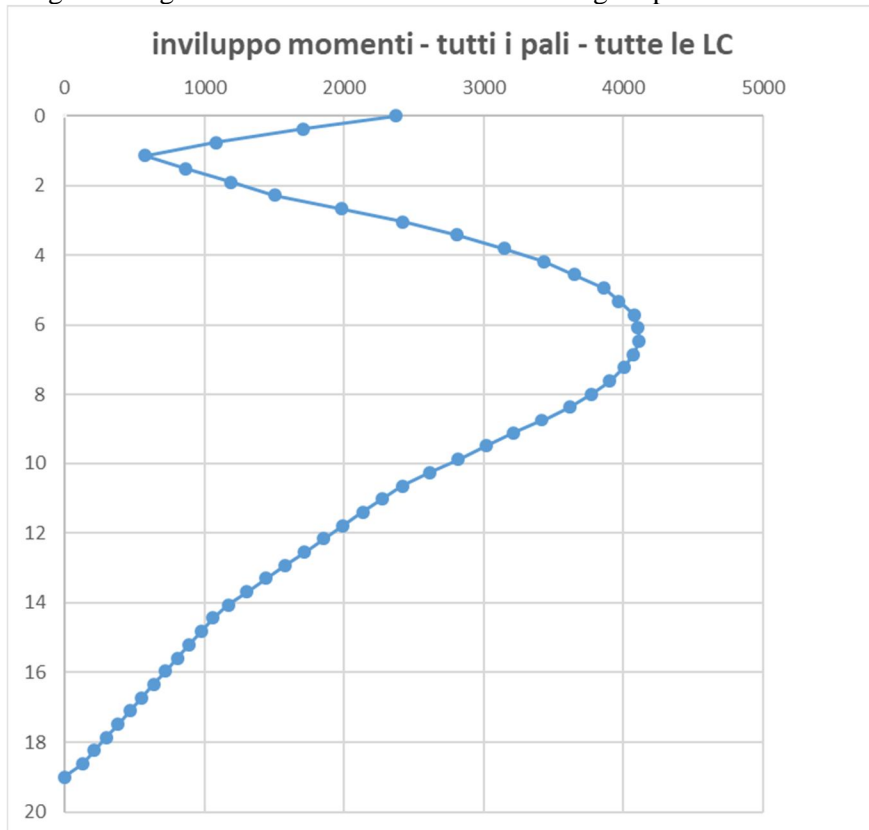
Rev.  
A

Foglio  
63 di 117

	<b>COMBO SLV</b>
	<b>1</b>
<b>N [kN]</b>	26,879
<b>T long [kN]</b>	14,184
<b>M long [kNm]</b>	46,065
<b>T trasv [kN]</b>	2,243
<b>M trasv [kNm]</b>	10,318
<b>M torc [kNm]</b>	256

## 7.7 Sollecitazione sui pali di fondazione

Si riportano di seguito i grafici degli andamenti delle sollecitazioni lungo il palo:





GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

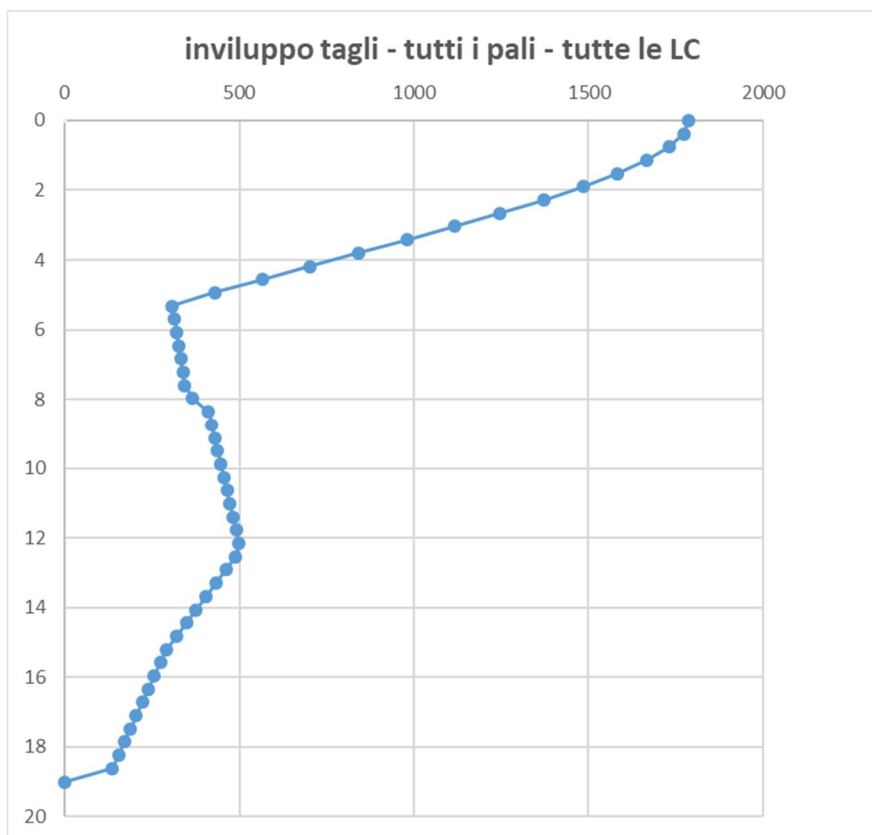
Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001

Rev.  
A

Foglio  
65 di 117



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
66 di 117

Le massime sollecitazioni risultano in corrispondenza della sezione di testa del palo, si riportano pertanto le azioni in testa a ciascun palo:

**Azioni assiale a testa palo (kN)**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10
SLU 1	-2801	-2801	-2801	-4075	-4075	-4075	-2801	-4075	-2801	-4075
SLU 2	-2764	-2816	-2869	-4007	-4060	-4113	-2711	-3955	-2922	-4165
SLU 3	-2686	-2686	-2686	-4512	-4512	-4512	-2686	-4512	-2686	-4512
SLU 4	-2654	-2686	-2717	-4481	-4512	-4544	-2622	-4449	-2749	-4576
SLU 5	-2711	-2764	-2817	-4188	-4241	-4294	-2659	-4136	-2869	-4346
SLU 6	-2717	-2749	-2780	-4225	-4256	-4288	-2686	-4193	-2812	-4320
SLU 7	-2962	-3041	-3120	-4360	-4439	-4518	-2883	-4281	-3199	-4597
SLU 8	-2910	-2989	-3068	-4541	-4620	-4699	-2831	-4462	-3147	-4778
SLU 9	-2786	-2853	-2920	-4729	-4796	-4863	-2719	-4662	-2988	-4930
SLU 10	-2828	-2895	-2962	-4366	-4433	-4500	-2761	-4299	-3029	-4567
SLU 11	-2775	-2842	-2909	-4547	-4614	-4681	-2708	-4480	-2977	-4748
SLE RA 1	-2071	-2071	-2071	-3022	-3022	-3022	-2071	-3022	-2071	-3022
SLE RA 2	-2049	-2084	-2119	-2974	-3010	-3045	-2014	-2939	-2154	-3080
SLE RA 3	-1987	-1987	-1987	-3345	-3345	-3345	-1987	-3345	-1987	-3345
SLE RA 4	-1966	-1987	-2008	-3324	-3345	-3366	-1945	-3303	-2029	-3387
SLE RA 5	-2010	-2045	-2080	-3108	-3144	-3179	-1975	-3073	-2116	-3214
SLE RA 6	-2012	-2033	-2054	-3135	-3156	-3177	-1990	-3114	-2075	-3199
SLE RA 7	-2194	-2250	-2307	-3234	-3290	-3346	-2138	-3178	-2363	-3403
SLE RA 8	-2155	-2212	-2268	-3368	-3424	-3480	-2099	-3312	-2324	-3537
SLE RA 9	-2064	-2112	-2159	-3508	-3555	-3603	-2017	-3460	-2207	-3650
SLE RA 10	-2095	-2142	-2190	-3239	-3286	-3334	-2048	-3192	-2237	-3381
SLE RA 11	-2056	-2104	-2151	-3373	-3421	-3468	-2009	-3326	-2198	-3515
SLE FR 1	-2084	-2084	-2084	-3010	-3010	-3010	-2084	-3010	-2084	-3010
SLE FR 2	-2049	-2049	-2049	-3140	-3140	-3140	-2049	-3140	-2049	-3140
SLE FR 3	-2080	-2087	-2094	-2999	-3006	-3013	-2073	-2992	-2101	-3020
SLE FR 4	-2186	-2212	-2238	-3191	-3217	-3243	-2159	-3164	-2265	-3269
SLE QP 1	-2087	-2087	-2087	-3006	-3006	-3006	-2087	-3006	-2087	-3006
SLV 1	273	84	-106	-5270	-5460	-5649	463	-5081	-295	-5839

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
67 di 117**Taglio a testa palo (kN)**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10
SLU 1	584	584	584	940	940	940	584	940	584	940
SLU 2	585	581	578	938	933	929	588	942	575	925
SLU 3	740	740	740	1198	1198	1198	740	1198	740	1198
SLU 4	742	740	738	1201	1198	1196	744	1203	736	1193
SLU 5	648	645	642	1044	1040	1035	652	1048	638	1031
SLU 6	651	649	647	1049	1046	1044	652	1051	644	1041
SLU 7	580	578	576	937	935	932	582	940	574	929
SLU 8	644	642	640	1044	1041	1039	646	1046	638	1036
SLU 9	741	739	737	1202	1200	1197	743	1205	734	1194
SLU 10	605	603	601	980	977	975	607	982	599	972
SLU 11	669	667	665	1086	1084	1081	671	1089	662	1078
SLE RA 1	434	434	434	698	698	698	434	698	434	698
SLE RA 2	433	431	429	695	692	690	435	698	426	686
SLE RA 3	549	549	549	888	888	888	549	888	549	888
SLE RA 4	550	549	548	890	889	887	552	892	546	885
SLE RA 5	481	478	476	774	771	768	483	776	474	765
SLE RA 6	483	481	480	778	777	775	484	780	478	773
SLE RA 7	430	429	428	695	693	692	432	697	426	690
SLE RA 8	478	476	475	774	772	771	479	775	473	768
SLE RA 9	549	548	546	891	890	888	550	893	545	886
SLE RA 10	448	447	446	727	725	723	450	728	444	721
SLE RA 11	496	494	493	805	804	802	497	807	491	800
SLE FR 1	430	430	430	692	692	692	430	692	430	692
SLE FR 2	477	477	477	769	769	769	477	769	477	769
SLE FR 3	430	429	429	691	690	690	430	691	428	689
SLE FR 4	428	428	428	691	691	691	428	691	428	691
SLE QP 1	429	429	429	690	690	690	429	690	429	690
SLV 1	1100	1102	1104	1762	1765	1767	1098	1759	1133	1787

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
68 di 117**Momento a testa palo (kNm)**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10
SLU 1	459	459	459	864	864	864	459	864	459	864
SLU 2	482	474	466	888	879	869	490	897	459	859
SLU 3	424	424	424	917	917	917	424	917	424	917
SLU 4	430	425	420	923	918	912	435	929	415	905
SLU 5	463	455	447	904	895	885	471	913	440	875
SLU 6	446	441	436	887	881	876	450	892	431	869
SLU 7	357	353	348	746	740	735	362	751	341	727
SLU 8	338	334	329	762	756	751	343	768	322	743
SLU 9	340	335	330	820	815	809	345	826	324	802
SLU 10	312	308	303	709	704	698	317	715	297	691
SLU 11	293	289	284	725	720	714	298	731	278	707
SLE RA 1	337	337	337	637	637	637	337	637	337	637
SLE RA 2	354	349	344	655	649	643	360	661	339	636
SLE RA 3	312	312	312	677	677	677	312	677	312	677
SLE RA 4	316	313	310	682	678	674	319	685	306	670
SLE RA 5	340	335	330	667	661	655	346	673	325	648
SLE RA 6	327	323	320	654	650	646	330	657	317	642
SLE RA 7	263	260	256	550	547	543	266	554	252	538
SLE RA 8	249	245	242	562	559	555	252	566	238	550
SLE RA 9	249	246	243	605	602	598	253	609	239	593
SLE RA 10	229	226	223	523	519	516	232	527	219	511
SLE RA 11	215	212	209	535	531	528	218	539	204	523
SLE FR 1	347	347	347	647	647	647	347	647	347	647
SLE FR 2	336	336	336	662	662	662	336	662	336	662
SLE FR 3	351	350	349	651	650	649	352	653	348	647
SLE FR 4	285	285	285	574	574	574	285	574	285	575
SLE QP 1	350	350	350	650	650	650	350	650	350	650
SLV 1	1240	1247	1253	2258	2266	2274	1234	2249	1409	2368

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
69 di 117

Le sollecitazioni in testa palo più gravose per le diverse combinazioni di carico risultano:

## SLU

Nmax (kN)	-2654
Nmin (kN)	-4930
Vmax (kN)	1205
Mmax (kN)	929

## SLV

Nmax (kN)	273
Nmin (kN)	-5839
Vmax (kN)	1787
Mmax (kN)	2368

## SLE RARA

Nmax (kN)	-1966
Nmin (kN)	-3650
Vmax (kN)	893
Mmax (kN)	685

## SLE FREQUENTI

Nmax (kN)	-2049
Nmin (kN)	-3269
Vmax (kN)	769
Mmax (kN)	662

## SLE QP

Nmax (kN)	-2087
Nmin (kN)	-3006
Vmax (kN)	690
Mmax (kN)	650

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
70 di 117

Le massime sollecitazioni di momento flettente si registrano lungo il palo, in particolare:

SLU		
Mmax (kN)	2057	$y_{palo} = -4.18$

SLV		
Mmax (kN)	4113	$y_{palo} = -6.46$

SLE RARA		
Mmax (kN)	1527	$y_{palo} = -4.18$

SLE FREQUENTI		
Mmax (kN)	1225	$y_{palo} = -4.56$

SLE QP		
Mmax (kN)	1067	$y_{palo} = -4.56$

## 7.8 Sollecitazioni sul paraghiaia

In considerazione dei rapporti dimensionali caratterizzanti la parte d'opera in oggetto, come funzionamento dimensionante è assunto lo schema statico di mensola verticale incastrata alla base sul fusto. Le sollecitazioni oggetto di verifica sono determinate con riferimento ad una sezione di larghezza unitaria.

$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.75 m	Geometria
$H_{\text{SPALLA}}$	9.3 m	
$B_{\text{PARAGHIAIA}}$	0.6 m	
$B_{\text{PLINTO,MONTE}}$	2.7 m	
$Y_{\text{G,PARAGHIAIA}}$	0.875 m	
A (Area)	1.05 m <sup>2</sup>	Inerzia sismica
N/metro	26.25 KN	
Massa	2675.84 Kg	
$T_{\text{long,sismica}}$	8.33 KN	
$M_{\text{long,sismica}}$	7.29 KNm	
$k_0$	0.384	Spinta riposo terre
$\gamma$	20 kN/m <sup>3</sup>	
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	11.77 kN	
$Y_{\text{S,PARAGHIAIA}}$	0.58 m	
$T_{\text{long,riposo}}$	11.77 kN	
$M_{\text{long,riposo}}$	6.87 kNm	
$k_a$	0.238	Spinta attiva terre
$\gamma$	20 kN/m <sup>3</sup>	
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	7.29 kN	
$Y_{\text{S,PARAGHIAIA}}$	0.58 m	
$T_{\text{long,attiva}}$	7.29 kN	
$M_{\text{long,attiva}}$	4.25 kNm	
$k_h$	0.318	Sovrappinta sismica
$k_v$	0.159	
$\theta$	15.32 °	
$\alpha$	90 °	
$\beta$	0 °	
$\delta$	0 °	
$K_{a,e}$	0.409	
$S_e$	409.84 kN	
$S_a$	205.75 kN	



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
72 di 117

$\Delta\Sigma$	204.09 kN	
$q_{\Delta\Sigma}$	21.95 kN/m	
$\Delta\Sigma_{e,PARAGHIAIA}$	38.40 kN	
$y_{Se,PARAGHIAIA}$	0.875 m	
$T_{long,\Delta\Sigma\varepsilon}$	38.40 KN	
$M_{long,\Delta\Sigma\varepsilon}$	33.60 kNm	

Massa terreno imbarcato	9633.03 kg	Inerzia terreno imbarcato
$T_{long,terreno}$	30.01 kN	
$y_G$	0.88 m	
$M_{long,terreno}$	26.26 kNm	

$q_{traffico}$	30.00 kN/m <sup>2</sup>	Traffico tergo spalla
$T_{long,traffico}$	20.18 kN	
$y_G$	0.88 m	
$M_{long,traffico}$	17.66 kNm	

$Q_{1k,v}$	300.0 KN	Carichi orizz. da traffico
$Q_{1k,h}$	180.0 KN	
$T_{long,frenatura}$	43.4 KN	
$M_{long,frenatura}$	75.9 kNm	

Riassumendo:

	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
Peso Proprio paraghiaia	26.3	0.0	0.0
Inerzia sismica	0.0	8.3	7.3
Spinta riposo delle terre	0.0	11.8	6.9
Spinta attiva delle terre	0.0	7.3	4.2
Sovraspinta sismica delle terre	0.0	38.4	33.6
Inerzia sismica terreno imbarcato	0.0	30.0	26.3
Traffico tergo spalla	0.0	20.2	17.7
Frenatura	0.0	43.4	75.9



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
73 di 117

Si riportano quindi le combinazioni maggiormente dimensionanti:

<b>COMBO SLU-STR</b>		
<b>N</b> [kN]	<b>T long</b> [kN]	<b>M long</b> [kNm]
35.4	86.6	122.3
35.4	43.1	33.1

<b>COMBO SLV</b>		
<b>N</b> [kN]	<b>T long</b> [kN]	<b>M long</b> [kNm]
26.3	84.0	71.4

<b>COMBO RARA</b>		
<b>N</b> [kN]	<b>T long</b> [kN]	<b>M long</b> [kNm]
26.3	63.2	89.8
26.3	31.9	24.5

<b>COMBO FREQUENTE</b>		
<b>N</b> [kN]	<b>T long</b> [kN]	<b>M long</b> [kNm]
26.3	19.8	13.9

<b>COMBO QUASI PERMANENTE</b>		
<b>N</b> [kN]	<b>T long</b> [kN]	<b>M long</b> [kNm]
26.3	11.8	6.9

## 7.9 Sollecitazioni sui muri di risvolto e sulle orecchie

Si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni di momento flettente e taglio, che permettono di sintetizzare l'ordine di grandezza delle principali caratteristiche della sollecitazione.

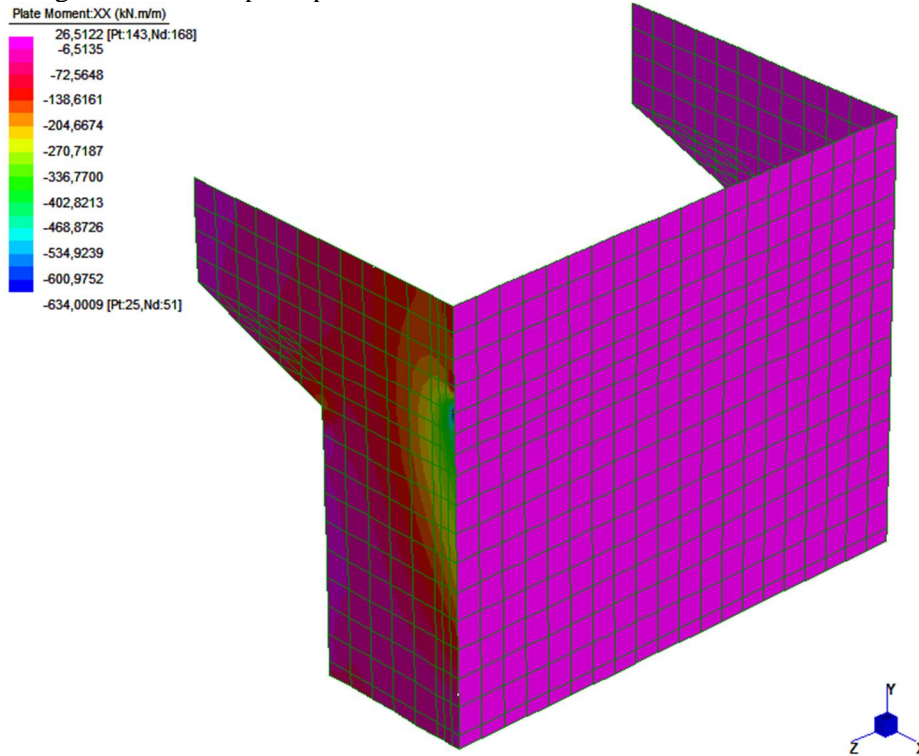


Figura 4 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLU

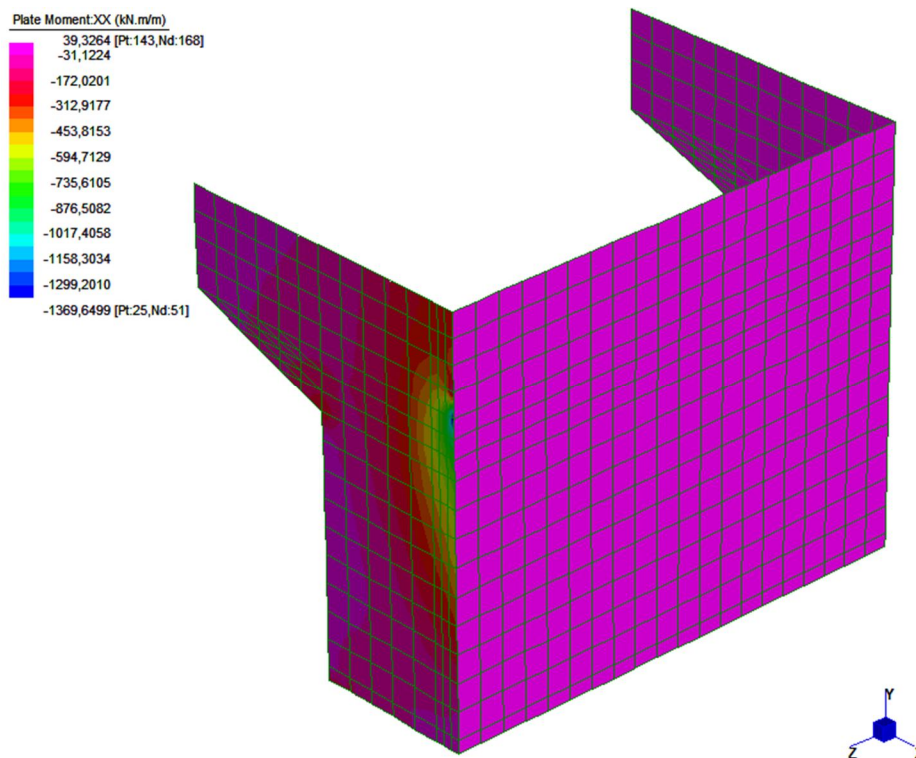


Figura 5 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLV

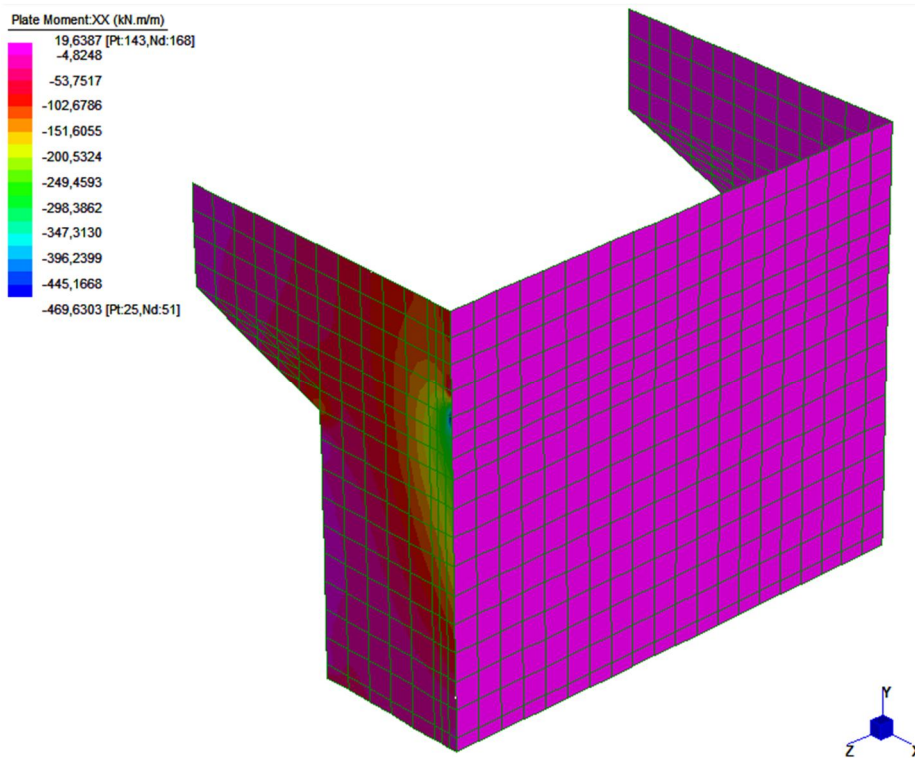


Figura 6 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Rare

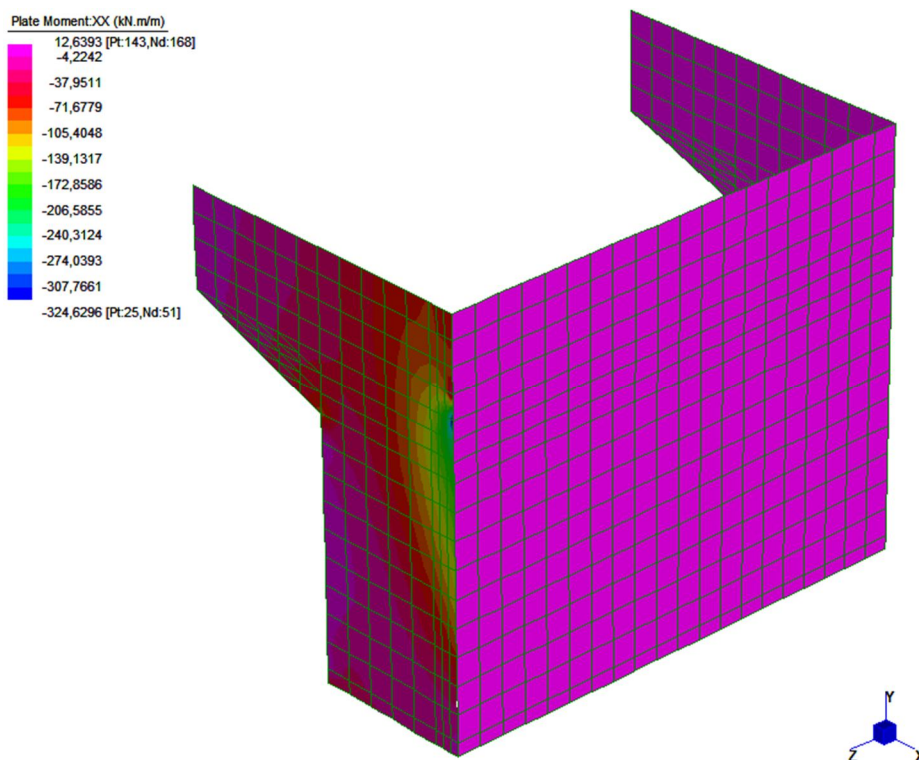


Figura 7 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Frequenti

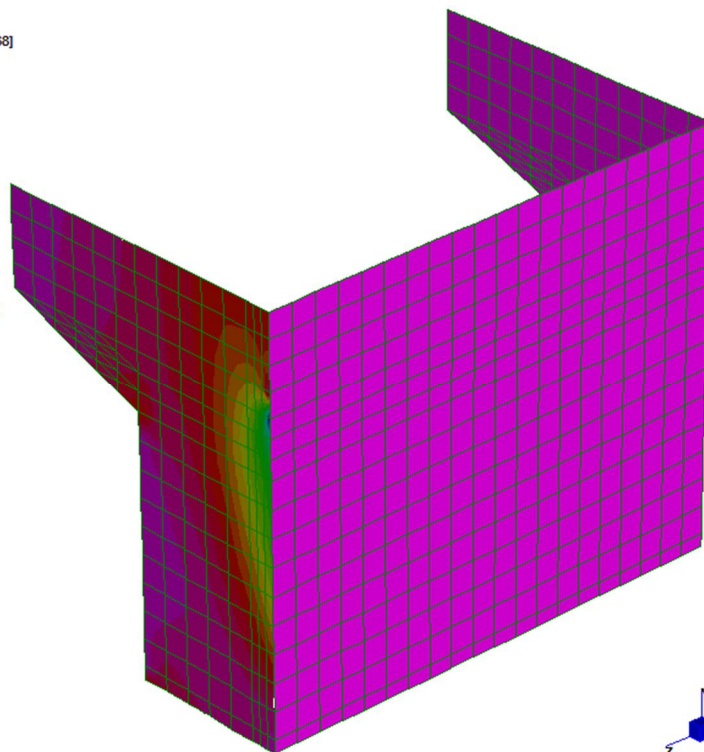
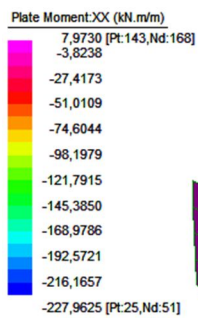


Figura 8 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Quasi Permanenti

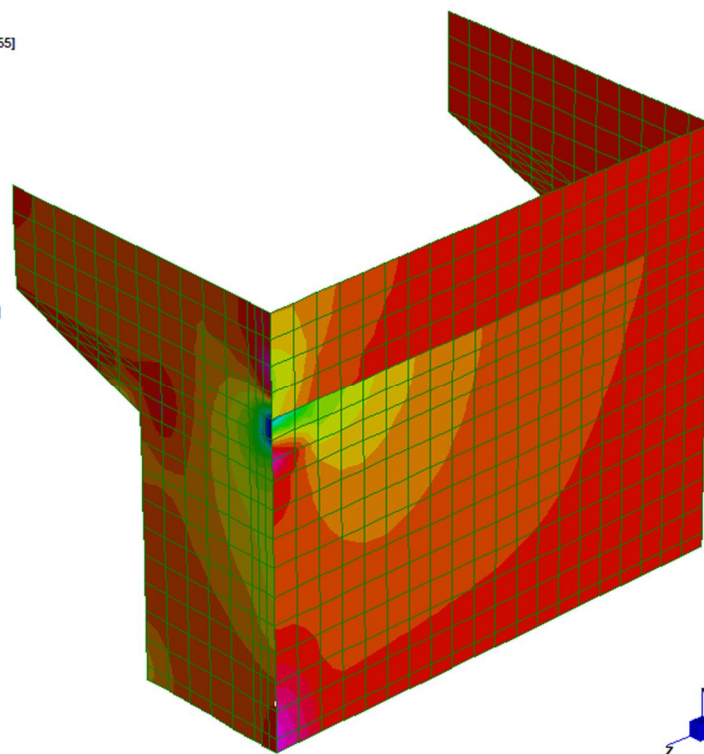
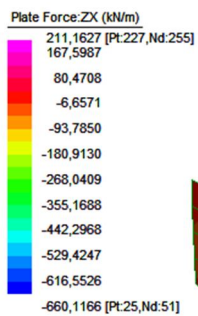


Figura 9 – Diagramma taglio piano orizzontale combinazione SLU

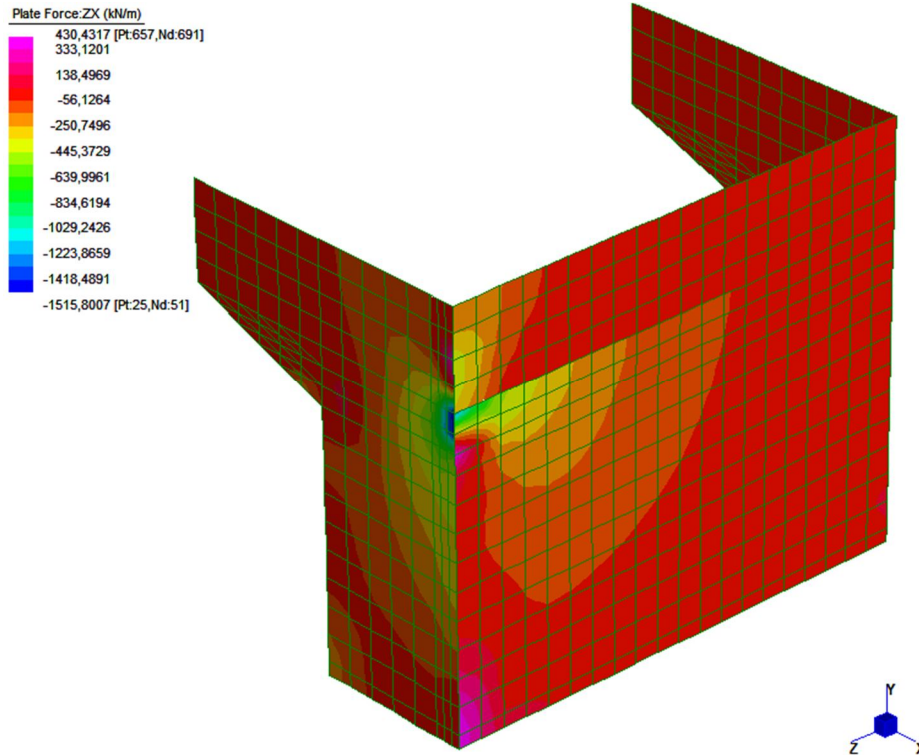


Figura 10 – Diagramma taglio piano orizzontale combinazione SLV

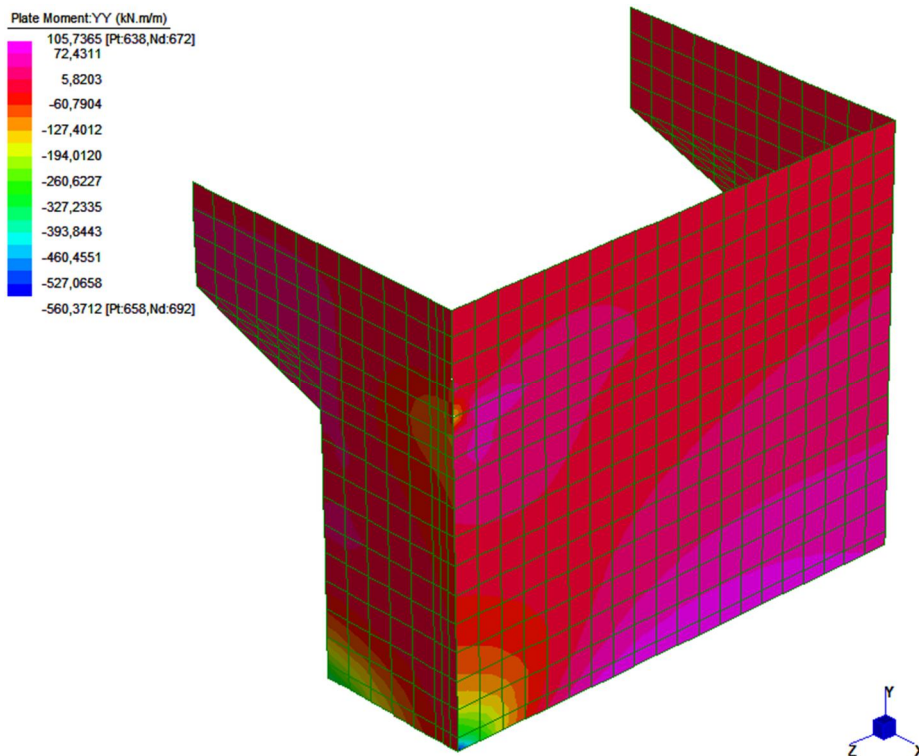


Figura 11 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLU

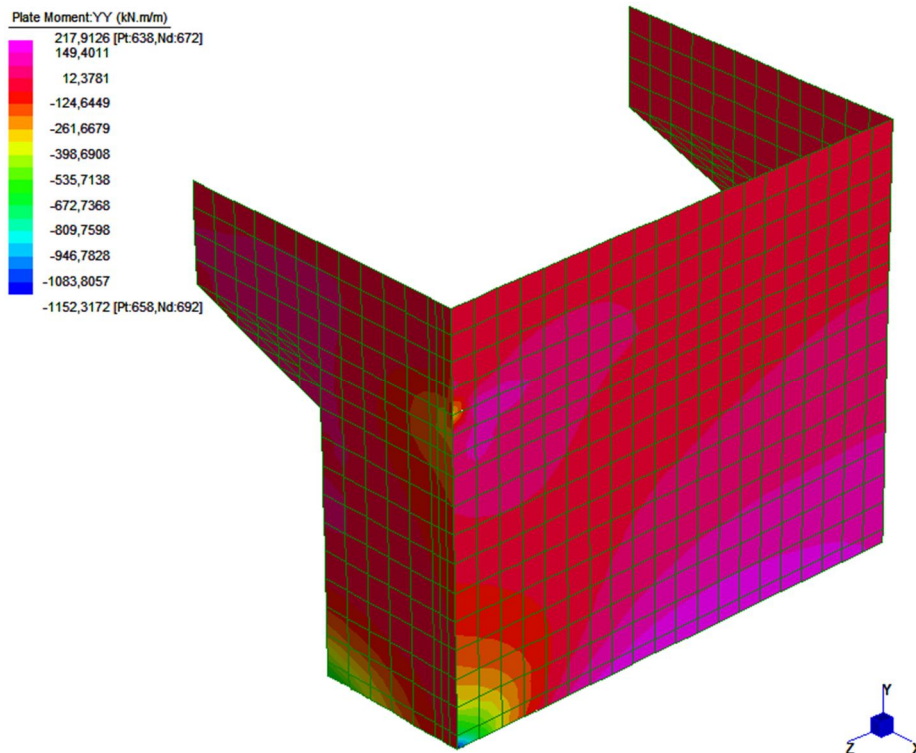


Figura 12 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLV

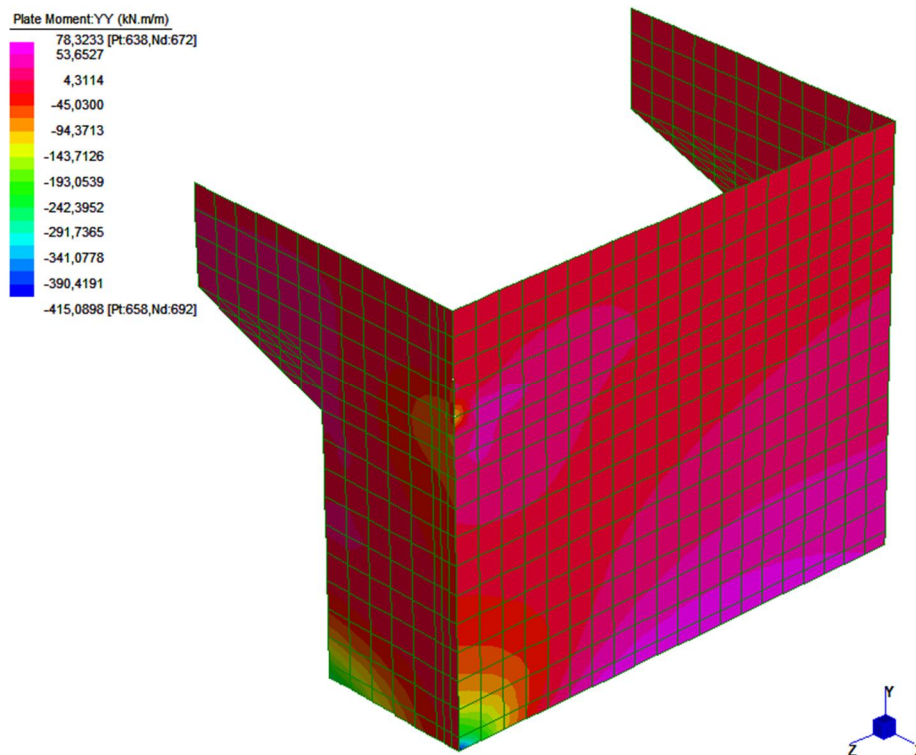


Figura 13 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Rare

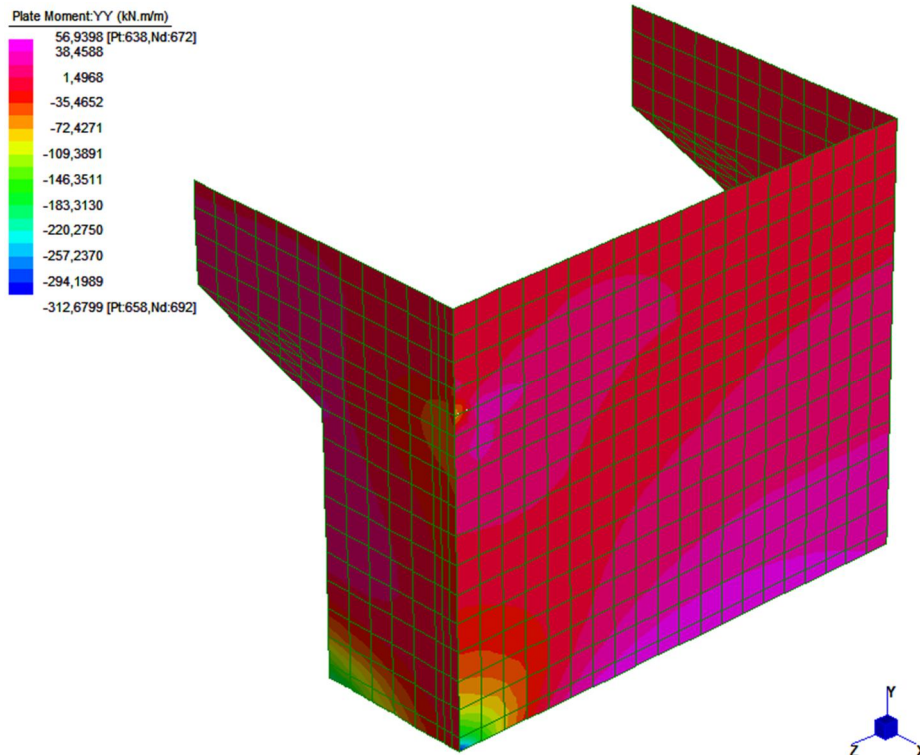


Figura 14 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Frequenti

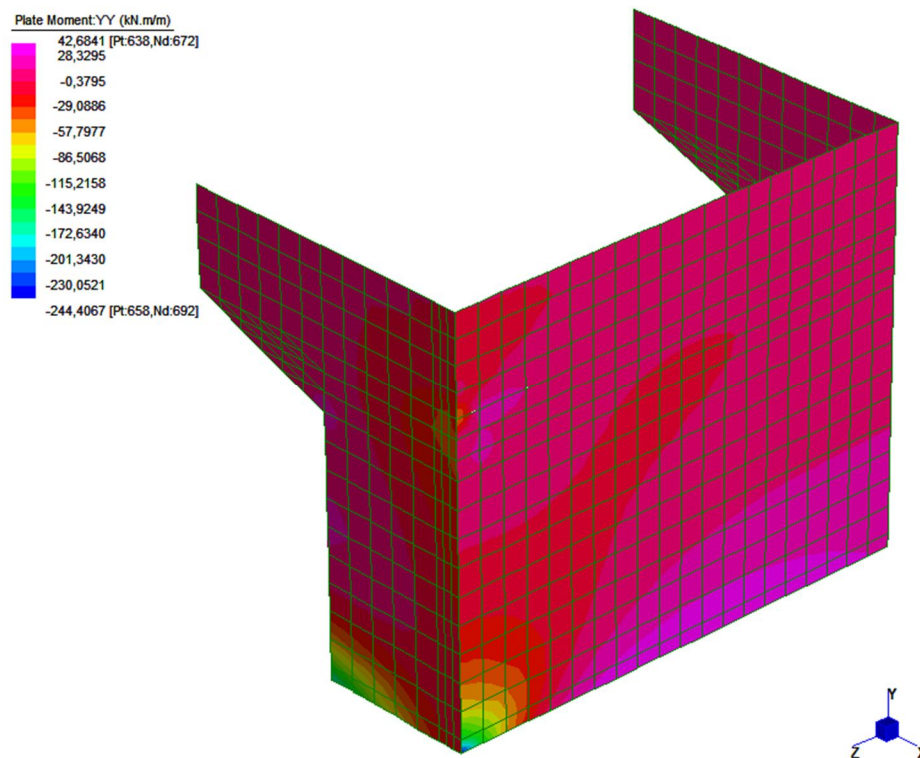


Figura 15 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Quasi Permanenti

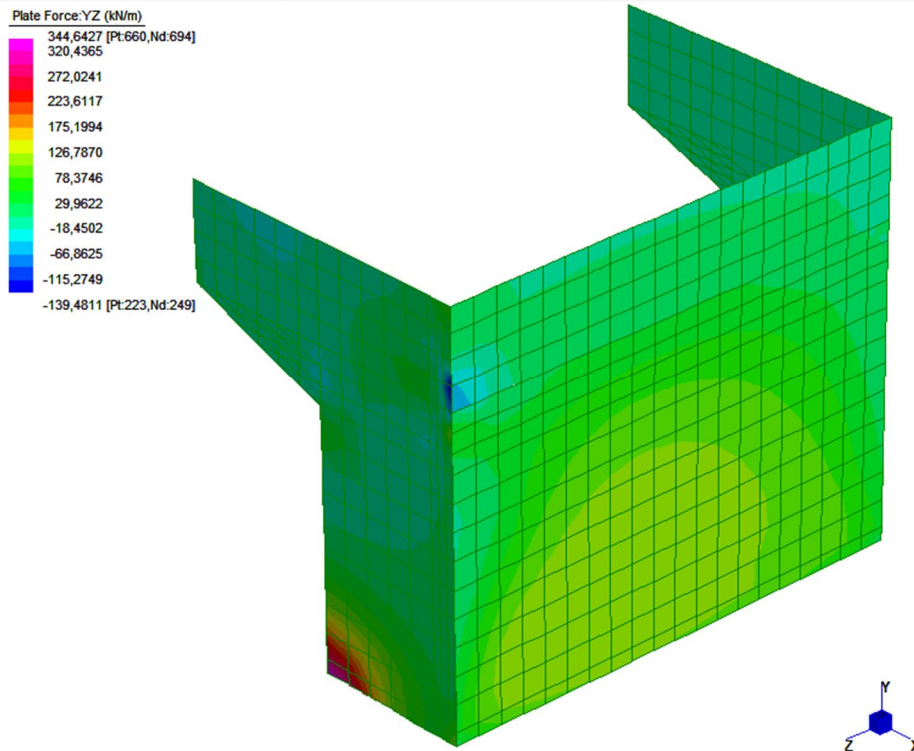


Figura 16 – Diagramma taglio piano verticale combinazione SLU

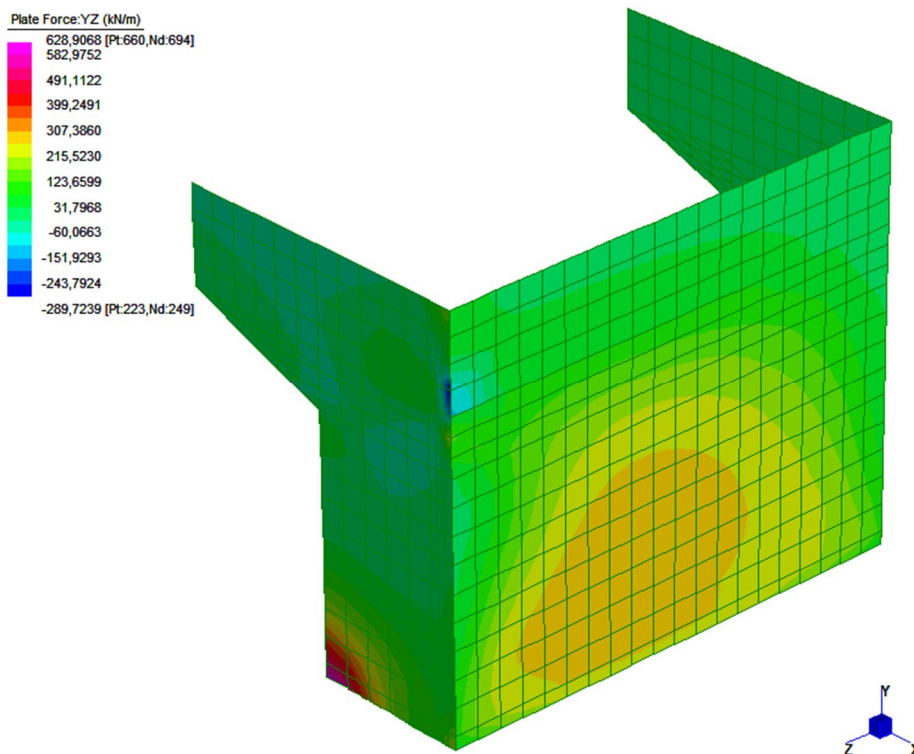


Figura 17 – Diagramma taglio piano verticale combinazione SLV



GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
81 di 117

Sulla base delle sollecitazioni elementari ottenute dalle analisi della struttura, combinando i risultati secondo quanto riportato nello specifico paragrafo, si ricava che le massime sollecitazioni su una sezione di lunghezza unitaria risultano:

<b>ORECCHIE</b>		
<b>Combinazione di carico</b>	<b>V<sub>ZX</sub> [kN]</b>	<b>M<sub>XX</sub> [kNm]</b>
SLU	104	131
SLV	152	177
SLE Rare	-	97
SLE Frequente	-	62
SLE Quasi Permanente	-	39

<b>RISVOLTI</b>				
<b>Combinazione di carico</b>	<b>V<sub>ZX</sub> [kN]</b>	<b>V<sub>YZ</sub> [kN]</b>	<b>M<sub>XX</sub> [kNm]</b>	<b>M<sub>YY</sub> [kNm]</b>
SLU	409	285	379	287
SLV	943	516	794	542
SLE Rare	-	-	280	213
SLE Frequente	-	-	199	170
SLE Quasi Permanente	-	-	144	142

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
82 di 117

### 7.10 Sollecitazioni sulla platea di fondazione (direzione longitudinale)

La mensola frontale risulta caricata dall'azione assiale dei pali frontali, i massimi sforzi di compressione, valutati considerando le distribuzioni elastiche, risultano:

SLU	
Nmax (kN)	-4930

SLV	
Nmax (kN)	-5839

SLE RARA	
Nmax (kN)	-4471

SLE FREQUENTI	
Nmax (kN)	-4005

SLE QP	
Nmax (kN)	-3683

Le azioni dei pali sono sgravate del peso proprio della platea e del peso del terreno di ricoprimento.

#### Caratteristiche geometriche

Larghezza sezione reagente	340.00 cm	340.00 cm
Altezza sezione reagente	180.00 cm	180.00 cm
Altezza terreno di ricoprimento	100.00 cm	100.00 cm
Sbalzo anteriore fondazione	170.00 cm	170.00 cm
Peso proprio	153.00 kN/m	N SLU = 4,930.00 kN
Peso terreno di ricoprimento	68.00 kN/m	N SLV = 5,839.00 kN

N SLE,Rare =	4,471.00 kN
N SLE,Fr =	4,005.00 kN
N SLE,QP =	3,683.00 kN

#### Sollecitazioni di verifica

	NEd [kN]
Combinazioni di Carico SLU	4,554.30
Combinazioni di Carico SLV	5,463.30
Combinazioni di Carico SLE Rare	4,095.30
Combinazioni di Carico SLE Frequenti	3,629.30
Combinazioni di Carico SLE Quasi Perm.	3,307.30

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001Rev.  
AFoglio  
83 di 117

### 7.11 Sollecitazioni sulla platea di fondazione (direzione trasversale)

La mensola risulta caricata dall'azione assiale dei pali d'angolo, i massimi sforzi di compressione, valutati considerando le distribuzioni elastiche, risultano:

SLU	
Nmax (kN)	-4930

SLV	
Nmax (kN)	-5839

SLE RARA	
Nmax (kN)	-4471

SLE FREQUENTI	
Nmax (kN)	-4005

SLE QP	
Nmax (kN)	-3683

Le azioni dei pali sono sgravate del peso proprio della platea e del peso del terreno di ricoprimento.

La sezione di verifica è assunta non a filo fusto ma in posizione affondata nella sezione di incastro per potere consentire idonee diffusioni degli stati tensionali.

#### Caratteristiche geometriche

Larghezza sezione reagente	340.00 cm
Altezza sezione reagente	180.00 cm
Altezza terreno di ricoprimento	100.00 cm
Sbalzo fondazione	280.00 cm
Approfondimento sezione di incastro nel fusto	15.00 cm
Luce di calcolo mensola inflessa	295.00 cm
Distanza asse palo da sezione di verifica	180.00 cm
Peso proprio	153.00 kN/m
Peso terreno di ricoprimento	68.00 kN/m

#### Sollecitazioni sulla sezione di incastro fusto

	VEd [kN]	MEd [kNm]
Combinazioni di Carico SLU	4,278.05	7,912.37
Combinazioni di Carico SLV	5,187.05	9,548.57
Combinazioni di Carico SLE Rare	3,819.05	7,086.17
Combinazioni di Carico SLE Frequenti	3,353.05	6,247.37
Combinazioni di Carico SLE Quasi Perm.	3,031.05	5,667.77

## 8 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali le cui sollecitazioni di verifica sono state calcolate ai paragrafi precedenti.

### 8.1 Paraghiaia

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 100$  cm

$H = 60$  cm

$A_s = \phi 18/15$

$A's = \phi 14/15$

$A_{sw} =$  spille  $\phi 10/45 \times 20$

#### 8.1.1 Verifiche agli SLU

##### 8.1.1.1 Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 122$  kNm

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

**Titolo :**

N° figure elementari  N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.26	8.8
2	16.96	50.6

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**

B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm²	$f_{cd}$	18.13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.7333
		$\tau_{c1}$	2.114

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

M<sub>xRd</sub>  kNm

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
L<sub>0</sub>  cm **Col. modello**  
 Precompresso

Essendo  $M_{RD} > M_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

8.1.1.2 Verifica a Taglio

$V_{sdu}$	87	kN
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,50	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	100	cm
$d$	51,5	cm
$A_{sl}$	16,96	cm <sup>2</sup>
$c$	8,5	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$A_{sw}$	1,78	cm <sup>2</sup>
passo	20	cm
$f_{cd}$	18,13	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	220	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rcd}$	1449	kN
$V_{Rsd}$	403	kN
$V_{Rd}$	403	kN

Essendo  $V_{RD} > V_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

## 8.1.2 Verifiche agli SLE

### 8.1.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 90 \text{ KNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

**Titolo :**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,26	8,6
2	16,96	50,6

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

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

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

**Materiali**

B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	18,13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,7333
		$\tau_{c1}$	2,114

$\sigma_c$  -2,738 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  115,7 N/mm<sup>2</sup>

Verifica  
 N° iterazioni:

Precompresso

$\epsilon_s$  0,5785 ‰  
 d 50,6 cm  
 x 13,25 x/d 0,2619  
 $\delta$  0,7674

Essendo  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ( $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

## 8.1.2.2 Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 14 \text{ kNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,26	8,6
2	16,96	50,6

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

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  14 kNm  
 M<sub>yEd</sub>

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

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

**Materiali**

B450C	C32/40
ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 12,25
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,7333
	τ <sub>c1</sub> 2,114

σ<sub>c</sub> -0,4258 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 18 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0,08999 ‰  
 d 50,6 cm  
 x 13,25 x/d 0,2619  
 δ 0,7674

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati. Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

## 8.2 Orecchie

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 120 \text{ cm}$

$A_s = \phi 20/20$

$A's = \phi 16/20$

$A_{sw} = \text{spille } \phi 10/20 \times 60$

### 8.2.1 Verifiche agli SLU

#### 8.2.1.1 Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 177 \text{ kNm}$

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

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	10.05	7.3
			2	15.71	112.5

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

$N_{Ed}$       kN  
 $M_{xEd}$       kNm  
 $M_{yEd}$     

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**B450C**    **C32/40**  
 $\epsilon_{su}$   ‰     $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²     $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²     $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$       $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰     $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²     $\tau_{co}$   ‰  
     $\tau_{c1}$   ‰

**M**  $M_{Rd}$   kN m

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 $d$   cm  
 $x$       $x/d$    
     $\delta$

**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

N° rett.

Calcola MRd    Dominio M-N  
 $L_0$   cm    Col. modello

Precompresso

Essendo  $M_{RD} > M_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.



8.2.1.2 Verifica a Taglio

$V_{sdu}$	152	kN
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,50	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	100	cm
$d$	112,5	cm
$A_{sl}$	15,7	cm <sup>2</sup>
$c$	7,50	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$A_{sw}$	1,33	cm <sup>2</sup>
passo	20	cm
$f_{cd}$	18,13	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	378	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rcd}$	3165	kN
$V_{Rsd}$	660	kN
$V_{Rd}$	660	kN

Essendo  $V_{RD} > V_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

## 8.2.2 Verifiche agli SLE

### 8.2.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 97 \text{ KNm}$$

**Titolo :**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7.3
2	15.71	112.5

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

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

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

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

**Materiali**  
**B450C** **C32/40**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$\sigma_c$  -0.8388 N/mm²  
 $\sigma_s$  58.36 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.2918 ‰  
 d 112.5 cm  
 x 19.95 x/d 0.1773  
 $\delta$  0.7

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ( $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

## 8.2.2.2 Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

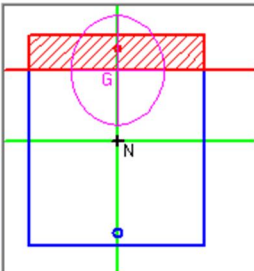
$$M_{ED} = 62 \text{ kNm}$$

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

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	10.05	7.3
			2	15.71	112.5

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



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

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="62"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

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

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

**Materiali**  
   

$\epsilon_{su}$	<input type="text" value="67.5"/> ‰	$\epsilon_{c2}$	<input type="text" value="2"/> ‰
$f_{yd}$	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	$\epsilon_{cu}$	<input type="text" value="3.5"/> ‰
$E_s$	<input type="text" value="200.000"/> N/mm²	$f_{cd}$	<input type="text" value="18.13"/>
$E_s/E_c$	<input type="text" value="15"/>	$f_{cc}/f_{cd}$	<input type="text" value="0.8"/> ?
$\epsilon_{syd}$	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.25"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	$\tau_{co}$	<input type="text" value="0.7333"/>
		$\tau_{c1}$	<input type="text" value="2.114"/>

$\sigma_c$   N/mm²     $\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_s$   ‰    d  cm

x     x/d      $\delta$

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

### 8.3 Muri di risvolto (mensola orizzontale)

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 120 \text{ cm}$

$A_s = \phi 24/10$

$A's = \phi 16/20$

$A_{sw} = \text{spille } \phi 10/20 \times 20$

#### 8.3.1 Verifiche agli SLU

##### 8.3.1.1 Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 794 \text{ kNm}$

**Titolo :**

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7.3
2	45.24	112.3

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

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta    Deviata

**Materiali**  
 B450C    C32/40

$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200,000 N/mm²	$f_{cd}$ 18.13
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.7333
	$\tau_{c1}$ 2.114

**M**  $M_{xRd}$  1,904 kNm

$\sigma_c$  -18.13 N/mm²

$\sigma_s$  391.3 N/mm²

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  33.72 ‰

d 112.3 cm

x 10.56      x/d 0.09403

$\delta$  0.7

**Calcola MRd**   **Dominio M-N**

$L_0$   cm   **Col. modello**

Precompresso

Essendo  $M_{RD} > M_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

8.3.1.2 Verifica a Taglio

$V_{sdu}$	943	kN
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,50	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	100	cm
$d$	112,3	cm
$A_{sl}$	45,24	cm <sup>2</sup>
$c$	7,70	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$A_{sw}$	4,00	cm <sup>2</sup>
passo	20	cm
$f_{cd}$	18,13	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	449	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rcd}$	3160	kN
$V_{Rsd}$	1978	kN
$V_{Rd}$	1978	kN

Essendo  $V_{RD} > V_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

### 8.3.2 Verifiche agli SLE

#### 8.3.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 280 \text{ KNm}$$

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7.3
2	45.24	112.3

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

**Solecitazioni**  
 S.L.U.    Metodo n

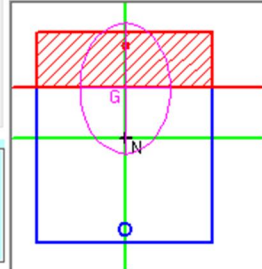
**P.to applicazione N**  
 Centro    Baricentro cls  
 Coord.[cm]   xN    yN

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

**Materiali**  
**B450C**   **C32/40**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰    $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>    $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>    $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15    $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰    $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>    $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$\sigma_c$  -1.606 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  60.74 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.3037 ‰  
d 112.3 cm  
x 31.89   x/d 0.284  
 $\delta$  0.795

**Verifica**  
N° iterazioni:   
 Precompresso



Essendo  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ( $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

8.3.2.2 Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 199 \text{ kNm}$$

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7.3
2	45.24	112.3

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

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

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="199"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

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

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

**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε <sub>c2</sub>	<input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub>	<input type="text" value="391.3"/> N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub>	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E <sub>s</sub>	<input type="text" value="200.000"/> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	<input type="text" value="18.13"/>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	<input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε <sub>syd</sub>	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub>	<input type="text" value="12.25"/>
σ <sub>s,adm</sub>	<input type="text" value="255"/> N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub>	<input type="text" value="0.7333"/>
		τ <sub>c1</sub>	<input type="text" value="2.114"/>

σ<sub>c</sub>  N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup>

ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

## 8.4 Muri di risvolto (mensola verticale)

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 100$  cm

$H = 120$  cm

$A_s = \phi 24/20$

$A's = \phi 16/20$

$A_{sw} =$  spille  $\phi 10/20 \times 60$

### 8.4.1 Verifiche agli SLU

#### 8.4.1.1 Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 542$  kNm

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

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7.3
2	22.62	112.3

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta     Deviato

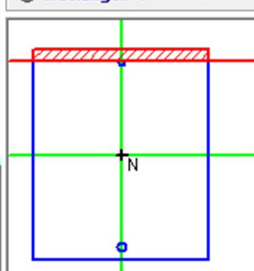
**Materiali**

B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67.5 %	$\epsilon_{c2}$	2 %
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 %
$E_s$	200,000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	18.13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 %	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.7333
		$\tau_{c1}$	2.114

**M<sub>xRd</sub>**  kN m

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   %  
 $\epsilon_s$   %  
 d  cm  
 x     x/d   
 $\delta$

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



Essendo  $M_{RD} > M_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.



8.4.1.2 Verifica a Taglio

$V_{sdu}$	516	kN
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,50	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	100	cm
$d$	112,3	cm
$A_{sl}$	22,62	cm <sup>2</sup>
$c$	7,70	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$A_{sw}$	1,33	cm <sup>2</sup>
passo	20	cm
$f_{cd}$	18,13	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	449	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rcd}$	3160	kN
$V_{Rsd}$	659	kN
$V_{Rd}$	659	kN

Essendo  $V_{RD} > V_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

## 8.4.2 Verifiche agli SLE

### 8.4.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 213 \text{ KNm}$$

**Titolo :**

N° figure elementari  Zoom  N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7.3
2	22.62	112.3

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

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

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

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

**Materiali**

B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	18.13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.7333
		$\tau_{c1}$	2.114

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ( $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

### 8.4.2.2 Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 170 \text{ kNm}$$

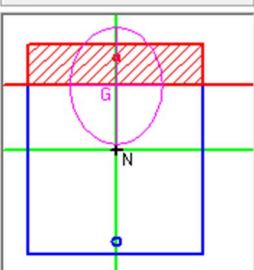
**Titolo :**

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7.3
2	22.62	112.3

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



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

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="170"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

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

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

**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε <sub>c2</sub>	<input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub>	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub>	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E <sub>s</sub>	<input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub>	<input type="text" value="18.13"/> N/mm²
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	<input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	<input type="text" value="0.8"/> [?]
ε <sub>syd</sub>	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub>	<input type="text" value="12.25"/> N/mm²
σ <sub>s,adm</sub>	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub>	<input type="text" value="0.7333"/>
		τ <sub>c1</sub>	<input type="text" value="2.114"/>

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x     x/d   
 δ

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.



## 8.5 Sezione di spiccato fusto

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 100$  cm

$H = 240$  cm

$A_s = \phi 26/15$

$A's = \phi 20/15$

$A_{sw} = \text{spille } \phi 10/45 \times 20$

### 8.5.1 Verifiche agli SLU

#### 8.5.1.1 Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 2703$  kNm

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,94	9,1
2	35,39	230,2

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

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**

B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	18,13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,7333
		$\tau_{c1}$	2,114

**M**  $M_{xRd}$  3,131 kNm

$\sigma_c$  -18,13 N/mm²

$\sigma_s$  391,3 N/mm²

$\epsilon_c$  2,898 ‰

$\epsilon_s$  67,5 ‰

$d$  230,2 cm

$x$  9,477  $x/d$  0,04117

$\delta$  0,7

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

$L_0$  0 cm **Col. modello**

Precompresso

Essendo  $M_{RD} > M_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

8.5.1.2 Verifica a Taglio

$V_{sdu}$	701	kN
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,50	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	100	cm
$d$	230,2	cm
$A_{sl}$	35,40	cm <sup>2</sup>
$c$	9,80	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
$A_{sw}$	1,78	cm <sup>2</sup>
passo	20	cm
$f_{cd}$	18,13	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	671	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rcd}$	6477	kN
$V_{Rsd}$	1802	kN
$V_{Rd}$	1802	kN

Essendo  $V_{RD} > V_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

## 8.5.2 Verifiche agli SLE

### 8.5.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 1282 \text{ KNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

**Titolo :**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.94	9.1
2	35.39	230.2

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

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

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

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

**Materiali**

B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm²	$f_{cd}$	18.13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.7333
		$\tau_{c1}$	2.114

$\sigma_c$  -2.508 N/mm²  
 $\sigma_s$  167.2 N/mm²

$\epsilon_s$  0.8361 ‰  
d 230.2 cm  
x 42.27 x/d 0.1836  
 $\delta$  0.7

**Verifica**  
N° iterazioni:

Precompresso

Essendo  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ( $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

8.5.2.2 Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 976 \text{ kNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

**Titolo :**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.94	9.1
2	35.39	230.2

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

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

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

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

**Materiali**

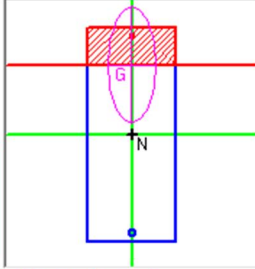
B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	18.13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.7333
		$\tau_{c1}$	2.114

$\sigma_c$  -1.909 N/mm²  
 $\sigma_s$  127.3 N/mm²

$\epsilon_s$  0.6365 ‰  
 d 230.2 cm  
 x 42.27 x/d 0.1836  
 $\delta$  0.7

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso



I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati. Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

**8.6 Platea di fondazione (direzione longitudinale)**

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 340$  cm

$H = 180$  cm

$A_s = 1\phi 26/15 + 15\phi 26$

$A's = \phi 20/15$

**8.6.1 Verifiche agli SLU****8.6.1.1 Verifica tirante puntone**

Verifica elementi tozzi NTC C.4.1.2.1.5			
Azioni	$P_{Ed}$	5463.00	kN
	$H_{Ed}$	0.00	kN
Materiali	$f_{yd}$	391.30	MPa
	$f_{cd}$	14.17	MPa
Geometria	a	550	mm
	b	3400	mm
	h	1800	mm
	c	60	mm
	d	1740	mm
	l	898	mm
	$A_s$	19644.38	mm <sup>2</sup>
	$\psi$	62.70	°
$\lambda$	0.516		
Verifica armatura longitudinale			
Staffatura	NON PROVVISIO		
c	1		
$P_{Rc}$	26479.14	kN	
$P_{Rc} \geq P_{Rs}$	VERIFICATO		
$P_{Rs}$	14894.50	kN	
$P_{Rs} \geq P_{ed}$	VERIFICATO		





## 8.6.2 Verifiche agli SLE

### 8.6.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$N_{ED} = 4095 \text{ KNm}$$

Si ottiene pertanto che lo sforzo di trazione agente sulle armature risulta:

$$T = 4095 / \tan(62.70^\circ) = 2114 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 2114 / (37 \cdot 531) = 107 \text{ MPa}$$

Essendo  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  la verifica è soddisfatta.

Si ottiene pertanto che lo sforzo di compressione agente nella biella di calcestruzzo risulta:

$$T = 4095 / \sin(62.70^\circ) = 4608 \text{ kN}$$

Considerando una biella compressa di altezza  $2 \cdot 0.2d \cdot \cos\alpha$  e larghezza pari al diametro del palo, si ottiene:

$$\sigma_c = 4608 / (2 \cdot 0.2 \cdot 1.74 \cdot 0.46 \cdot 1.50) = 9.60 \text{ MPa}$$

Essendo  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ( $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001

Rev.  
A

Foglio  
106 di 117

#### 8.6.2.2 Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$N_{ED} = 3629 \text{ kNm}$$

Si ottiene pertanto che lo sforzo di trazione agente sulle armature risulta:

$$T = 3629 / \tan(62.70^\circ) = 1873 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 1873 / (37 \cdot 531) = 95 \text{ MPa}$$

I tassi di lavoro nelle armature nelle Combinazioni di Carico agli Stati Limite di Esercizio (conservativamente determinati con riferimento alle Combinazioni di Carico SLE Rare) permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

## 8.7 Platea di fondazione (direzione trasversale)

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$$B = 340 \text{ cm}$$

$$H = 180 \text{ cm}$$

$$A_s = 1\phi 26/20 + 1\phi 26/20 + 10\phi 26$$

$$A's = \phi 20/15$$

$$A_{sw} = \text{spille } \phi 14/30 \times 40$$

### 8.7.1 Verifiche agli SLU

#### 8.7.1.1 Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{Ed} = 9549 \text{ kNm}$$

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	340	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	69.12	7
2	53.09	159.7
3	84.95	164.9
4	90.26	170.1

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

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm²	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

**M**  $M_{xRd}$  14,203 kN m

$\sigma_c$  -14.17 N/mm²

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  33.86 ‰

d 170.1 cm

x 15.94 x/d 0.09369

$\delta$  0.7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

$L_o$  0 cm Col. modello

Precompresso

Essendo  $M_{RD} > M_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

8.7.1.2 Verifica a Taglio

$V_{sdu}$	5187	kN
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,50	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	340	cm
$d$	172,7	cm
$A_{sl}$	228,33	cm <sup>2</sup>
$c$	7,30	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$A_{sw}$	17,45	cm <sup>2</sup>
passo	40	cm
$f_{cd}$	14,17	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	2016	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rcd}$	12907	kN
$V_{Rsd}$	6635	kN
$V_{Rd}$	6635	kN

Essendo  $V_{RD} > V_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

## 8.7.2 Verifiche agli SLE

### 8.7.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 7086 \text{ KNm}$$

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	340	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	69.12	7
2	53.09	159.7
3	84.95	164.9
4	90.26	170.1

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  kN  
 Metodo n  kNm  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

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

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

**Materiali**

B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 14.17
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.6
	$\tau_{c1}$ 1.829

$\sigma_c$  -5.334 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  212.7 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  1.064 ‰  
 d 170.1 cm  
 x 46.49 x/d 0.2733  
 $\delta$  0.7816

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ( $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

8.7.2.2 Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{ED} = 6247 \text{ kNm}$

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	340	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	69.12	7
2	53.09	159.7
3	84.95	164.9
4	90.26	170.1

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

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

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

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

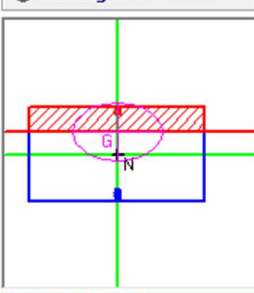
**Materiali**

B450C	C25/30
ε <sub>su</sub> 67.5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3.5 ‰
E <sub>s</sub> 200,000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 14.17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0.8
ε <sub>syd</sub> 1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 9.75
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0.6
	τ <sub>c1</sub> 1.829

σ<sub>c</sub> -4.702 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 187.5 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.9377 ‰  
 d 170.1 cm  
 x 46.49 x/d 0.2733  
 δ 0.7816

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso



I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42 A 6 001

Rev.  
A

Foglio  
111 di 117

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Quasi Permanenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 5668 \text{ kNm}$$

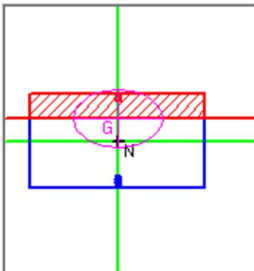
**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	340	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	69.12	7
2	53.09	159.7
3	84.95	164.9
4	90.26	170.1

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



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

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

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

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

**Materiali**

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	14.17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	9.75
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.6
		τ <sub>c1</sub>	1.829

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

## 8.8 Pali di fondazione

Il calcolo di verifica si riferisce alla sezione di testa palo che, dalle analisi effettuate, risulta la più sollecitata.

$D = 150 \text{ cm}$

$A_s = 48\phi 26$

$A_{sw} = \text{staffe } \phi 12/10$

### 8.8.1 Verifiche agli SLU

#### 8.8.1.1 Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 4113 \text{ kNm}$

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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 75 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 48  
 Diametro barre: 2,6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

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

N<sub>Ed</sub>: 5757 [kN]  
 M<sub>xEd</sub>: 0 [kNm]  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm]

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14,17
$\epsilon_s / \epsilon_c$	15	$f_{cc} / f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,6
		$\tau_{c1}$	1,829

M<sub>xRd</sub>: 7.090 kN m

$\sigma_c$ : -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3,5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 4,564 ‰  
 d: 140,5 cm  
 x: 60,98 x/d: 0,4341  
 $\delta$ : 0,9826

Essendo  $M_{RD} > M_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.



8.8.1.2 Verifica a Taglio

$V_{ed}$	1787	kN
$N_{ed}$	0	kN
$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,50	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\Phi$	150	cm
$b_w$	135,00	cm
$h_e$	93,67	cm
$d$	84,17	cm
$A_{sl}$	254,88	cm <sup>2</sup>
$c$	9,50	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$A_{sw}$	2,26	cm <sup>2</sup>
passo	7.5	cm
$f_{cd}$	14,17	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	616	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rcd}$	2498	kN
$V_{Rsd}$	2233	kN
$V_{Rd}$	2233	kN

Essendo  $V_{RD} > V_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

## 8.8.2 Verifiche agli SLE

### 8.8.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 1527 \text{ KNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 75 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 48  
 Diametro barre: 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

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

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

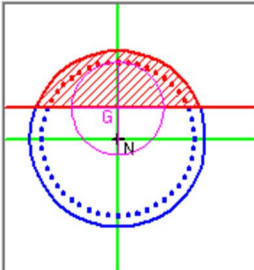
**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

$\sigma_c$  -5.455 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  153.7 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.7687 ‰  
 d 140.5 cm  
 x 48.8 x/d 0.3473  
 $\delta$  0.8742

Vertici: 50  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso



Essendo  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ( $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

### 8.8.2.2 Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 1225 \text{ kNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 75 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 48  
 Diametro barre: 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 1225 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

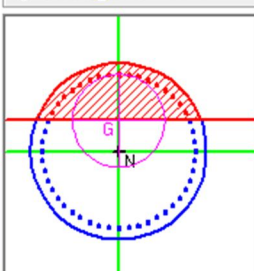
B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

$\sigma_c$ : -4.376 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 123.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$ : 0.6167 ‰  
 d: 140.5 cm  
 x: 48.8 x/d: 0.3473  
 $\delta$ : 0.8742

Vertici: 50  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4

Precompresso



I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

**9 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DELLA PALIFICATA**

Dalle analisi statiche e sismiche i massimi sforzi di compressione risultano:

$$N_{\max,SLU} = -4930 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLV} = -5839 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLE} = -3650 \text{ kN}$$

Si adottano pali di lunghezza pari a **19.00m**.

Si riportano di seguito la tabella e il diagramma di portanza del palo singolo forniti dal Progettista Geotecnico per l'opera in oggetto:

Profondità	DA2 (non sismica)		SISMICA	
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione
0	2	0	2	0
1	583	-53	597	-53
2	1183	-125	1212	-125
3	1811	-214	1848	-209
4	2467	-315	2501	-300
5	3133	-425	3164	-399
6	3810	-546	3837	-508
7	3919	-676	3940	-626
8	4038	-817	4053	-752
9	4169	-968	4175	-888
10	4310	-1128	4308	-1032
11	4462	-1299	4450	-1186
12	4625	-1480	4602	-1349
13	4799	-1671	4764	-1520
14	4984	-1871	4935	-1701
15	5179	-2082	5117	-1891
16	5386	-2303	5308	-2089
17	5603	-2533	5509	-2297
18	5832	-2774	5733	-2526
19	6112	-3025	6022	-2776
20	6362	-3286	6280	-3037

