

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:

Cepav due



**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**

**IV16 – CAVALCAFERROVIA VIA BRESCIA - PK 108+954,045**  
**Relazione di calcolo spalla A**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio <b>Cepav due</b>  Data: <b>29 MAG 2020</b>	Consorzio <b>Cepav due</b> Il Direttore del Consorzio <i>(Ing. T. Taranta)</i>  Data: _____

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

PROGETTAZIONE							IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	Montanari	08/05/20	Piacentini	08/05/20	08/05/20	
B							
C							

CIG. 751447334A

File: IN0R12EE2CLIV16A6001A\_10.docx



Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea

Stampato dal Service  
di plottaggio ITALFERR S.p.A.  
ALBA S.r.l.

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
2 di 109**INDICE**

1	PREMESSA.....	6
2	NORME, DECRETI E DOCUMENTI.....	9
2.1	OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE .....	9
2.2	NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI .....	9
2.3	GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA.....	10
2.4	ULTERIORI PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE DI RFI E ITALFERR .....	10
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	11
3.1	CALCESTRUZZO.....	11
3.2	ACCIAIO.....	12
3.2.1	Armatore per c.a. – Acciaio B 450 C.....	12
3.2.2	Carpenteria metallica – Classe S355.....	12
4	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	13
5	CRITERI DI CALCOLO.....	14
5.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA .....	14
5.1.1	Tipo di analisi condotta .....	14
5.1.2	Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica.....	16
5.2	SPINTA DELLE TERRE .....	17
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	18
5.3.1	Combinazioni per la verifica allo SLU .....	19
5.3.2	Combinazioni per la verifica allo SLE.....	20
5.3.3	Coefficienti di combinazione delle azioni dovute al traffico.....	20
5.3.1	Coefficienti di combinazione utilizzati nelle analisi strutturali .....	22
5.4	VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	25
5.4.1	Paraghiaia .....	25
5.4.2	Muri di risvolto.....	26
5.4.3	Platea di fondazione .....	27
5.4.4	Pali di fondazione.....	27

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV16 A6 001	Rev. A	Foglio 3 di 109
6	CRITERI DI VERIFICA.....				28
6.1	VERIFICHE SLU.....				28
6.1.1	<i>Resistenza a sforzo normale e flessione</i> .....				28
6.1.2	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i> .....				28
6.1.2.1	<i>Elementi non armati a taglio</i> .....				28
6.1.2.2	<i>Elementi armati a taglio</i> .....				29
6.2	VERIFICHE SLE.....				30
6.2.1	<i>Verifiche allo stato limite di fessurazione</i> .....				30
6.2.2	<i>Verifiche delle tensioni in esercizio</i> .....				33
7	ANALISI DELLA SPALLA.....				34
7.1	SISTEMA DI RIFERIMENTO.....				34
7.2	DATI DI INPUT.....				36
7.2.1	<i>Geometria dell'impalcato</i> .....				36
7.2.2	<i>Geometria della spalla</i> .....				37
7.3	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO.....				38
7.3.1	<i>Carichi permanenti</i> .....				38
7.3.2	<i>Carichi accidentali</i> .....				39
7.3.3	<i>Azione di frenamento</i> .....				41
7.3.4	<i>Azione centrifuga</i> .....				41
7.3.5	<i>Variatione termica</i> .....				42
7.3.6	<i>Azione del vento</i> .....				42
7.3.7	<i>Azione sismica</i> .....				43
7.4	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA.....				45
7.4.1	<i>Peso proprio</i> .....				45
7.4.2	<i>Forze inerziali degli elementi della spalla</i> .....				46
7.4.3	<i>Spinta delle terre</i> .....				48
7.4.3.1	<i>Spinta statica del terreno di monte</i> .....				48
7.4.3.2	<i>Traffico a tergo spalla</i> .....				52
7.4.3.3	<i>Sovraspinta sismica del terreno di monte</i> .....				53
7.4.3.4	<i>Forse inerziali del terreno imbarcato</i> .....				54

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV16 A6 001	Rev. A	Foglio 4 di 109
7.5	SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO .....				55
7.5.1	Azioni elementari.....				55
7.5.2	Sollecitazioni a spiccatato fusto .....				56
7.5.3	Sollecitazioni oggetto di verifica .....				58
7.6	SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE .....				59
7.6.1.1	Azioni elementari.....				59
7.6.1.2	Sollecitazioni sulla palificata di fondazione .....				60
7.7	SOLLECITAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE .....				62
7.8	SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA.....				67
7.9	SOLLECITAZIONI SUI MURI DI RISVOLTO.....				70
7.9.1	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati .....				78
7.10	SOLLECITAZIONI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE.....				80
7.11	SOLLECITAZIONI SUI RITEGNI .....				81
7.11.1	Ritegni trasversali.....				81
7.11.2	Ritegni longitudinali .....				81
8	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....				82
8.1	PARAGHIAIA.....				82
8.1.1	Verifiche agli SLU.....				82
8.1.1.1	Verifica a flessione.....				82
8.1.1.2	Verifica a Taglio.....				83
8.1.2	Verifiche agli SLE.....				84
8.1.2.1	Verifiche tensionali .....				84
8.1.2.2	Verifiche a fessurazione .....				85
8.2	MURI DI RISVOLTO.....				86
8.2.1	Verifiche agli SLU .....				86
8.2.1.1	Verifica a flessione.....				86
8.2.1.2	Verifica a Taglio.....				87
8.2.2	Verifiche agli SLE.....				88
8.2.2.1	Verifiche tensionali.....				88
8.2.2.2	Verifiche a fessurazione .....				89
8.3	SEZIONE DI SPICCATO FUSTO .....				90

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV16 A6 001	Rev. A	Foglio 5 di 109
8.3.1	Verifiche agli SLU .....				90
8.3.1.1	Verifica a flessione.....				90
8.3.1.2	Verifica a Taglio.....				91
8.3.2	Verifiche agli SLE.....				92
8.3.2.1	Verifiche tensionali.....				92
8.3.2.2	Verifiche a fessurazione .....				93
8.4	PLATEA DI FONDAZIONE.....				94
8.4.1	Verifiche agli SLU .....				94
8.4.1.1	Verifica a flessione.....				94
8.4.1.2	Verifica a Taglio.....				95
8.4.2	Verifiche agli SLE.....				96
8.4.2.1	Verifiche tensionali.....				96
8.4.2.2	Verifiche a fessurazione .....				97
8.5	PALI DI FONDAZIONE – SEZIONE TESTA PALO (PROFONDITÀ 0.00M).....				98
8.5.1	Verifiche agli SLU .....				98
8.5.1.1	Verifica a flessione.....				98
8.5.1.2	Verifica a Taglio.....				99
8.5.2	Verifiche agli SLE.....				100
8.5.2.1	Verifiche tensionali.....				100
8.5.2.2	Verifiche a fessurazione .....				101
8.6	PALI DI FONDAZIONE – PRIMA SEZIONE CAMBIO ARMATURA (PROFONDITÀ 15.00M) .....				102
8.6.1	Verifiche agli SLU .....				102
8.6.1.1	Verifica a flessione.....				102
8.6.1.2	Verifica a Taglio.....				103
8.6.2	Verifiche agli SLE.....				104
8.6.2.1	Verifiche tensionali e a fessurazione .....				104
8.7	RITEGNI .....				105
8.7.1	Ritegni trasversali.....				105
8.7.2	Ritegni longitudinali.....				106
9	VERIFICHE GEOTECNICHE.....				107
9.1	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DELLA PALIFICATA.....				107
9.2	VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DELLA PALIFICATA.....				109

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001

Rev.  
A

Foglio  
6 di 109

## 1 PREMESSA

La presente relazione riguarda l'analisi, il dimensionamento e la verifica dei principali elementi strutturali della spalla A del cavalcaferrovia denominato "Cavalcaferrovia Via Brescia – IV16" che sovrappassa la futura linea AV/AC Milano-Verona in prossimità della progressiva 108+954,045.

L'andamento planimetrico dell'opera è prevalentemente in rettilineo con un piccolo tratto curvilineo in corrispondenza della spalla A, 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 3.70m (1.85m ognuno).

Il cavalcaferrovia, di lunghezza complessiva di 265.00m, è costituito da 6 campate con luci variabili da 30.00m a 70.00m.

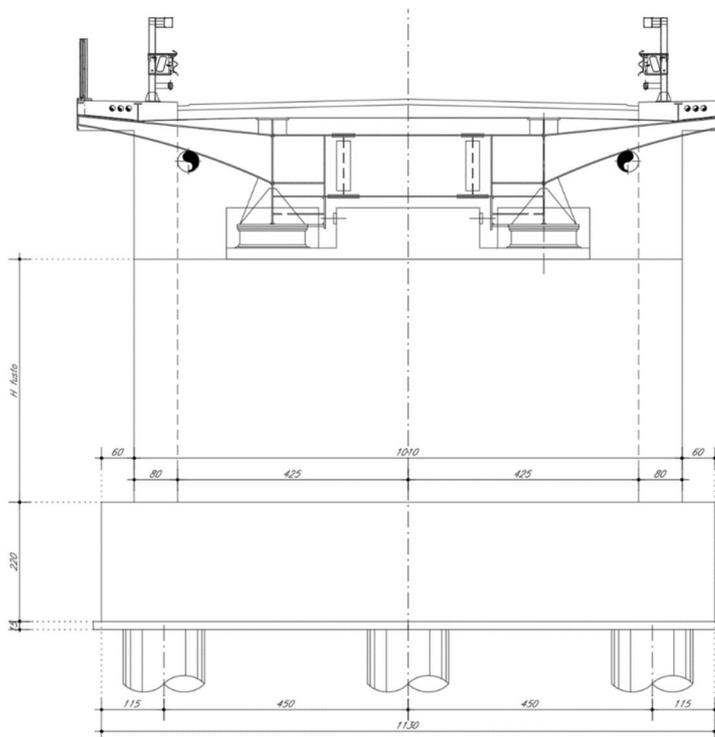
L'impalcato è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" costituito da 2 travi a "doppio T" in acciaio di altezza variabile e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera di spessore variabile da 0.22m a 0.30m. Le due travi sono collegate in campata, sulle pile e sulle spalle da diaframmi a parete piena posti ad interasse di 5.00m.

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 miscela elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata.

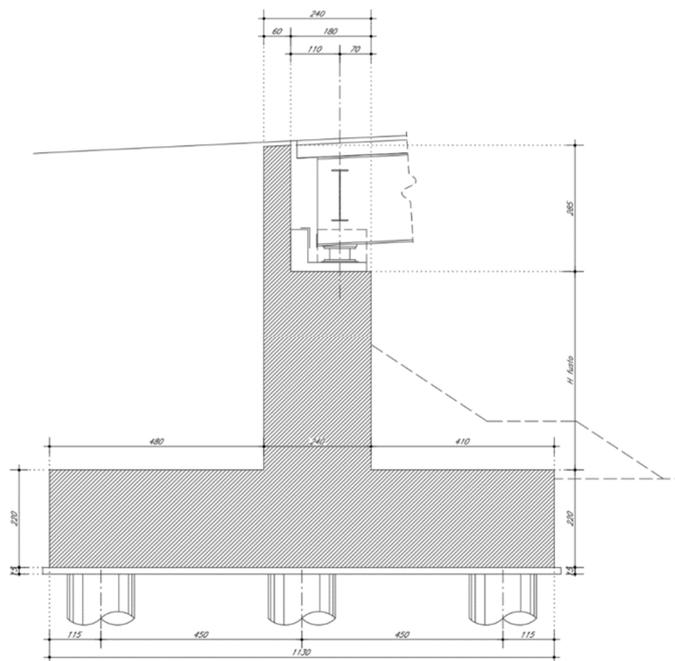
Le spalle dell'opera, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano un plinto di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione costituita da pali Ø1500 mm. Lo sviluppo dell'elevazione è costituito da un fusto, dal superiore paraghiaia e da idonei muri di risvolto e orecchie atti a gestire il retrostante corpo del rilevato.

Le pile sono a setto continuo in c.a, di spessore 1.20m e larghezza 8.20m. Le dimensioni in altezza sono determinate dall'andamento altimetrico del tracciato stradale e dallo spessore dell'impalcato.

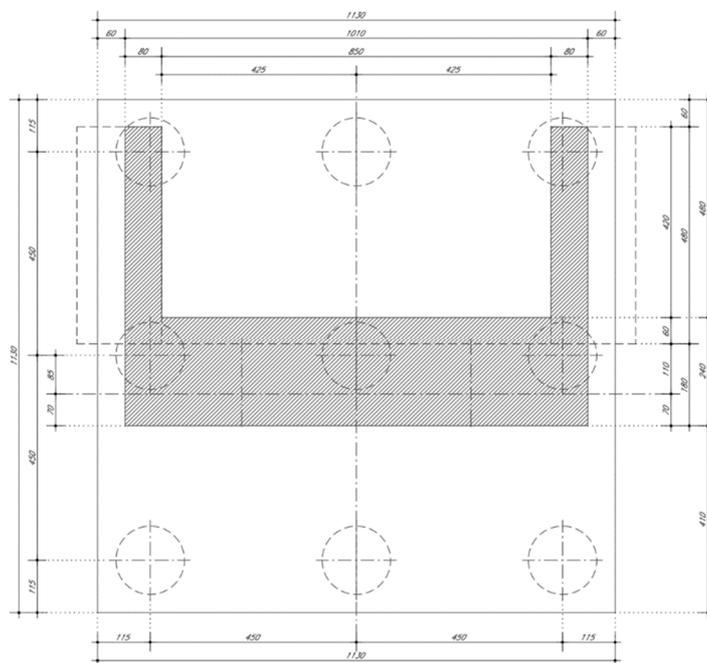
Si riportano di seguito alcune immagini descrittive della spalla oggetto della presente relazione.



**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>	30.00	4.50	9 pali 1500
<b>P1</b>	35.00	8.40	diaframmi
<b>P2</b>	45.00	9.40	diaframmi
<b>P3</b>	45.00	9.60	diaframmi
<b>P4</b>	70.00	8.40	diaframmi
<b>P5</b>	40.00	5.90	diaframmi
<b>SpB</b>		3.80	6 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  
12

Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001

Rev.  
A

Foglio  
10 di 109

### 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  
 ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU PILE. TIPO A  
 ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU PILE. TIPO B  
 MESSA A TERRA E PREDISPOSIZIONE PER LA PROTEZIONE DALLE CORRENTI VAGANTI  
 RELAZIONE DESCRITTIVA

##### IV16 – CAVALCAFERROVIA VIA BRESCIA – PK 108+954,045

RELAZIONE TECNICA GENERALE CAVALCAFERROVIA  
 RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A  
 RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B  
 RELAZIONE DI CALCOLO PILE  
 RELAZIONE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DELL'OPERA, APPOGGI, RITEGNI SISMICI E GIUNTI DI DILATAZIONE  
 RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO  
 PIANTE FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO – TAV. 1/2  
 PIANTE FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO – TAV. 2/2  
 SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONI TRASVERSALI – TAV. 1/2  
 SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONI TRASVERSALI – TAV. 1/2  
 PIANTE TRACCIAMENTO SOTTOSTRUTTURE E PLINTI DI FONDAZIONE  
 PIANTE SCAVI  
 CARPENTERIA SPALLA A  
 CARPENTERIA SPALLA B  
 CARPENTERIA PILE  
 ARMATURA PALI DI FONDAZIONE SPALLE  
 ARMATURA DIAFRAMMI DI FONDAZIONE PILE  
 ARMATURA SPALLA A – TAVOLA 1/2  
 ARMATURA SPALLA A – TAVOLA 2/2  
 ARMATURA SPALLA B – TAVOLA 1/2  
 ARMATURA SPALLA B – TAVOLA 2/2  
 ARMATURA FUSTO PILA P1  
 ARMATURA FUSTO PILA P2  
 ARMATURA FUSTO PILA P3  
 ARMATURA FUSTO PILA P4  
 ARMATURA FUSTO PILA P5  
 ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU SPALLE  
 DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI  
 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – DISEGNO D'ASSIEME – TAV. 1/4  
 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – DISEGNO D'ASSIEME – TAV. 2/4  
 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – DISEGNO D'ASSIEME – TAV. 3/4  
 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – DISEGNO D'ASSIEME – TAV. 4/4  
 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – TRAVERSI – TAV. 1/3  
 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – TRAVERSI – TAV. 2/3  
 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – TRAVERSI – TAV. 3/3  
 CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – DETTAGLI  
 LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO – TAVOLA 1/4  
 LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO – TAVOLA 2/4  
 LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO – TAVOLA 3/4  
 LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO – TAVOLA 4/4  
 ARMATURA SOLETTA IMPALCATO – TAV. 1/2  
 ARMATURA SOLETTA IMPALCATO – TAV. 2/2  
 FASI COSTRUTTIVE. Tavola 1/2  
 FASI COSTRUTTIVE. Tavola 2/2  
 RELAZIONE GEOTECNICA  
 PROFILO STRATIGRAFICO

#### CODICE

INOR11EE24TIV0000001  
 INOR11EE2BZIV00A5001  
 INOR11EE2BYIV00A4001  
 INOR11EE2BZIV00A5004  
 INOR11EE2DZIV00A5001  
 INOR11EE2BCIV00A1001  
 INOR11EE2BCIV00A4001  
 INOR11EE2BCIV00A4002

INOR11EE2ROIV00A8001

INOR12EE2ROIV16A0001  
 INOR12EE2CLIV16A6001  
 INOR12EE2CLIV16A6002  
 INOR12EE2CLIV16A4001  
 INOR12EE2CLIV16A0001  
 INOR12EE2CLIV16A5001  
 INOR12EE2P9IV16A0001  
 INOR12EE2P9IV16A0002  
 INOR12EE2PZIV16A0001  
 INOR12EE2PZIV16A0002  
 INOR12EE2PZIV16A3001  
 INOR12EE2PZIV1601001  
 INOR12EE2BZIV16A6001  
 INOR12EE2BZIV16A6002  
 INOR12EE2BZIV16A4001  
 INOR12EE2BZIV16A3001  
 INOR12EE2BZIV16A3002  
 INOR12EE2BBIV16A6001  
 INOR12EE2BZIV16A6003  
 INOR12EE2BBIV16A6002  
 INOR12EE2BZIV16A6004  
 INOR12EE2BZIV16A4002  
 INOR12EE2BZIV16A4003  
 INOR12EE2BZIV16A4004  
 INOR12EE2BZIV16A4005  
 INOR12EE2BZIV16A4006  
 INOR12EE2BCIV16A6001  
 INOR12EE2BZIV16A5001  
 INOR12EE2BZIV16A5002  
 INOR12EE2BZIV16A5003  
 INOR12EE2BZIV16A5004  
 INOR12EE2BZIV16A5005  
 INOR12EE2BCIV16A5003  
 INOR12EE2BCIV16A5001  
 INOR12EE2BZIV16A5007  
 INOR12EE2BKIV16A5001  
 INOR12EE2BZIV16A5008  
 INOR12EE2BZIV16A5009  
 INOR12EE2BZIV16A5010  
 INOR12EE2BZIV16A5011  
 INOR12EE2BCIV16A5002  
 INOR12EE2BAIV16A5001  
 INOR12EE2BZIV16A1001  
 INOR12EE2BBIV16A1001  
 INOR12EE2RBIV1600001  
 INOR12EE2F6IV1600001

## 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  $a_g \cdot S$  (§ 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:

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

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

$$F_0 = \delta \cdot K_e$$

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.

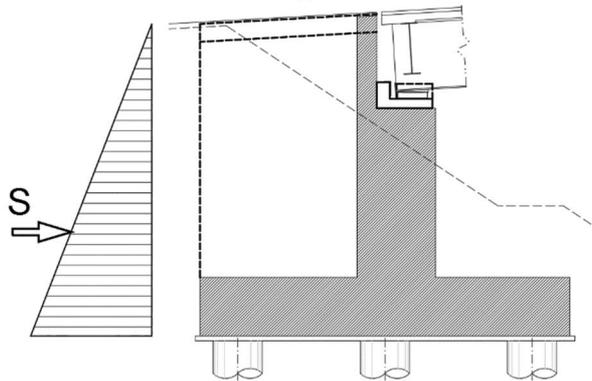
L'andamento delle tensioni orizzontali efficaci assume forma triangolare con valore massimo alla base:

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

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  $q_{es}=30.00 \text{ kN/m}^2$ .

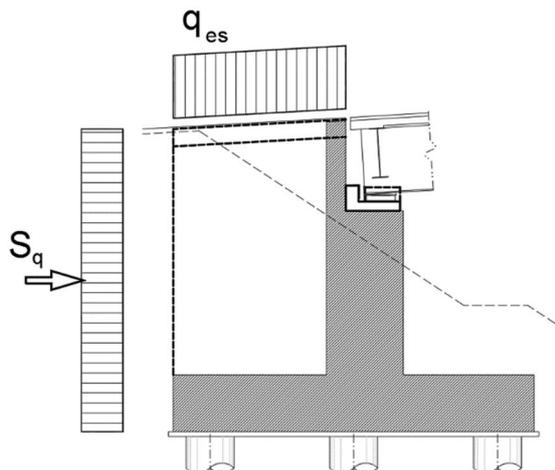
Il diagramma delle tensioni orizzontali che ne scaturiscono ha andamento costante con modulo pari a:

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

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 $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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	$\gamma$	$\gamma_f$	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  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
23 di 109SLE 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	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sovraspinta 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	-	-	-	-
Sovraspinta 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  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
24 di 109SLE 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

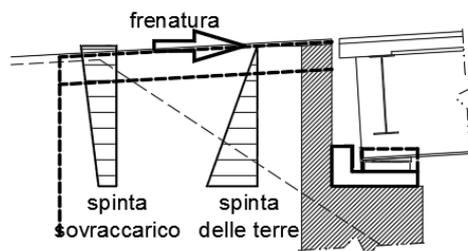
### 5.4.1 Paraghiaia

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)

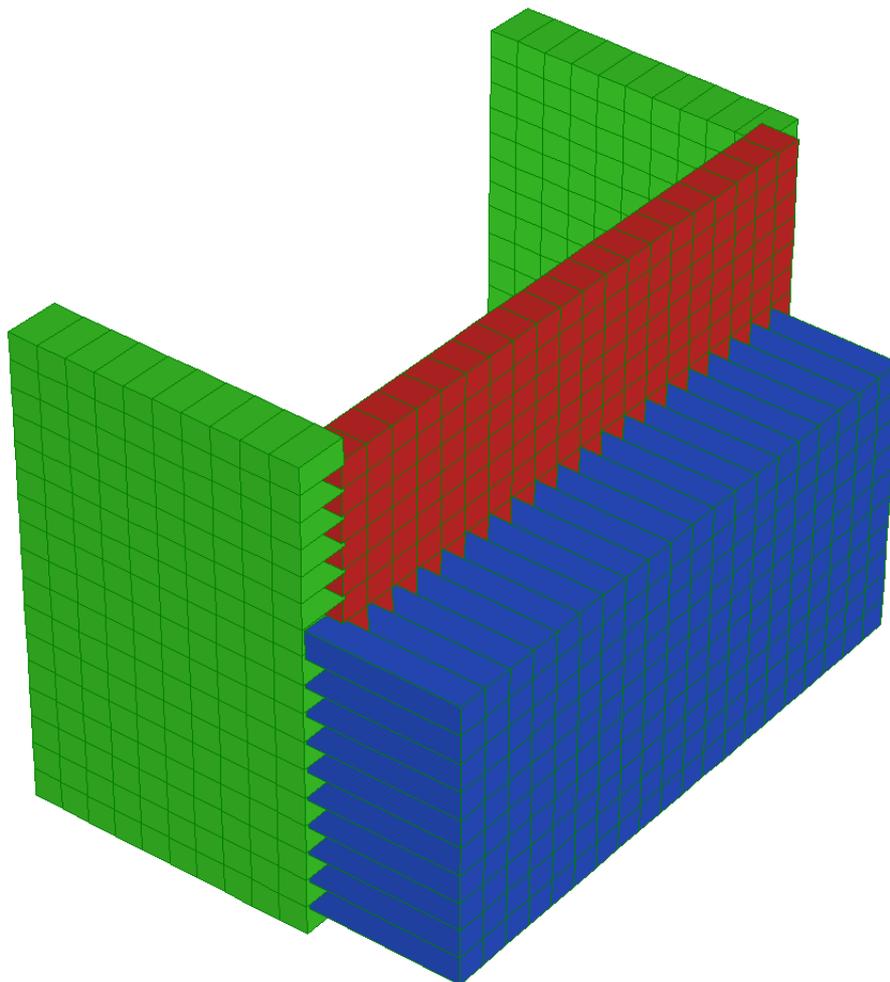


In considerazione dei rapporti dimensionali caratterizzanti il paraghiaia della spalla in oggetto, come funzionamento dimensionante, è assunto lo schema statico di mensola verticale incastrata alla base sul fusto. Nella direzione ortogonale verrà comunque disposta idonea armatura atta a garantire un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

#### 5.4.2 Muri di risvolto

L'analisi dei muri di risvolto 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.

La geometria della struttura e i rapporti reciproci tra gli elementi strutturali sono chiaramente individuati dalle immagini dei modelli strutturali riportati di seguito.



Il modello è composto dal fusto, dal superiore paraghiaia e dai retrostanti muri di risvolto. Le varie parti della struttura sono state modellate con elementi a quattro nodi tipo "shell".

Le strutture in calcestruzzo sono vincolate rigidamente tra loro, mentre, i vincoli alla base, realizzati con incastri, riproducono il collegamento delle strutture in elevazione con la platea di fondazione.

Il peso proprio di tutti gli elementi strutturali modellati è calcolato in automatico dal software utilizzato.

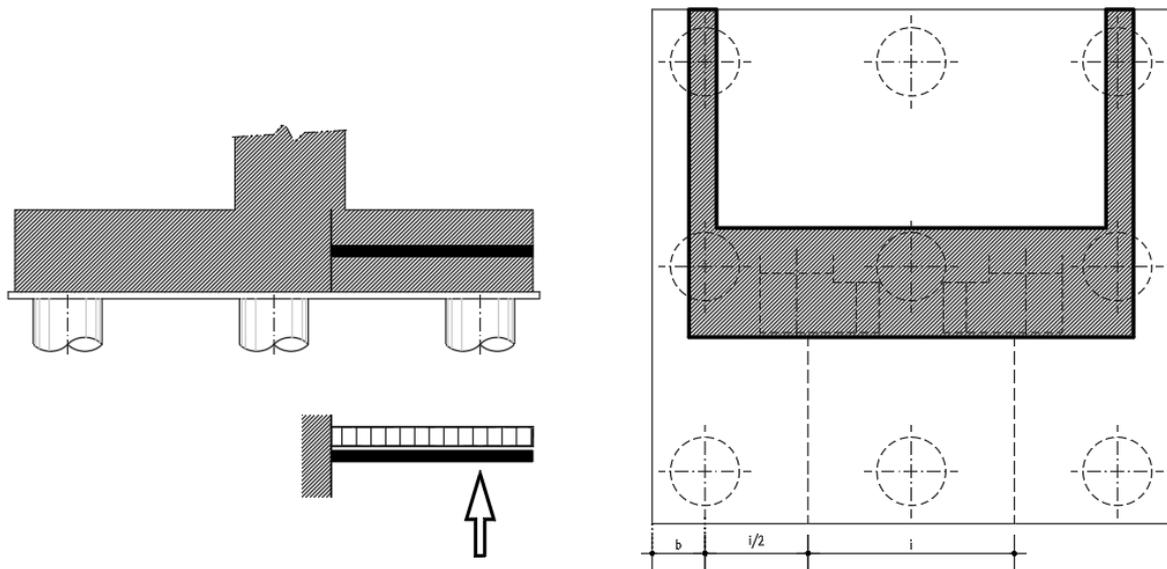
Essendo l'analisi limitata alle strutture costituenti i muri di risvolto, il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato sulla base delle spinte delle terre e di quelle derivanti dal sovraccarico sul rilevato, trascurando le azioni derivanti dall'impalcato in quanto non influenti per le analisi delle porzioni di struttura in oggetto. La condizione sismica viene valutata con le relative sovraspinte.

I carichi sono stati inseriti mediante l'applicazione di carichi di superficie direttamente sui singoli elementi bidimensionali.

### 5.4.3 Platea di fondazione

Il comportamento della platea in direzione longitudinale è riconducibile allo schema di trave a mensola vincolata in corrispondenza dell'incastro con lo spiccato fusto. La mensola frontale 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).

### 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  $w_d$ :

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{sm,max}$$

dove:

$\Delta_{sm,max}$  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  $E_s/E_{cm}$ ,

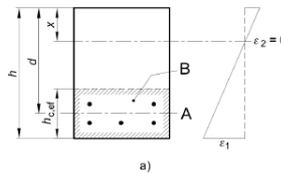
$\rho_{eff}$  è pari ad  $A_s/A_{c,eff}$ ,

$A_{c,eff}$  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,

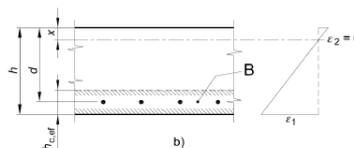
$k_t$  è un fattore dipendente dalla durata del carico.

Legenda

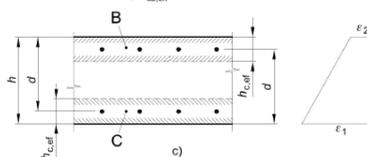
- a) Trave  
A Livello del baricentro dell’acciaio  
B Area tesa efficace,  $A_{c,eff}$



- 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 $w_a$
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:

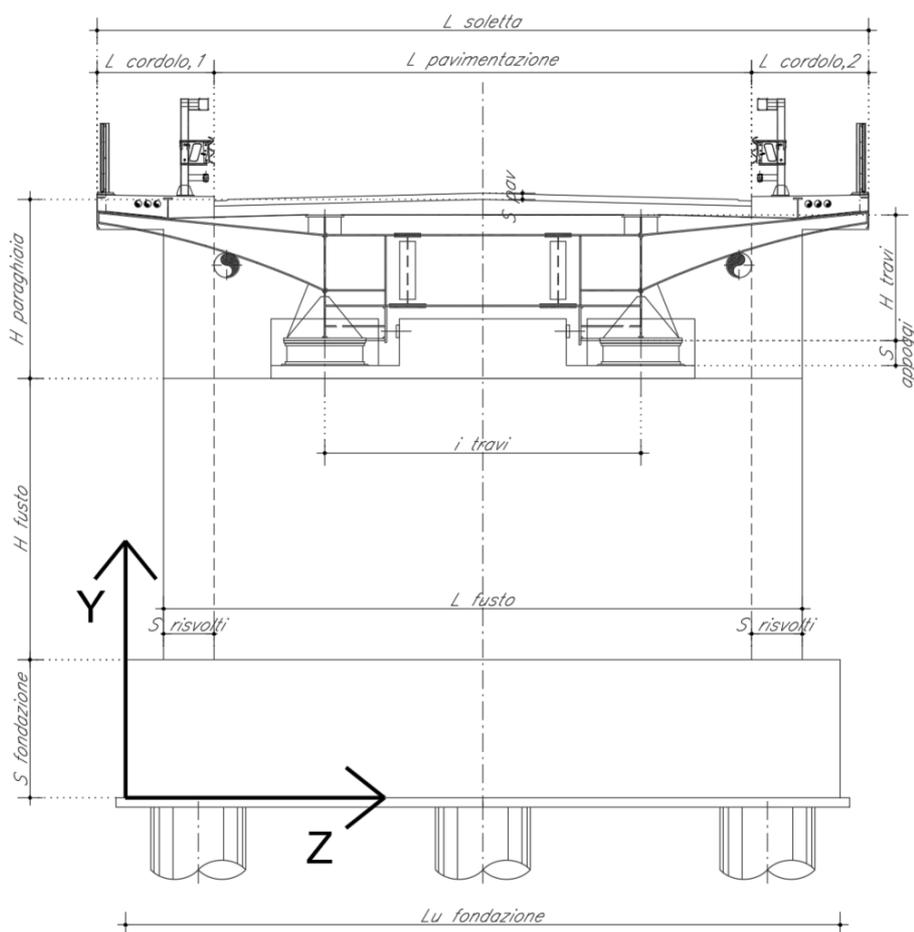
- Per le strutture di elevazione  $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$  da cui:
  - $\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$  per combinazione caratteristica (rara),
  - $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$  per combinazione quasi permanente.
- Per le strutture di fondazione e per i pali di fondazione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

## 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.



Doc. N.

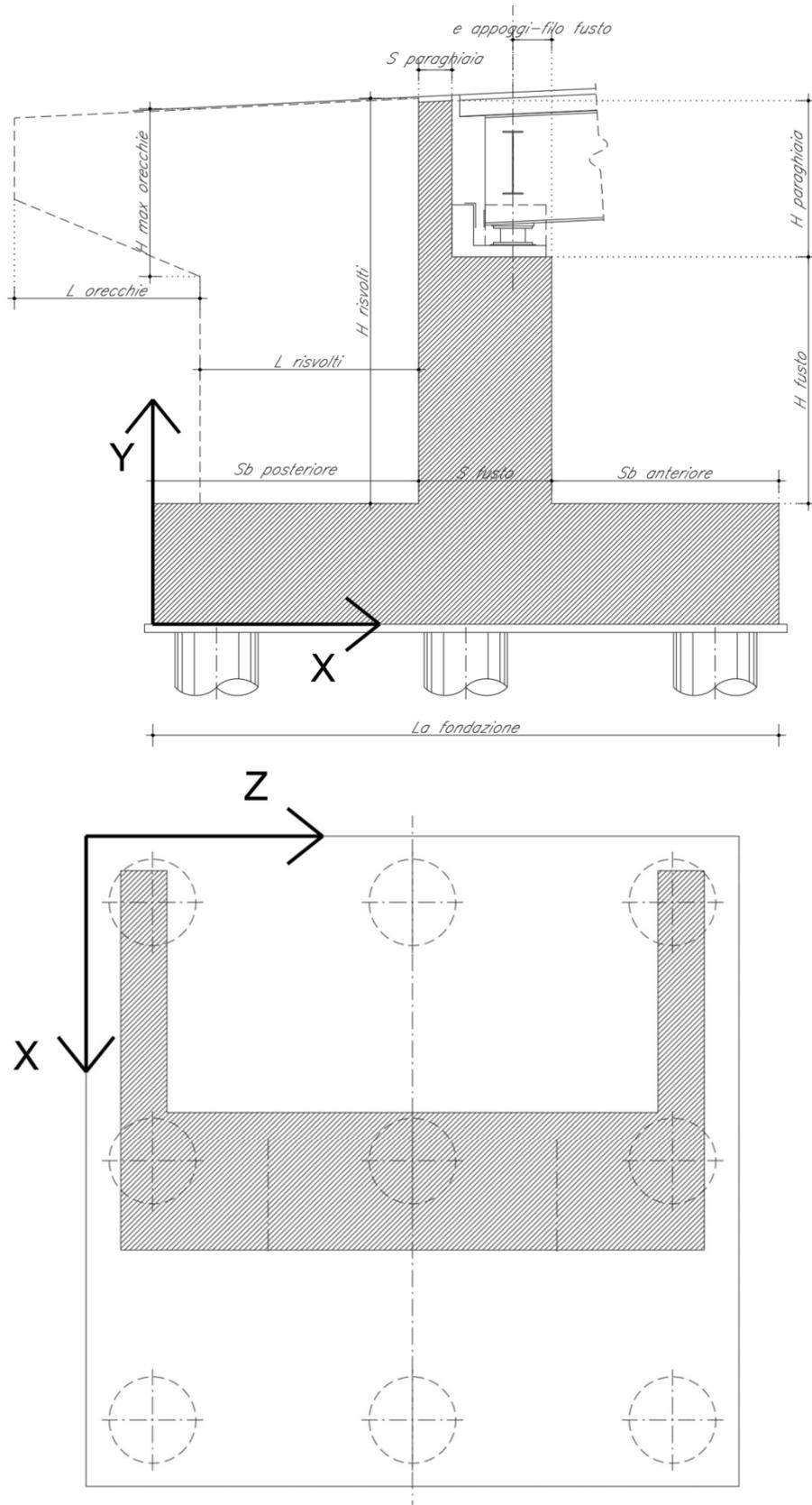
Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001

Rev.  
A

Foglio  
35 di 109



## 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>	265,00
Interasse travi (m)	i <sub>travi</sub>	5,00
Altezza travi in corrispondenza dell'appoggio (m)	H <sub>travi</sub>	2,00
Interasse appoggi (m)	i <sub>appoggi</sub>	30-35-45- 45-70-40
Lunghezza di afferenza alla spalla (m)	L <sub>afferenza(spalla)</sub>	15,00
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>	12,20
Larghezza carreggiata (m)	L <sub>carreggiata</sub>	8,50
Spessore medio soletta (m)	S <sub>soletta</sub>	0,24
Larghezza cordolo n° 1 -a maggior z- (m)	L <sub>cordolo,1</sub>	1,85
Larghezza cordolo n° 2 -a minor z- (m)	L <sub>cordolo,2</sub>	1,85
Altezza max cordoli (m)	H <sub>max,cordoli</sub>	0,15
Altezza media cordoli (m)	H <sub>media,cordoli</sub>	0,15

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

Spessore apparecchi di appoggio della spalla (m)	S <sub>appoggi</sub>	0,25
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>	150,00
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)	$H_{\text{fusto}}$	4,50
Spessore fusto spalla (m)	$S_{\text{fusto}}$	2,40
Lunghezza fusto spalla (m)	$L_{\text{fusto}}$	10,45
Eccentricità trasversale fusto rispetto alla platea (m)	$e_{\text{fusto-spalla}}$	0,18
Altezza media paraghiaia (m)	$H_{\text{paraghiaia}}$	2,85
Spessore paraghiaia (m)	$S_{\text{paraghiaia}}$	0,60
Altezza risvolti (m)	$H_{\text{risvolti}}$	7,35
Lunghezza risvolti (m)	$L_{\text{risvolti}}$	4,20
Spessore medio risvolti (m)	$S_{\text{risvolti}}$	0,80
Altezza massima orecchie (m)	$H_{\text{orecchie}}$	0,00
Lunghezza massima orecchie (m)	$L_{\text{orecchie}}$	0,00
Spessore medio orecchie (m)	$S_{\text{orecchie}}$	0,00

#### Dati relativi alla platea di fondazione

Lunghezza platea di fondazione (m)	$Lu_{\text{fondazione}}$	11,30
Larghezza platea di fondazione -lungo asse stradale- (m)	$La_{\text{fondazione}}$	11,30
Sbalzo anteriore (m)	$Sb_{\text{anteriore}}$	4,10
Sbalzo posteriore (m)	$Sb_{\text{posteriore}}$	4,80
Spessore platea (m)	$S_{\text{fondazione}}$	2,20

#### Dati relativi alla palificata di fondazione

Numero di pali	$n^{\circ} \text{ pali}$	9,00
Diametro pali (m)	$D \text{ pali}$	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		2.80		12.20			= 34.16
Peso soletta	25.00			12.20	0.24		= 73.20
<b>Totale strutturali</b>							<b>107.36</b>
Pavimentazione		2.40		8.50			= 20.40
Cordoli	25.00			1.85	0.17	2	= 15.73
Barriere sicurezza e parapetto			2.50			2	= 5.00
<b>Totale Permanenti Portati</b>							<b>41.13</b>
<b>Totale</b>							<b>148.49</b>

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

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
39 di 109

### 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
$Q_{ik}$ [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]	967,50	367,50	45,00	-355,00	0,00	0,00	
<i>Rispetto a baricentro palificata:</i>							
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1.020,00	420,00	80,00	-320,00	0,00	0,00	
$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	9,00		2,50		0,00		2,50
$q_{ik}$ [kN] afferente a spalla	405,00		112,50		0,00		93,75
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]	901,13		-87,19		0,00		-330,47
<i>Rispetto a baricentro palificata:</i>							
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	1.113,75		972,00		-67,50		0,00

CARICHI VERTICALI DA FOLLA	
$q_{fk}$	2,50 kN/m <sup>2</sup>
Largh. pedonale 1	1,85 m
Largh. pedonale 2	1,85 m
$q_{fk,1}$	4,63 kN/m
$q_{fk,2}$	4,63 kN/m
$F_{marciapiede 1}$	69 kN
$F_{marciapiede 2}$	69 kN
$Z_{folla,marciapiede 1}$	-0,93 m
$Z_{folla,marciapiede 2}$	9,78 m

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
40 di 109

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>		
$N_{\text{traffico}}$	1.611 kN	SPICCATO FUSTO
$N_{\text{folla}}$	139 kN	
$N_{\text{tot}}$	1.750 kN	
$M_{\text{trasv,traffico}}$	1.508 kNm	
$M_{\text{trasv,folla}}$	-49 kNm	
$M_{\text{trasv,tot}}$	1.460 kNm	
$M_{\text{long,traffico}}$	806 kNm	
$M_{\text{long,folla}}$	69 kNm	
$M_{\text{long,tot}}$	875 kNm	
$N_{\text{traffico}}$	1.611 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$N_{\text{folla}}$	139 kN	
$N_{\text{tot}}$	1.750 kN	
$M_{\text{trasv,traffico}}$	1.790 kNm	
$M_{\text{trasv,folla}}$	359 kNm	
$M_{\text{trasv,tot}}$	2.456 kNm	
$M_{\text{long,traffico}}$	1.370 kNm	
$M_{\text{long,folla}}$	118 kNm	
$M_{\text{long,tot}}$	1.488 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
41 di 109

### 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		
$T_{\text{long,frenatura}}$	103,32 kN	SPICCATO FUSTO
$e_{\text{vert}}$	5,10 m	
$e_{\text{trasv}}$	0,00 m	
$M_{\text{long,frenatura}}$	527 kNm	
$M_{\text{torc,frenatura}}$	0,00 kNm	
$T_{\text{long,frenatura}}$	103,32 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$e_{\text{vert}}$	7,30 m	
$e_{\text{trasv}}$	0,18 m	
$M_{\text{long,frenatura}}$	754 kNm	
$M_{\text{torc,frenatura}}$	18,08 kNm	

### 7.3.4 Azione centrifuga

L'azione centrifuga trasmessa dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione è la seguente.

AZIONE CENTRIFUGA		
Raggio	150 m	SPICCATO FUSTO
$T_{\text{trasv,centrifuga}}$	200 kN	
$e_{\text{vert}}$	5,10 m	
$e_{\text{long}}$	0,50 m	
$M_{\text{trasv,frenatura}}$	1.020,00 kNm	
$M_{\text{torc,frenatura}}$	100,00 kNm	INTRADOSSO FONDAZIONE
$T_{\text{trasv,centrifuga}}$	200,00 kN	
$e_{\text{vert}}$	7,30 m	
$e_{\text{long}}$	0,85 m	
$M_{\text{trasv,frenatura}}$	1.460,00 kNm	
$M_{\text{torc,frenatura}}$	170,00 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
42 di 109

### 7.3.5 Variazione termica

Variazione termica uniforme di progetto 30,000 °C

Fattore moltiplicativo k appoggi per bassi spostamenti 2,00

$T_{long}$	859 kN	SPICCATO FUSTO
$e_{vert}$	5,10 m	
$e_{trasv}$	0,00	
$M_{long}$	4.379 kNm	
$M_{torc}$	0,00 kNm	

$T_{long}$	859 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$e_{vert}$	7,30 m	
$e_{trasv}$	0,18	
$M_{long}$	6.268 kNm	
$M_{torc}$	150,26 kNm	

### 7.3.6 Azione del vento

Pressione vento 2,50 kPa

$L_{1^\circ}$  campata 30,00 m

% afferenza carico vento alla spalla 50,00 %

$H_{impalcato}$  3,00 m

$H_{barriera}$  3,00 m

$T_{trasv}$	225 kN	SPICCATO FUSTO
$e_{vert}$	5,1 m	
$e_{long}$	0,5 m	
$M_{trasv}$	1.823 kNm	
$M_{torc}$	113 kNm	

$T_{trasv}$	225 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$e_{vert}$	7,3 m	
$e_{long}$	0,9 m	
$M_{trasv}$	2.318 kNm	
$M_{torc}$	191 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
43 di 109

### 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
$a_g$	0,2300 g
$a_{gv}$	0,1500 g
$F_0$	2,4760
$F_v$	1,6070
$T_c^*$	0,2810 s
Categoria suolo	B
Categoria topografica	T1
$S_t$	1,0000
$S_s$	1,1722
$S$	1,172
$C_c$	1,4179
$T_B$	0,1328
$T_c$	0,3984
$T_D$	2,5200

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

Lunghezza totale ponte	265,00 m
Luce campata adiacente spalla fissa	30,00 m
$m_{\text{IMPALCATO TOTALE}}$	4.051.987,77 kg
$m_{\text{IMPALCATO AFFERENTE A SPALLA FISSA}}$	229.357,80 kg
$F_{\text{SISMICA LONG}}$	10.716,91 kN
% sisma in y (long.)	100,00 %
% sisma in x (trasv.)	30,00 %
% sisma in verticale	30,00 %
spalla	isolata

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

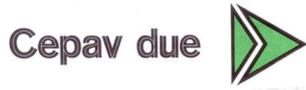
Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
44 di 109

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

N	249,49 kN	<b>SPICCATO FUSTO</b>
T <sub>long</sub>	900,00 kN	
T <sub>trav</sub>	270,00 kN	
e <sub>vert</sub>	5,10 m	
e <sub>trav</sub>	0,00 m	
e <sub>long</sub>	0,50 m	
M <sub>trav</sub>	1.863,00 kNm	
M <sub>torc</sub>	135,00 kNm	
M <sub>long</sub>	4.714,74 kNm	

N	249,49 kN	<b>INTRADOSSO FONDAZIONE</b>
T <sub>long</sub>	900,00 kN	
T <sub>trav</sub>	270,00 kN	
e <sub>vert</sub>	7,30 m	
e <sub>trav</sub>	0,18 m	
e <sub>x</sub>	0,85 m	
M <sub>trav</sub>	2.500,66 kNm	
M <sub>torc</sub>	387,00 kNm	
M <sub>long</sub>	6.782,06 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
45 di 109

## 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	447	5,10	8,13
Muri d'ala	1.235	2,70	5,88
Orecchie	0	0,00	0,00
Fusto	2.822	6,00	4,45
Plinto	7.023	5,65	1,10

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	3.268 kN	
M <sub>long</sub>	-402 kNm	
$\gamma$	25,00 kN/m <sup>3</sup>	INTRADOSSO FONDAZIONE
N	11.526 kN	
M <sub>long</sub>	-2.901 kNm	
M <sub>trasv</sub>	788 kNm	

### 7.4.2 Forze inerziali degli elementi della spalla

	Rispetto base fusto	Rispetto intradosso fondazione		
N	446,74	446,74	kN	PARAGHIAIA
Massa paraghiaia	45.538,99	45.538,99	kg	
T long	120,44	120,44	kN	
e vert,paraghiaia	5,93	8,13	m	
M long,paraghiaia	713,63	978,61	kNm	
T trasv	36,13	36,13	kN	
M trasv	214,09	293,58	kNm	

N		1.234,80	kN	MURI D'ALA
Massa muri d'ala		125.871,56	kg	
T long		332,91	kN	
e vert,muri d'ala		5,88	m	
M long,muri d'ala		1.955,86	kNm	
T trasv		99,87	kN	
M trasv		586,76	kNm	

N	2.821,50	2.821,50	kN	FUSTO
Massa fusto	287.614,68	287.614,68	kg	
T long	760,70	760,70	kN	
e vert,fusto	2,25	4,45	m	
M long,fusto	1.711,57	3.385,11	kNm	
T trasv	228,21	228,21	kN	
M trasv	513,47	1.015,53	kNm	

N		7.022,95	kN	PLINTO
Massa plinto		715.897,04	kg	
T long		1.893,44	kN	
e vert,plinto		1,10	m	
M long,plinto		2.082,79	kNm	
T trasv		568,03	kN	
M trasv		624,84	kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
47 di 109

Massa totale	333.153,67 kg	SPICCATO FUSTO
$N_{\text{sismica}}$	147,07 kN	
$T_{\text{long}}$	881,14 kN	
$M_{\text{long,plinto}}$	2.407,11 kNm	
$T_{\text{trasv}}$	264,34 kN	
$M_{\text{trasv}}$	727,56 kNm	
Massa totale	1.174.922,27 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$N_{\text{sismica}}$	518,67 kN	
$T_{\text{long}}$	3.107,50 kN	
$M_{\text{long,plinto}}$	8.271,82 kNm	
$T_{\text{trasv}}$	932,25 kN	
$M_{\text{trasv}}$	2.520,71 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
48 di 109

### 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>
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	2,85 m
$H_{\text{FUSTO}}$	4,50 m
$H_{\text{PLINTO}}$	2,20 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	9,55 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	4,80 m
$\theta$	0,00 °
$X_{\text{G,terreno imbarcato(MONTE)}}$	2,40 m
$X_{\text{G,terreno imbarcato(VALLE)}}$	8,86 m
$X_{\text{G,PALIFICATA}}$	5,65 m

#### Paraghiaia

$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	10,45 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2,85 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	326 kN
$Y_{\text{S.PARAGHIAIA}}$	7,65 m

#### Fusto

$L_{\text{FUSTO}}$	10,45 m
$H_{\text{FUSTO}}$	4,50 m
$S_{\text{FUSTO}}$	1.843 kN
$Y_{\text{S.FUSTO}}$	4,12 m

#### Plinto

$L_{\text{PLINTO}}$	11,30 m
$H_{\text{PLINTO}}$	2,20 m
$S_{\text{PLINTO}}$	1.615 kN
$Y_{\text{S.PLINTO}}$	1,05 m

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
49 di 109

$T_{\text{long,spinta}}$	2.170 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{\text{long,spinta}}$	5.316 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	0 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	0 kNm	
$N_{\text{tot}}$	0 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	5.316 kNm	
$T_{\text{long,spinta}}$	3.784 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{\text{long,spinta}}$	11.788 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	8.511 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	-17.806 kNm	
$N_{\text{tot}}$	8.511 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	-6.017 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
50 di 109**SPINTA ATTIVA TERRENO DI MONTE**

fk [°]	fk [rad]	tg(fk)
38,00	0,66	0,78

**M1**

$K_a$	0,24
$\gamma$	20,00 kN/m <sup>3</sup>
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	2,85 m
$H_{\text{FUSTO}}$	4,50 m
$H_{\text{PLINTO}}$	2,20 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	9,55 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	4,80 m
$\theta$	0,00 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato}}$	2,40 m
$X_{G,\text{terreno imbarcato(VALLE)}}$	8,86 m
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	5,65 m

**Paraghiaia**

$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	10,45 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2,85 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	202 kN
$Y_{S,\text{PARAGHIAIA}}$	7,65 m

**Fusto**

$L_{\text{FUSTO}}$	10,45 m
$H_{\text{FUSTO}}$	4,50 m
$S_{\text{FUSTO}}$	1.141 kN
$Y_{S,\text{FUSTO}}$	4,12 m

**Plinto**

$L_{\text{PLINTO}}$	11,30 m
$H_{\text{PLINTO}}$	2,20 m
$S_{\text{PLINTO}}$	999 kN
$Y_{S,\text{PLINTO}}$	1,05 m

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
51 di 109

$T_{\text{long,spinta}}$	1.343 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{\text{long,spinta}}$	3.290 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	0 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	0 kNm	
$N_{\text{tot}}$	0 kN	
$T_{\text{long,tot}}$	1.343 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	3.290 kNm	INTRADOSSO FONDAZIONE
$T_{\text{long,spinta}}$	2.342 kN	
$M_{\text{long,spinta}}$	7.296 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	8.511 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	-17.806 kNm	
$N_{\text{tot}}$	8.511 kN	
$T_{\text{long,tot}}$	2.342 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	-10.510 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
52 di 1097.4.3.2 Traffico a tergo spalla

<b>M1</b>	
K0	0,38
q TRAFFICO	30,00 kN/m <sup>2</sup>
H SPALLA	9,55 m
B PLINTO	11,30 m
H PLINTO	2,20 m
B TERRENO IMBARCATO	4,80 m
L PARAGHIAIA	10,45 m
X G.PALIFICATA	5,65 m

N	0 kN	SPICCATO FUSTO
T <sub>long</sub>	886 kN	
M <sub>long</sub>	3.255 kNm	

N	1.505 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T <sub>long</sub>	1.151 kN	
M <sub>long</sub>	604 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
53 di 1097.4.3.3 Sovrappinta sismica del terreno di monte

$\phi\kappa$ [°]	$\phi\kappa$ [rad]	$\text{tg}(\phi\kappa)$
38,00	0,66	0,78

<b>M1</b>	
$H_{\text{media(spalla)}}$	9,55 m
$\gamma$	20,00 kN/m <sup>3</sup>
$K_a$	0,24
$k_h$	0,27
$k_v$	0,13
$\theta$	13,36 °
$\alpha$	90,00 °
$\beta$	0,00 °
$\delta$	0,00 °
$K_{a,e}$	0,38
$S_e$	394,33 kN/m
$S_a$	216,96 kN/m
$\Delta\Sigma$	177,38 kN/m
$q_{\Delta\Sigma}$	18,57 kN/m/m
<u>Paraghiaia</u>	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	10,45 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2,85 m
$\Delta\Sigma_{e,PARAGHIAIA}$	553 kN
$y_{Se,PARAGHIAIA}$	8,13 m
$M_{\text{long,PARAGHIAIA}}$	4.495 kNm
<u>Fusto</u>	
$L_{\text{FUSTO}}$	10,45 m
$H_{\text{FUSTO}}$	4,50 kN
$\Delta\Sigma_{e,FUSTO}$	873 kN
$y_{Se,FUSTO}$	4,45 m
$M_{\text{long,FUSTO}}$	3.887 kNm
<u>Plinto</u>	
$L_{\text{PLINTO}}$	11,30 m
$H_{\text{PLINTO}}$	2,20 m
$\Delta\Sigma_{e,PLINTO}$	462 kN
$y_{Se,PLINTO}$	1,10 m
$M_{\text{long,PLINTO}}$	508 kNm

$T_{\text{long,spinta}}$	1.427 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{\text{long,spinta}}$	5.243 kNm	
$T_{\text{long,spinta}}$	1.888 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{\text{long,spinta}}$	8.889 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
54 di 1097.4.3.4 Forse inerziali del terreno imbarcato

Massa terreno imbarcato	650.935,78 kg	SPICCATO FUSTO
$T_{long,SISMICA}$	1.721,63 kN	
$y_G$	3,81 m	
$M_{long,SISMICA}$	6.559,41 kNm	
$T_{trav,SISMICA}$	516,49 kN	
$M_{trav,SISMICA}$	1.967,82 kNm	
$N_{SISMICA}$	0,00 kN	
$x_G$	-3,60 m	
$M_{long,SISMICA}$	0,00 kNm	INTRAD. FONDAZIONE
Massa terreno imbarcato	867.577,98 kg	
$T_{long,SISMICA}$	2.294,62 kN	
$y_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	6,01 m	
$y_{G,terreno\ imbarcato\ VALLE}$	3,12 m	
$M_{long,SISMICA}$	12.602,02 kNm	
$T_{trav,SISMICA}$	688,38 kN	
$M_{trav,SISMICA}$	4.137,19 kNm	
$N_{SISMICA}$	382,99 kN	
$x_G$	-3,25 m	

## 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	2.250	-	1.125	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	249	900	4.715	270	1.863	135
Traffico impalcato	1.750	-	875	-	1.460	-
Frenatura e centrifuga	-	103	527	200	1.020	100
DT	-	859	4.379	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	225	1.823	113
P.P. spalla	3.268	-	-402	-	-	-
Inerzia sismica spalla	147	881	2.407	264	728	-
Terreno imbarcato	0	-	0	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	2.170	5.316	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	1.343	3.290	-	-	-
Sovraspinta sismica terre	-	1.427	5.243	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	0	1.722	6.559	516	1.968	-
Traffico tergo spalla	0	886	3.255	-	-	-

### 7.5.2 Sollecitazioni a spiccato fusto

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

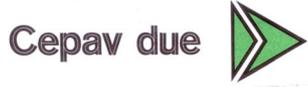
COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N [kN]</b>	7.450	7.450	7.450	7.450	7.450	7.450	9.812	9.812	9.217	9.217	9.217
<b>T long [kN]</b>	3.959	3.547	4.743	4.743	4.026	4.438	3.547	4.026	4.743	3.687	4.165
<b>M long [kNm]</b>	13.407	11.305	15.699	15.699	13.063	15.164	12.486	14.244	16.583	12.900	14.658
<b>T trasv [kN]</b>	0	338	0	203	338	203	203	203	203	473	473
<b>M trasv [kNm]</b>	0	2.734	0	1.640	2.734	1.640	3.611	3.611	3.115	4.492	4.492
<b>M torc [kNm]</b>	0	169	0	101	169	101	101	101	101	236	236

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N [kN]</b>	5.518	5.518	5.518	5.518	5.518	5.518	7.268	7.268	6.831	6.831	6.831
<b>T long [kN]</b>	3.028	2.685	3.570	3.570	3.039	3.383	2.685	3.039	3.570	2.788	3.142
<b>M long [kNm]</b>	10.418	8.666	11.921	11.921	9.968	11.719	9.541	10.843	12.577	9.849	11.151
<b>T trasv [kN]</b>	0	225	0	135	225	135	135	135	135	335	335
<b>M trasv [kNm]</b>	0	1.823	0	1.094	1.823	1.094	2.553	2.553	2.188	3.208	3.208
<b>M torc [kNm]</b>	0	113	0	68	113	68	68	68	68	168	168

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
<b>N [kN]</b>	5.518	5.518	5.518	6.831
<b>T long [kN]</b>	2.685	2.953	2.599	2.599
<b>M long [kNm]</b>	8.666	9.530	8.228	8.884
<b>T trasv [kN]</b>	0	0	45	0
<b>M trasv [kNm]</b>	0	0	365	1.095
<b>M torc [kNm]</b>	0	0	23	0

COMBO SLE - QP	
	1
<b>N [kN]</b>	5.518
<b>T long [kN]</b>	2.599
<b>M long [kNm]</b>	8.228
<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  
12

Codifica Documento  
E 2 CL IV16 A6 001

Rev.  
A

Foglio  
57 di 109

**COMBO  
SLV**

**1**

<b>N [kN]</b>	5.915
<b>T long [kN]</b>	6.702
<b>M long [kNm]</b>	25.127
<b>T trasv [kN]</b>	1.051
<b>M trasv [kNm]</b>	4.558
<b>M torc [kNm]</b>	135

### 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</b> [kN]	842	842	842	842	842	842	1.109	1.109	1.041	1.041	1.041
<b>T long</b> [kN]	447	401	536	536	455	501	401	455	536	417	471
<b>M long</b> [kNm]	1.515	1.277	1.774	1.774	1.476	1.713	1.411	1.609	1.874	1.458	1.656

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N</b> [kN]	624	624	624	624	624	624	821	821	772	772	772
<b>T long</b> [kN]	342	303	403	403	343	382	303	343	403	315	355
<b>M long</b> [kNm]	1.177	979	1.347	1.347	1.126	1.324	1.078	1.225	1.421	1.113	1.260

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
<b>N</b> [kN]	624	624	624	772
<b>T long</b> [kN]	303	334	294	294
<b>M long</b> [kNm]	979	1.077	930	1.004

COMBO SLE - QP	
	1
<b>N</b> [kN]	624
<b>T long</b> [kN]	294
<b>M long</b> [kNm]	930

COMBO SLV	
	1
<b>N</b> [kN]	668
<b>T long</b> [kN]	757
<b>M long</b> [kNm]	2.839

## 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	2.250	-	1.913	-	394	-
Inerzia sismica impalcato	249	900	6.782	270	2.501	387
Traffico impalcato	1.750	-	1.488	-	2.456	-
Frenatura e centrifuga	-	103	754	200	1.460	188
DT	-	859	6.268	-	-	150
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	225	2.318	191
P.P. spalla	11.526	-	-2.901	-	788	-
Inerzia sismica spalla	519	3.107	8.272	932	2.521	-
Terreno imbarcato	8.511	-	-17.806	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	3.784	11.788	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	2.342	7.296	-	-	-
Sovraspinta sismica terre	-	1.888	8.889	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	383	2.295	11.357	688	4.137	-
Traffico tergo spalla	1.505	1.151	604	-	-	-

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
60 di 109

## 7.6.1.2 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione

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

<b>COMBO SLU-A1</b>											
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>
<b>N [kN]</b>	30.087	30.087	32.119	32.119	30.900	30.900	32.450	33.262	33.886	31.855	32.667
<b>T long [kN]</b>	6.139	5.727	7.281	7.281	6.349	6.761	5.727	6.349	7.281	5.867	6.488
<b>M long [kNm]</b>	-1.936	-4.945	-4.130	-4.130	-4.619	-1.610	-2.937	-2.611	-2.627	-2.424	-2.098
<b>T trasv [kN]</b>	0	338	0	203	338	203	203	203	203	473	473
<b>M trasv [kNm]</b>	1.595	5.072	1.595	3.681	5.072	3.681	6.996	6.996	6.161	8.132	8.132
<b>M torc [kNm]</b>	180	395	108	280	395	352	280	280	280	534	534

<b>COMBO SLE RARA</b>											
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>
<b>N [kN]</b>	22.287	22.287	23.792	23.792	22.889	22.889	24.037	24.639	25.104	23.599	24.201
<b>T long [kN]</b>	4.643	4.300	5.450	5.450	4.760	5.103	4.300	4.760	5.450	4.403	4.863
<b>M long [kNm]</b>	-738	-3.245	-2.641	-2.641	-3.004	-496	-1.758	-1.516	-1.526	-1.375	-1.134
<b>T trasv [kN]</b>	0	225	0	135	225	135	135	135	135	335	335
<b>M trasv [kNm]</b>	1.182	3.499	1.182	2.572	3.499	2.572	5.028	5.028	4.414	5.874	5.874
<b>M torc [kNm]</b>	150	281	90	205	281	265	205	205	205	393	393

<b>COMBO SLE FREQUENTE</b>				
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>N [kN]</b>	22.287	22.889	22.287	23.599
<b>T long [kN]</b>	4.300	4.674	4.214	4.214
<b>M long [kNm]</b>	-3.245	-3.630	-3.872	-2.756
<b>T trasv [kN]</b>	0	0	45	0
<b>M trasv [kNm]</b>	1.182	1.182	1.645	3.024
<b>M torc [kNm]</b>	90	75	113	75

<b>COMBO SLE - QP</b>	
	<b>1</b>
<b>N [kN]</b>	22.287
<b>T long [kN]</b>	4.214
<b>M long [kNm]</b>	-3.872
<b>T trasv [kN]</b>	0
<b>M trasv [kNm]</b>	1.182
<b>M torc [kNm]</b>	75

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E 2 CL IV16 A6 001

Rev.  
A

Foglio  
61 di 109

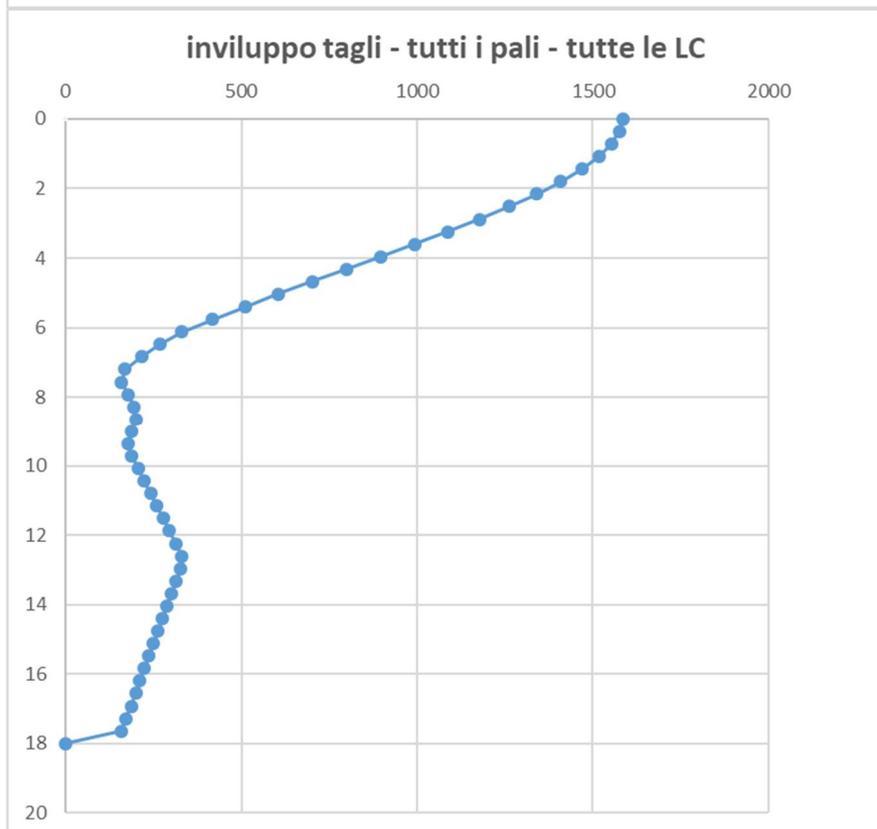
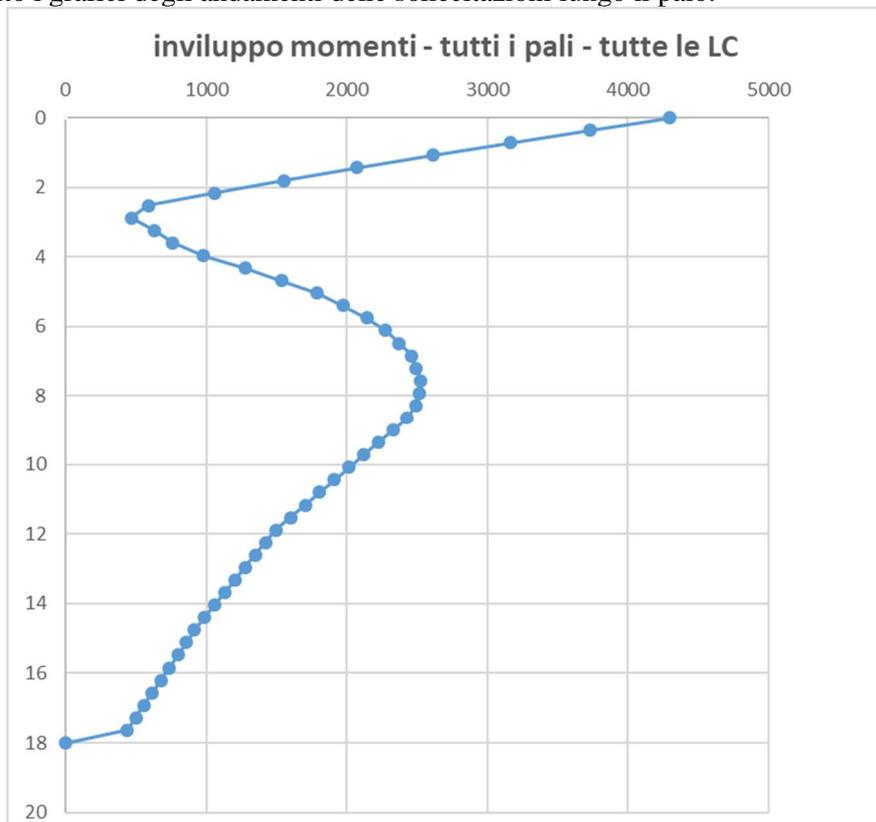
**COMBO  
SLV**

**1**

<b>N [kN]</b>	23.438
<b>T long [kN]</b>	10.962
<b>M long [kNm]</b>	26.936
<b>T trasv [kN]</b>	1.891
<b>M trasv [kNm]</b>	10.340
<b>M torc [kNm]</b>	462

### 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  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
63 di 109

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
SLU 1	-2921	-2969	-3017	-3295	-3343	-3391	-3669	-3717	-3765
SLU 2	-2912	-3089	-3266	-3166	-3343	-3520	-3420	-3597	-3774
SLU 3	-3133	-3181	-3229	-3521	-3569	-3617	-3908	-3957	-4005
SLU 4	-3055	-3181	-3306	-3443	-3569	-3694	-3831	-3957	-4082
SLU 5	-2949	-3126	-3303	-3256	-3433	-3610	-3564	-3741	-3918
SLU 6	-2880	-3006	-3132	-3308	-3433	-3559	-3735	-3861	-3986
SLU 7	-3065	-3291	-3517	-3380	-3606	-3831	-3694	-3920	-4146
SLU 8	-3102	-3328	-3553	-3470	-3696	-3922	-3838	-4064	-4290
SLU 9	-3131	-3332	-3532	-3565	-3765	-3966	-3998	-4198	-4399
SLU 10	-2921	-3200	-3479	-3260	-3539	-3819	-3600	-3879	-4158
SLU 11	-2957	-3236	-3515	-3351	-3630	-3909	-3744	-4023	-4302
SLE RA 1	-2136	-2172	-2207	-2441	-2476	-2512	-2745	-2781	-2817
SLE RA 2	-2150	-2272	-2393	-2355	-2476	-2598	-2559	-2681	-2803
SLE RA 3	-2304	-2340	-2375	-2608	-2644	-2679	-2912	-2948	-2983
SLE RA 4	-2252	-2340	-2427	-2556	-2644	-2731	-2860	-2947	-3035
SLE RA 5	-2177	-2299	-2420	-2422	-2543	-2665	-2666	-2788	-2909
SLE RA 6	-2112	-2199	-2286	-2456	-2543	-2630	-2800	-2888	-2975
SLE RA 7	-2260	-2421	-2583	-2509	-2671	-2832	-2759	-2920	-3082
SLE RA 8	-2287	-2448	-2610	-2576	-2738	-2899	-2866	-3027	-3188
SLE RA 9	-2309	-2452	-2595	-2646	-2789	-2932	-2984	-3127	-3270
SLE RA 10	-2153	-2354	-2555	-2421	-2622	-2823	-2689	-2891	-3092
SLE RA 11	-2180	-2381	-2582	-2488	-2689	-2890	-2796	-2997	-3198
SLE FR 1	-2236	-2272	-2307	-2441	-2476	-2512	-2645	-2681	-2717
SLE FR 2	-2288	-2324	-2359	-2507	-2543	-2579	-2727	-2763	-2798
SLE FR 3	-2244	-2297	-2350	-2423	-2476	-2529	-2603	-2656	-2709
SLE FR 4	-2317	-2409	-2500	-2531	-2622	-2714	-2744	-2836	-2927
SLE QP 1	-2261	-2297	-2332	-2441	-2476	-2512	-2620	-2656	-2692
SLV 1	89	-464	-1018	-2051	-2604	-3157	-4191	-4744	-5297

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
64 di 109**TAGLIO a testa palo (kN)**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9
SLU 1	573	576	579	573	576	579	891	894	898
SLU 2	533	539	549	533	539	548	825	832	842
SLU 3	682	684	686	682	684	686	1057	1059	1062
SLU 4	679	684	690	679	684	689	1054	1059	1066
SLU 5	591	597	606	591	597	606	916	923	933
SLU 6	629	634	642	629	634	641	978	985	993
SLU 7	533	538	544	533	538	544	828	833	840
SLU 8	592	596	602	591	596	602	919	924	931
SLU 9	679	683	689	679	683	689	1055	1060	1067
SLU 10	544	552	566	543	552	565	844	854	868
SLU 11	602	610	624	601	610	623	935	945	959
SLE RA 1	433	435	438	433	435	438	674	677	680
SLE RA 2	400	404	411	400	404	410	620	625	632
SLE RA 3	510	512	513	510	512	513	792	793	795
SLE RA 4	508	512	516	508	512	516	789	793	798
SLE RA 5	443	447	454	443	447	453	687	692	699
SLE RA 6	474	478	484	474	478	484	739	744	750
SLE RA 7	400	404	408	400	403	408	622	626	631
SLE RA 8	443	447	451	443	447	451	689	693	698
SLE RA 9	508	511	516	508	511	515	790	794	799
SLE RA 10	408	414	424	408	414	423	634	641	651
SLE RA 11	451	457	467	451	457	466	701	709	719
SLE FR 1	402	404	406	402	404	406	623	625	627
SLE FR 2	438	439	440	438	439	440	678	680	681
SLE FR 3	394	396	398	394	396	398	610	612	615
SLE FR 4	395	396	397	395	396	397	612	613	615
SLE QP 1	395	396	397	395	396	397	611	612	614
SLV 1	1034	1041	1073	1033	1040	1071	1602	1611	1635

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
65 di 109**MOMENTO a testa palo (kN)**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9
SLU 1	1162	1169	1177	1162	1169	1177	1664	1672	1682
SLU 2	1136	1151	1168	1137	1151	1168	1612	1630	1649
SLU 3	1418	1422	1427	1418	1422	1427	2019	2024	2029
SLU 4	1411	1421	1434	1411	1422	1434	2011	2024	2038
SLU 5	1244	1259	1276	1245	1259	1276	1769	1787	1807
SLU 6	1263	1276	1291	1263	1276	1292	1814	1830	1847
SLU 7	1105	1115	1127	1106	1116	1129	1576	1588	1603
SLU 8	1213	1223	1235	1213	1224	1236	1733	1746	1760
SLU 9	1383	1394	1406	1384	1394	1406	1980	1992	2006
SLU 10	1108	1128	1150	1109	1129	1151	1588	1612	1638
SLU 11	1216	1236	1258	1217	1237	1259	1746	1770	1796
SLE RA 1	864	869	876	864	870	876	1242	1249	1256
SLE RA 2	844	855	867	845	855	867	1200	1213	1227
SLE RA 3	1052	1056	1060	1052	1056	1060	1501	1505	1510
SLE RA 4	1048	1055	1064	1048	1055	1064	1496	1505	1515
SLE RA 5	924	935	947	925	935	947	1317	1330	1344
SLE RA 6	939	949	961	939	949	961	1353	1365	1379
SLE RA 7	821	828	837	821	829	838	1173	1182	1193
SLE RA 8	901	908	917	901	909	918	1290	1299	1310
SLE RA 9	1027	1035	1044	1027	1035	1044	1472	1481	1492
SLE RA 10	823	838	854	824	839	855	1182	1200	1219
SLE RA 11	903	918	934	904	918	935	1299	1317	1336
SLE FR 1	852	856	860	852	856	860	1209	1213	1218
SLE FR 2	929	932	935	929	932	936	1318	1321	1325
SLE FR 3	848	852	857	848	852	857	1199	1204	1210
SLE FR 4	829	832	836	829	832	836	1178	1181	1185
SLE QP 1	849	852	855	849	852	856	1201	1204	1208
SLV 1	2981	3007	3082	2977	3003	3075	4319	4351	4412

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
66 di 109

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

SLU	
Nmax (kN)	-2880
Nmin (kN)	-4399
Vmax (kN)	1067
Mmax (kN)	2038

SLV	
Nmax (kN)	89
Nmin (kN)	-5297
Vmax (kN)	1635
Mmax (kN)	4412

SLE RARA	
Nmax (kN)	-2112
Nmin (kN)	-3270
Vmax (kN)	799
Mmax (kN)	1515

SLE FREQUENTI	
Nmax (kN)	-2236
Nmin (kN)	-2927
Vmax (kN)	681
Mmax (kN)	1325

SLE QP	
Nmax (kN)	-2261
Nmin (kN)	-2692
Vmax (kN)	614
Mmax (kN)	1208

## 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.

$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2,85 m	Geometria
$H_{\text{SPALLA}}$	9,5 m	
$B_{\text{PARAGHIAIA}}$	0,6 m	
$B_{\text{PLINTO,MONTE}}$	4,8 m	
$Y_{\text{G,PARAGHIAIA}}$	1,425 m	
A (Area)	1,71 m <sup>2</sup>	Inerzia sismica
N/metro	42,75 KN	
Massa	4357,80 Kg	
$T_{\text{long,sismica}}$	11,61 KN	
$M_{\text{long,sismica}}$	16,54 KNm	
$k_0$	0,384	Spinta riposo terre
$\gamma$	20 kN/m <sup>3</sup>	
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	31,22 kN	
$Y_{\text{S,PARAGHIAIA}}$	0,95 m	
$T_{\text{long,riposo}}$	31,22 kN	
$M_{\text{long,riposo}}$	29,66 kNm	
$k_a$	0,238	Spinta attiva terre
$\gamma$	20 kN/m <sup>3</sup>	
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	19,32 kN	
$Y_{\text{S,PARAGHIAIA}}$	0,95 m	
$T_{\text{long,attiva}}$	19,32 kN	
$M_{\text{long,attiva}}$	18,36 kNm	
$k_h$	0,272	Sovraspinta sismica
$k_v$	0,136	
$\theta$	13,45 °	
$\alpha$	90 °	
$\beta$	0 °	
$\delta$	0 °	
$K_{a,e}$	0,382	
$S_e$	391,68 kN	
$S_a$	214,69 kN	
$\Delta\Sigma$	176,99 kN	

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
68 di 109

$q_{\Delta\Sigma}$	18,63 kN/m	
$\Delta\Sigma_{e,PARAGHIAIA}$	53,10 kN	
$y_{Se,PARAGHIAIA}$	1,425 m	
$T_{long,\Delta\Sigma\varepsilon}$	53,10 KN	
$M_{long,\Delta\Sigma\varepsilon}$	75,66 kNm	

Massa terreno imbarcato	27889,91 kg	Inerzia terreno imbarcato
$T_{long,terreno}$	74,29 kN	
$y_G$	1,43 m	
$M_{long,terreno}$	105,87 kNm	

$q_{traffico}$	30,00 kN/m <sup>2</sup>	Traffico tergo spalla
$T_{long,traffico}$	32,86 kN	
$y_G$	1,43 m	
$M_{long,traffico}$	46,83 kNm	

$Q_{1k,v}$	300,0 KN	Carichi orizz. da traffico
$Q_{1k,h}$	180,0 KN	
$T_{long,frenatura}$	34,3 KN	
$M_{long,frenatura}$	97,7 KNm	

Riassumendo:

	<b>N [kN]</b>	<b>T long [kN]</b>	<b>M long [kNm]</b>
Peso Proprio paraghiaia	42,8	0,0	0,0
Inerzia sismica	0,0	11,6	16,5
Spinta riposo delle terre	0,0	31,2	29,7
Spinta attiva delle terre	0,0	19,3	18,4
Sovrappinta sismica delle terre	0,0	53,1	75,7
Inerzia sismica terreno imbarcato	0,0	74,3	105,9
Traffico tergo spalla	0,0	32,9	46,8
Frenatura	0,0	34,3	97,7

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
69 di 109

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]
57,7	108,1	200,0
57,7	86,5	103,3

<b>COMBO SLV</b>		
<b>N</b> [kN]	<b>T long</b> [kN]	<b>M long</b> [kNm]
42,8	158,3	216,4

<b>COMBO RARA</b>		
<b>N</b> [kN]	<b>T long</b> [kN]	<b>M long</b> [kNm]
42,8	78,6	146,1
42,8	64,1	76,5

<b>COMBO FREQUENTE</b>		
<b>N</b> [kN]	<b>T long</b> [kN]	<b>M long</b> [kNm]
42,8	44,4	48,4

<b>COMBO QUASI PERMANENTE</b>		
<b>N</b> [kN]	<b>T long</b> [kN]	<b>M long</b> [kNm]
42,8	31,2	29,7

## 7.9 Sollecitazioni sui muri di risvolto

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.

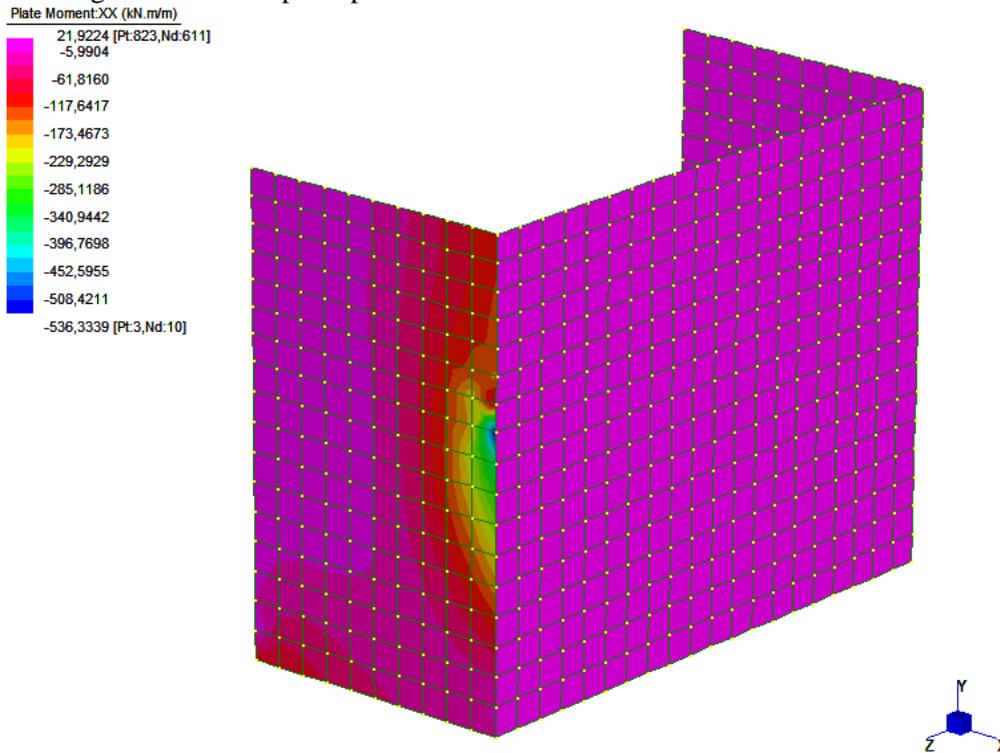


Figura 4 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLU

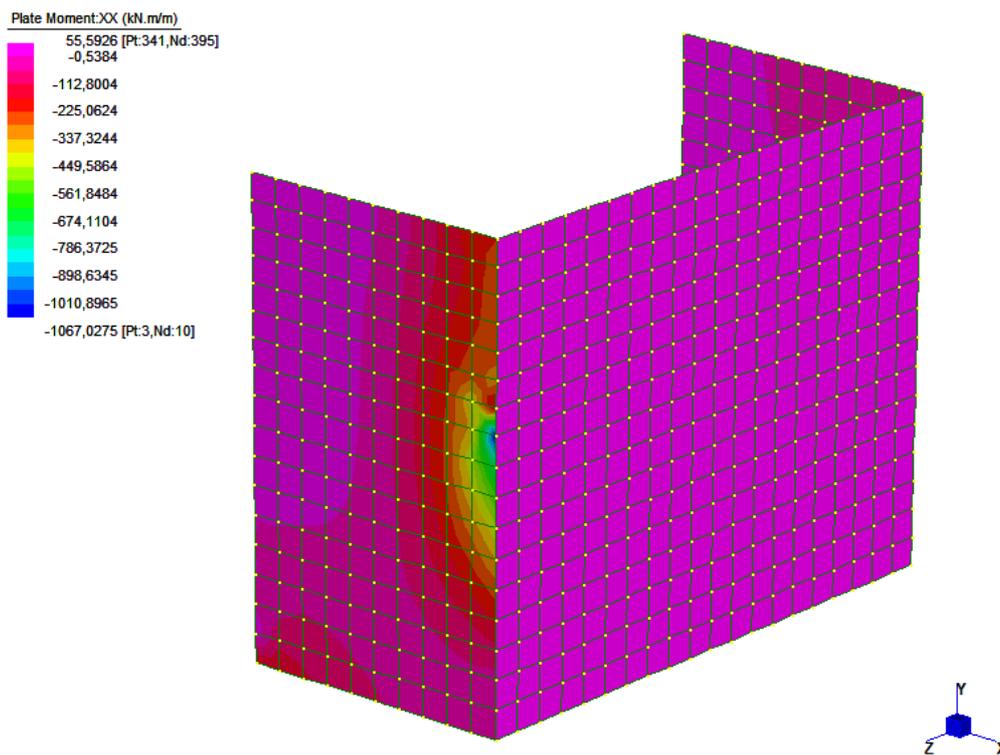


Figura 5 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLV

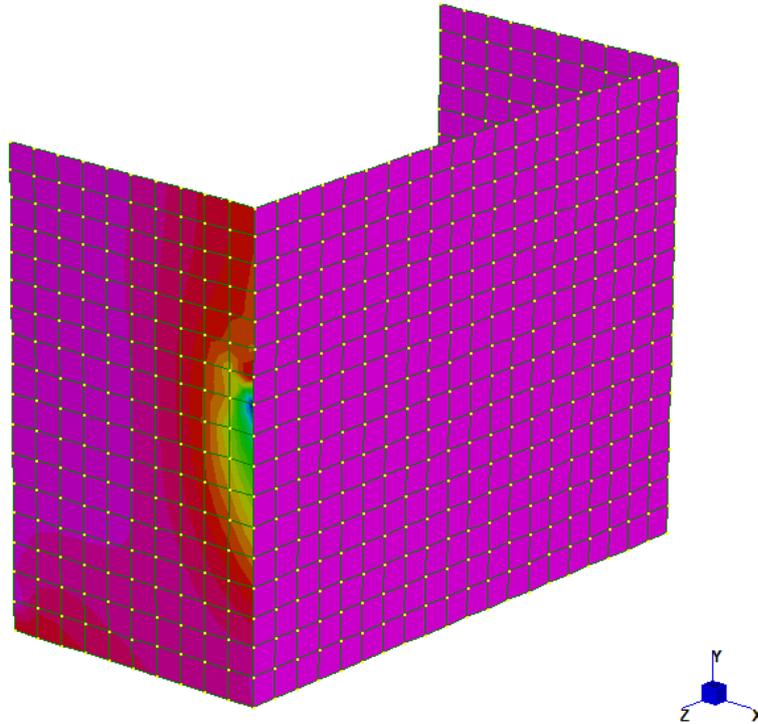
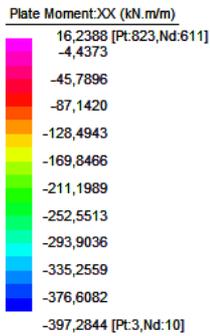


Figura 6 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Rare

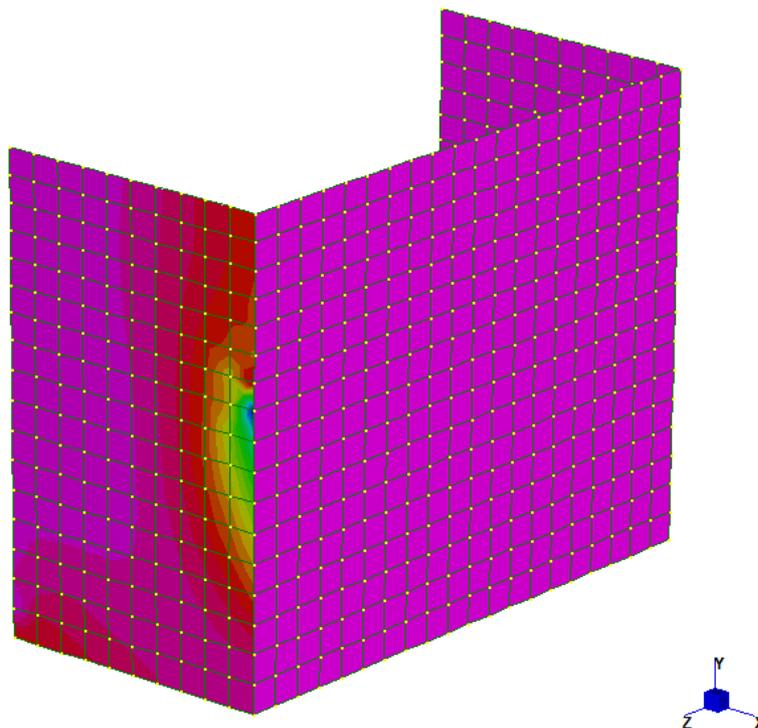
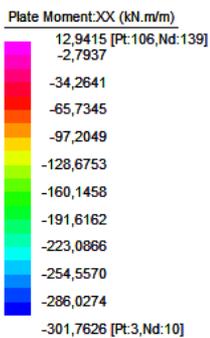


Figura 7 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Frequenti

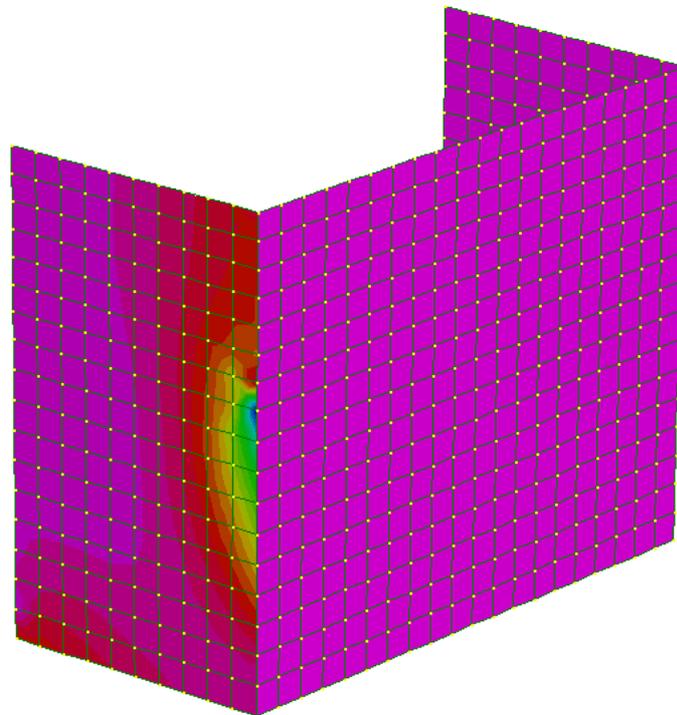
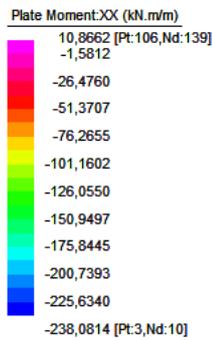


Figura 8 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Quasi Permanenti

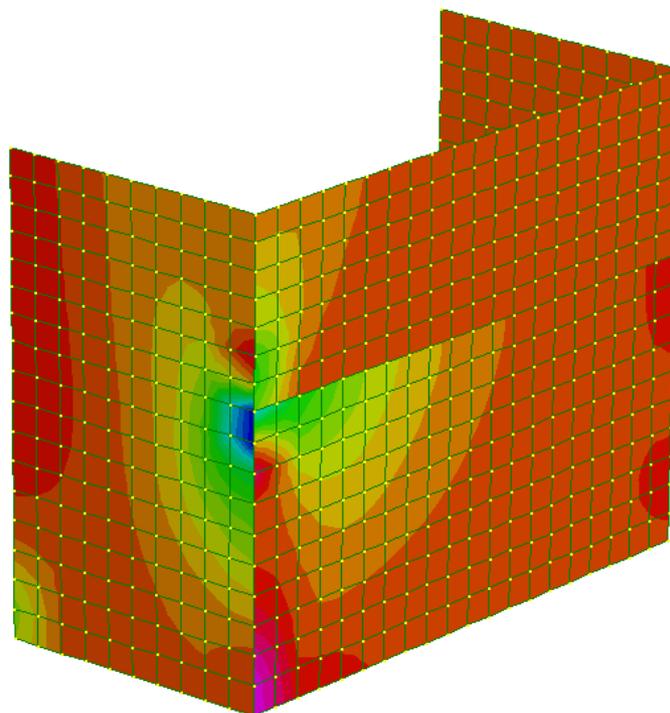
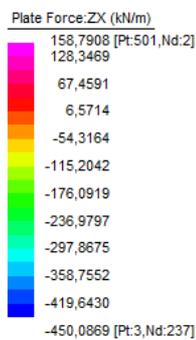


Figura 9 – Diagramma taglio piano orizzontale combinazione SLU

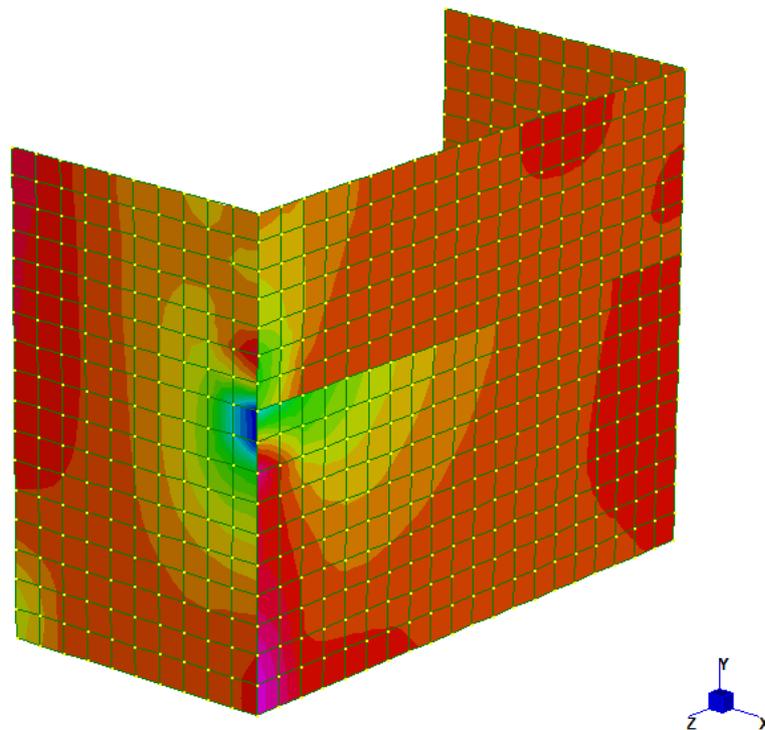
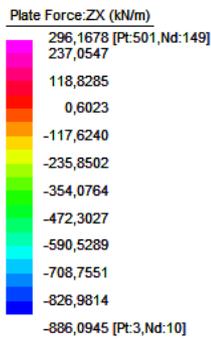


Figura 10 – Diagramma taglio piano orizzontale combinazione SLV

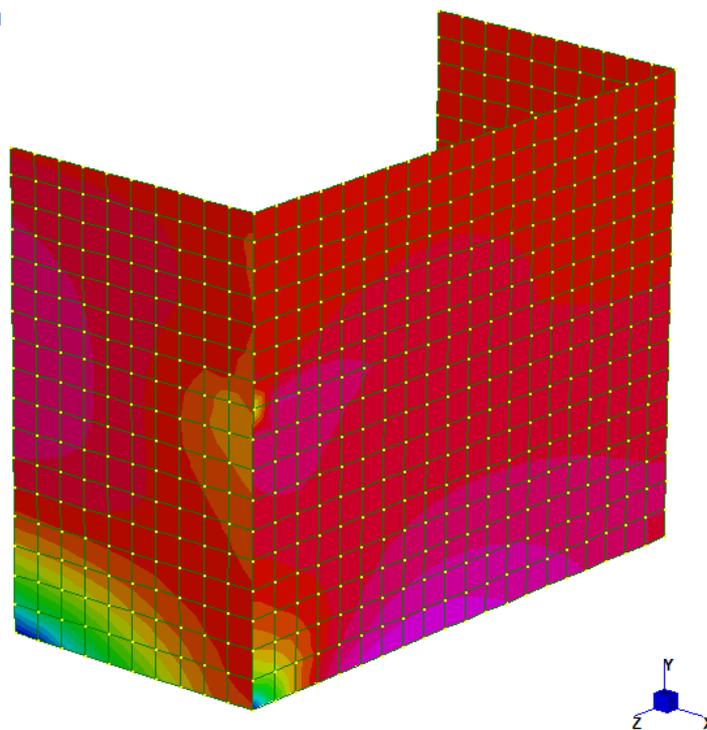
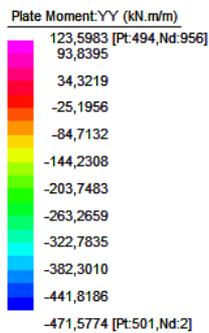


Figura 11 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLU

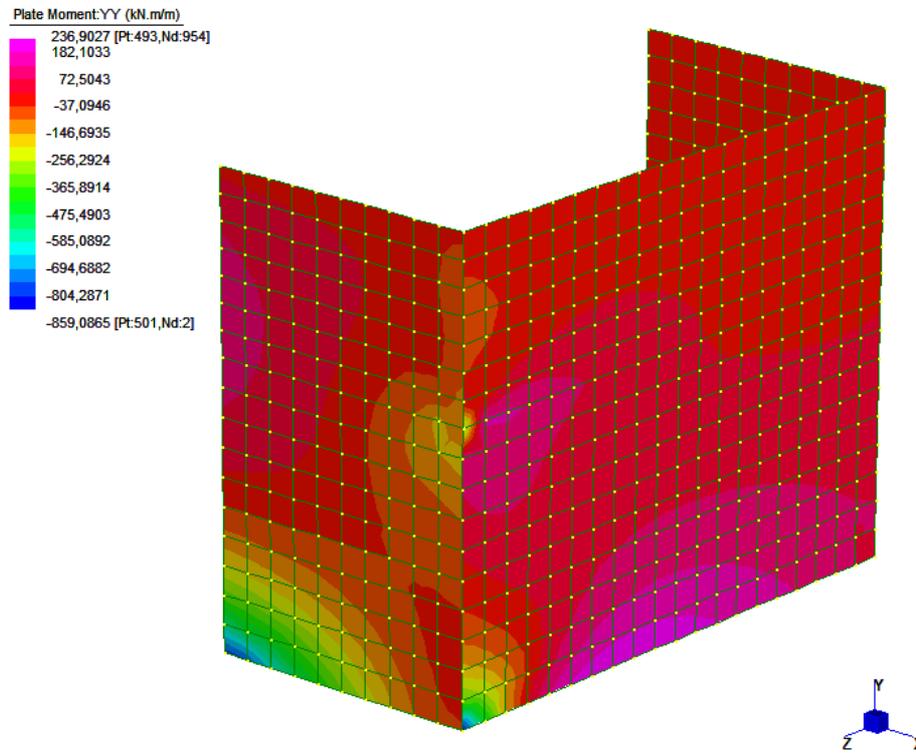


Figura 12 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLV

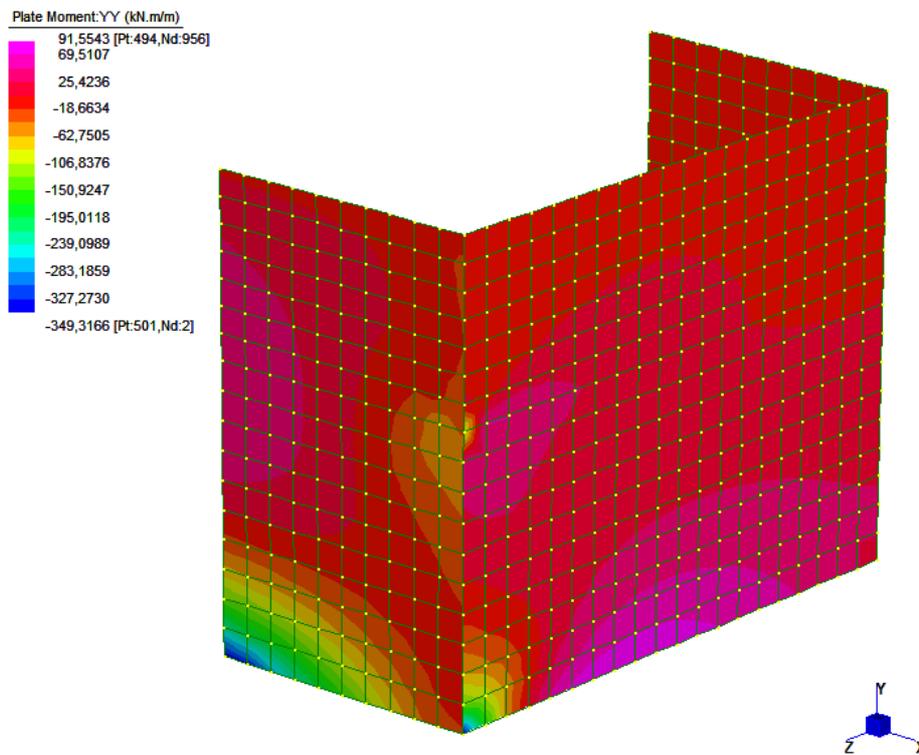


Figura 13 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Rare

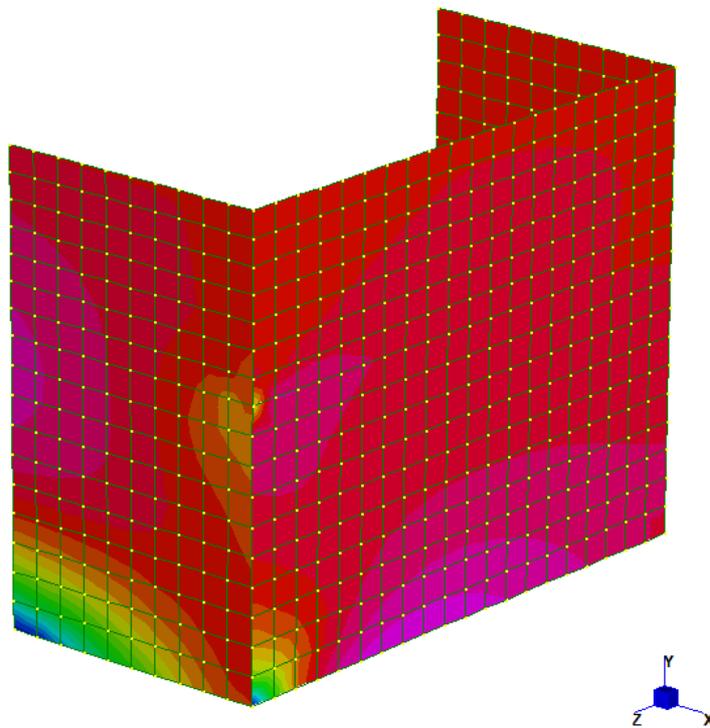
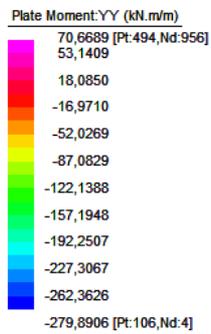


Figura 14 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Frequenti

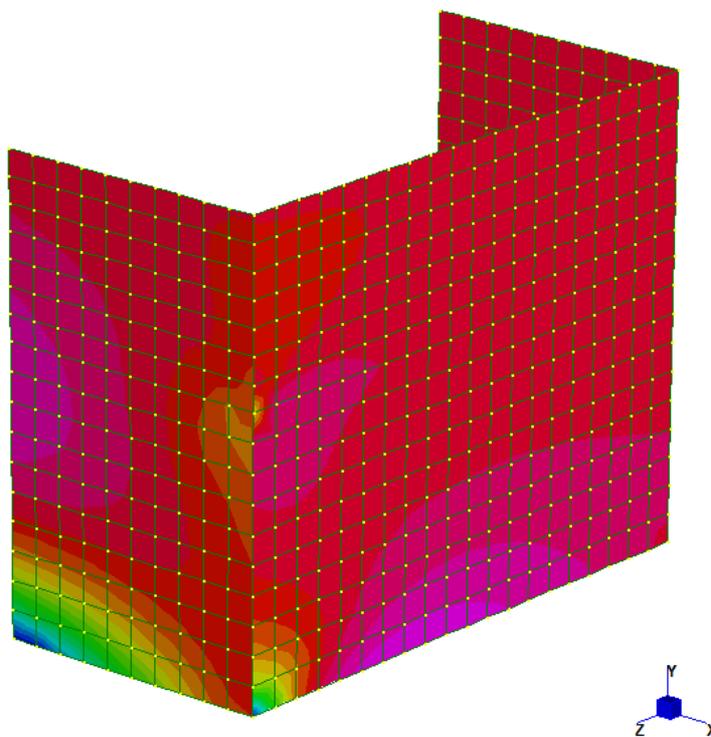
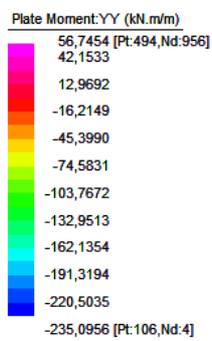


Figura 15 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Quasi Permanenti

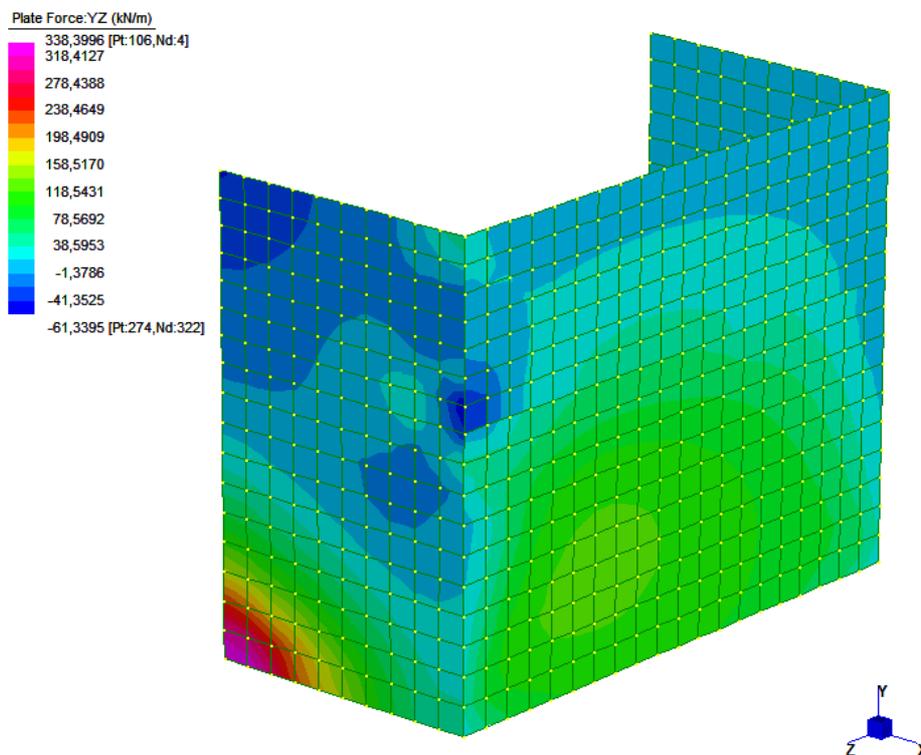


Figura 16 – Diagramma taglio piano verticale combinazione SLU

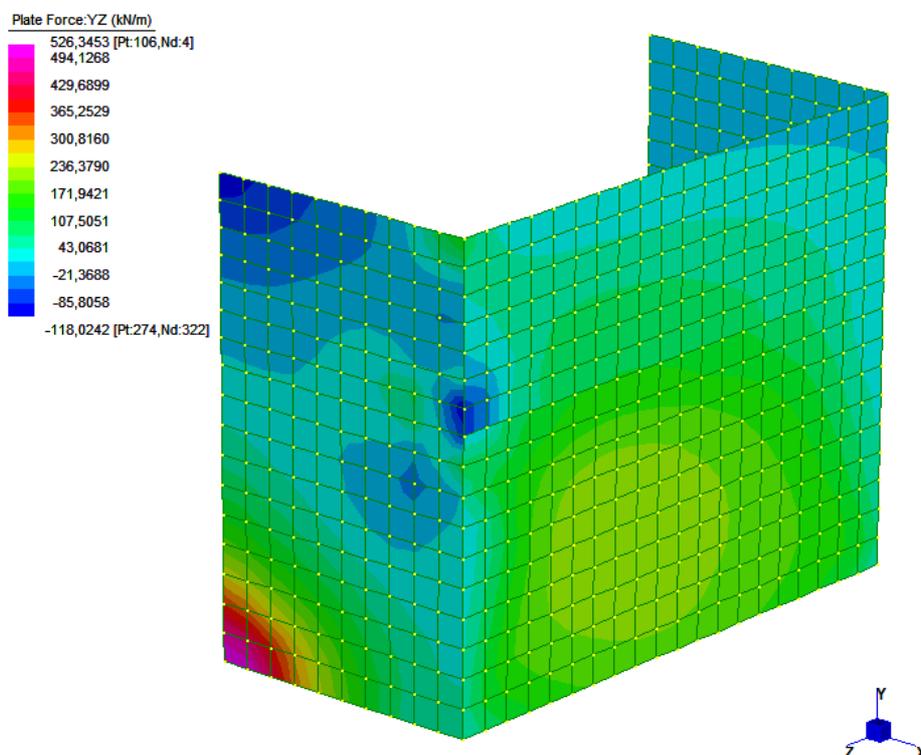


Figura 17 – Diagramma taglio piano verticale combinazione SLV

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
77 di 109

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:

Combinazione di carico	$V_{ZX}$ [kN]	$V_{YZ}$ [kN]	$M_{XX}$ [kNm]	$M_{YY}$ [kNm]
SLU	428	325	320	426
SLV	820	498	610	712
SLE Rare	-	-	237	315
SLE Frequente	-	-	183	256
SLE Quasi Permanente	-	-	147	216

### 7.9.1 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati ottenuti dall'analisi agli elementi finiti sono stati confrontati con alcune semplici calcolazioni manuali:

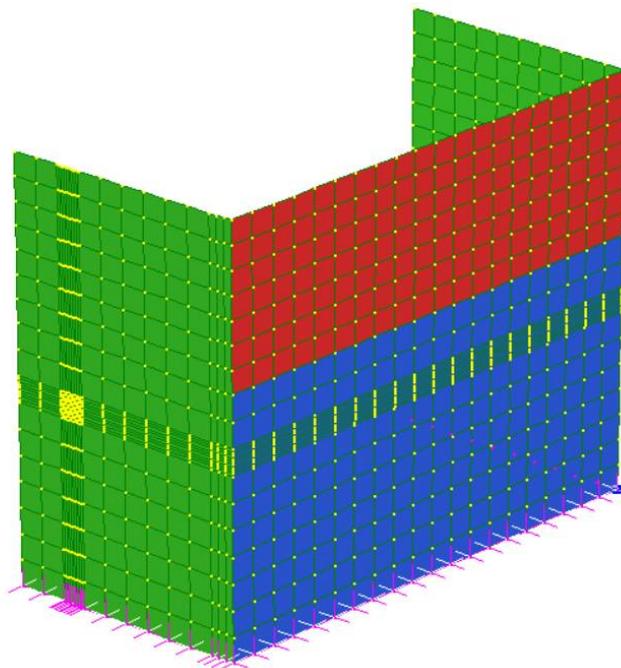
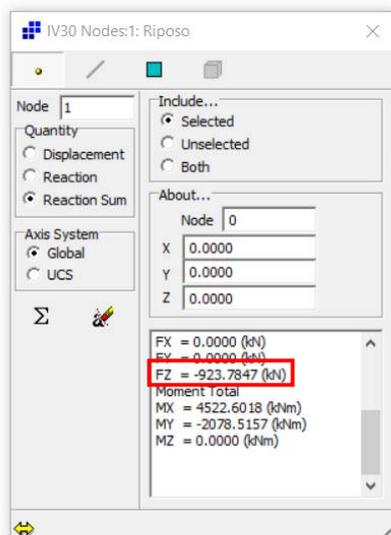
- Per valutare che l'entità delle azioni delle spinte restituite dal software fosse corretta si è svolto un semplice calcolo di controllo: si valuta la spinta triangolare del terreno sul risvolto e sull'orecchio.

#### SPINTA RIPOSO TERRENO DI MONTE

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

M1	
$K_0$	0.38
$\gamma$	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Risvolto	
$L_{\text{CALCOLO RISVOLTO}}$	4.50 m
$H_{\text{RISVOLTO}}$	7.35 m
$S_{\text{RISVOLTO}}$	924 kN

- La spinta complessiva è risultata di circa 924 kN, tale valore è in effetti simile allo sforzo di taglio indicato dal software (è possibile richiedere al software una somma degli sforzi orizzontali registrati alla base delle strutture in elevazione, come mostrato nell'immagine sottostante). Questo dimostra che il software ha computato correttamente i carichi dati.



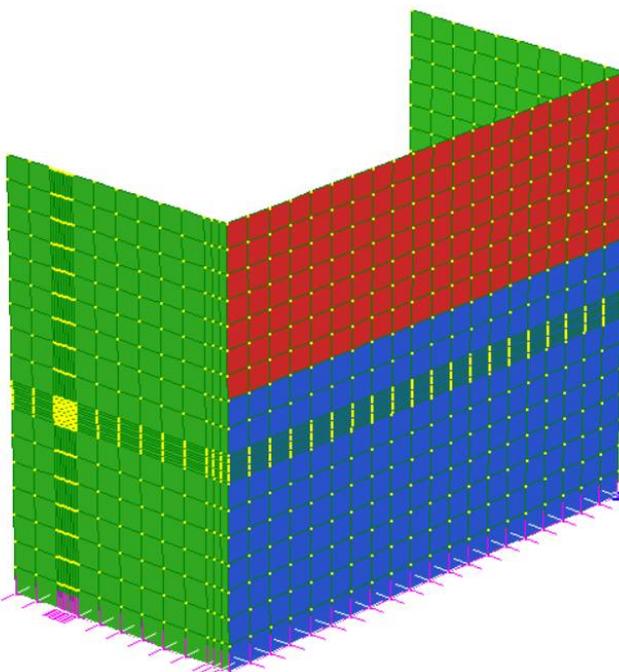
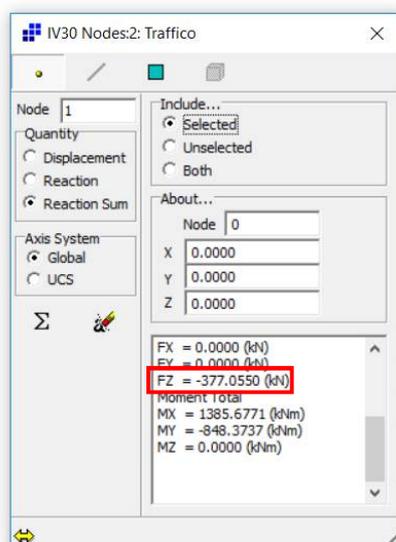
- Ad ulteriore controllo si valuta la spinta rettangolare del sovraccarico tergo spalla.

### SOVRACCARICO TERGO SPALLA

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

M1	
$K_0$	0.38
$q$	30.00 kN/m <sup>2</sup>
Risolto	
$L_{\text{CALCOLO RISVOLTO}}$	4.50 m
$H_{\text{RISVOLTO}}$	7.35 m
$S_{\text{RISVOLTO}}$	377 kN

- La spinta complessiva è risultata di circa 377 kN, tale valore è in effetti simile allo sforzo di taglio indicato dal software (è possibile richiedere al software una somma degli sforzi orizzontali registrati alla base delle strutture in elevazione, come mostrato nell'immagine sottostante). Questo dimostra che il software ha computato correttamente i carichi dati.



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
80 di 109

### 7.10 Sollecitazioni sulla platea di fondazione

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)	-4339

SLV	
Nmax (kN)	-5297

SLE RARA	
Nmax (kN)	-3597

SLE FREQUENTI	
Nmax (kN)	-3220

SLE QP	
Nmax (kN)	-2961

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	220,00 cm
Altezza terreno di ricoprimento	165,00 cm
Sbalzo anteriore fondazione	410,00 cm
Approfondimento sezione di incastro nel fusto	15,00 cm
Luce di calcolo mensola inflessa	425,00 cm
Distanza asse palo da sezione di verifica	310,00 cm
Peso proprio	187,00 kN/m
Peso terreno di ricoprimento	112,20 kN/m

#### Sollecitazioni sulla sezione di incastro fusto

	VEd [kN]	MEd [kNm]
Combinazioni di Carico SLU	3.067,40	10.748,75
Combinazioni di Carico SLV	4.025,40	13.718,55
Combinazioni di Carico SLE Rare	2.325,40	8.448,55
Combinazioni di Carico SLE Frequenti	1.948,40	7.279,85
Combinazioni di Carico SLE Quasi Perm.	1.689,40	6.476,95

## 7.11 Sollecitazioni sui ritegni

Nel presente paragrafo si analizzano i ritegni sismici.

L'azione sollecitante presa in considerazione deriva dalle massime sollecitazioni che sono in grado trasmettere gli appoggi allo SLC.

### 7.11.1 Ritegni trasversali

I risvolti trasversali sono presenti su tutte le strutture in elevazione, ovvero sia sulle pile che sulle spalle, e pertanto, ai fini dell'analisi dei ritegni in oggetto, si considerano i soli appoggi della spalla.

Nel caso in esame gli isolatori presentano una rigidità di 4.50kN/mm e uno spostamento massimo che si assume cautelativamente pari a 120 mm.

Si ottiene pertanto una forza su ogni appoggio pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 4.50 \text{ kN/mm} * 120 \text{ mm} = 540 \text{ kN}$$

Essendo presenti due isolatori su ciascuna spalla la forza agente sul ritegno in oggetto risulta pari a:

$$F_{Ed} = 540 \text{ kN} * 2 = 1080 \text{ kN}$$

### 7.11.2 Ritegni longitudinali

I risvolti longitudinali sono presenti solo sulle spalle e pertanto, ai fini dell'analisi dei ritegni in oggetto, si considerano gli appoggi presenti nell'intera opera.

Nel caso in esame gli isolatori presentano le seguenti caratteristiche:

	k isolatore [kN/mm]	n app	K tot [kN/mm]
kspA	4.50	2	9.00
kpila 1	6.04	2	12.08
kpila 2	6.04	2	12.08
kpila 3	6.04	2	12.08
kpila 4	6.04	2	12.08
kpila 5	6.04	2	12.08
kpila 6	6.04	2	12.08
kspB	4.50	2	9.00
			78.40

Lo spostamento massimo si assume pari a 120 mm.

Si ottiene pertanto una forza su totale pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 78.40 \text{ kN/mm} * 120 \text{ mm} = 9408 \text{ kN}$$

Essendo presenti due isolatori su ciascuna spalla la forza agente sul ritegno in oggetto risulta pari a:

$$F_{Ed} = 9408 \text{ kN} / 2 = 4704 \text{ kN}$$

## 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.

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 60 \text{ cm}$

$A_s = \phi 18/15$

$A's = \phi 14/15$

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

#### 8.1.1 Verifiche agli SLU

##### 8.1.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 216.4 \text{ kNm}$

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

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

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

**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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**  
 $M_{xRd}$  334.9 kNm  
 $\sigma_c$  -18.13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  24.28 ‰  
 d 50.6 cm  
 x 6.374 x/d 0.126  
 $\delta$  0.7

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

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

8.1.1.2 Verifica a Taglio

$V_{sdu}$	158.3	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>		
$V_{Red}$	1449	kN
$V_{Rsd}$	403	kN
$V_{Rd}$	403	kN

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



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:

$$M_{ED} = 48 \text{ kNm}$$

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

$\sigma_c$  -1,46 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  61,7 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0,3085 ‰  
 d 50,6 cm  
 x 13,25 x/d 0,2619  
 $\delta$  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 Muri di risvolto

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

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 80 \text{ cm}$

$A_s = \phi 24/20 + \phi 26/20$

$A's = \phi 16/20$

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

### 8.2.1 Verifiche agli SLU

#### 8.2.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 712 \text{ kNm}$

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

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	10,05	7,3
			2	49,17	72,3

**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     $\tau_{co}$   ‰  
     $\tau_{c1}$   ‰

$M_{xRd}$   kN m

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

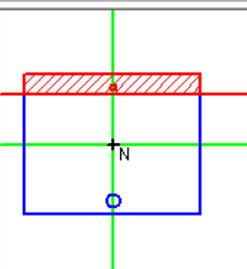
**Tipo Sezione**  
 Rettan.re     Trapezi  
 a T     Circolare  
 Rettangoli     Coord.

**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

$V_{sdu}$	820	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
$d$	72,3	cm
$A_{sl}$	49,15	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>		
$V_{Rd}$	370	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Red}$	2034	kN
$V_{Rsd}$	1273	kN
$V_{Rd}$	1273	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:  
 $M_{ED} = 315 \text{ KNm}$

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	49,17	72,3

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>Ed</sub>  315 kNm  
 M<sub>Ed</sub>  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
$\epsilon_{su}$ 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

$\sigma_c$  -3,591 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  100,2 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0,5008 ‰  
 d 72,3 cm  
 x 25,28 x/d 0,3497  
 $\delta$  0,8771

**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:

$$M_{ED} = 256 \text{ kNm}$$

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	49,17	72,3

**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/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

$\sigma_c$  -2,918 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  81,4 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$  0,407 ‰  
 d 72,3 cm  
 x 25,28 x/d 0,3497  
 $\delta$  0,8771

**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 Sezione di spiccato fusto

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

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 240 \text{ cm}$

$A_s = \phi 26/15$

$A's = \phi 20/15$

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

#### 8.3.1 Verifiche agli SLU

##### 8.3.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 2839 \text{ kNm}$

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

**Tipo rottura**  
 Lato acciaio - Acciaio snervato

**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 ‰

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

$M_{xRd}$  3.131 kN m  
 $\sigma_c$  -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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 $L_0$  0 cm Col. modello  
 Precompresso

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

8.3.1.2 Verifica a Taglio

$V_{sdu}$	757	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.

### 8.3.2 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:

$$M_{ED} = 1421 \text{ KNm}$$

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  1421 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  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	
E <sub>su</sub>	67,5 ‰	E <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	E <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
E <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>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**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 Platea di fondazione

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

$B = 340$  cm

$H = 220$  cm

$A_s = 1\phi 26/15 + 36\phi 26$

$A's = \phi 20/15$

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

#### 8.4.1 Verifiche agli SLU

##### 8.4.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 13719$  kNm

**Titolo :**

N° figure elementari  **Zoom**      N° strati barre  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	340	220	1	69,12	7
			2	116,80	202,3
			3	111,50	207,5
			4	79,64	212,7

**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	
$\epsilon_{su}$	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

$M_{xRd}$   kN m

$\sigma_c$   N/mm²

$\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_c$   ‰

$\epsilon_s$   ‰

d  cm

x     x/d

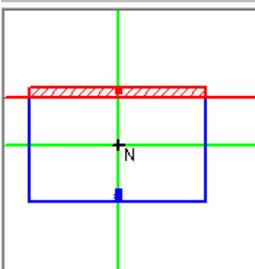
$\delta$

**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.

$L_0$   cm   

Precompresso

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

8.4.1.2 Verifica a Taglio

$V_{sdu}$	4025	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>
$b_w$	340	cm
$d$	212,7	cm
$A_{sl}$	307,98	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
$f_{cd}$	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>		
$V_{Rd}$	2708	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Red}$	20348	kN
$V_{Rsd}$	8172	kN
$V_{Rd}$	8172	kN

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



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:

$$M_{ED} = 7280 \text{ kNm}$$

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	340	220

N°	As [cm²]	d [cm]
1	69,12	7
2	116,8	202,3
3	111,5	207,5
4	79,64	212,7

**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

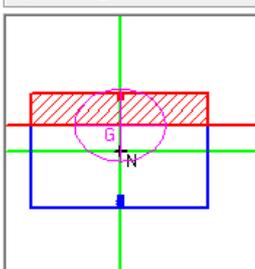
**Materiali**

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

$\sigma_c$  -3,462 N/mm²  
 $\sigma_s$  130,8 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,6541 ‰  
 d 212,7 cm  
 x 60,44 x/d 0,2842  
 $\delta$  0,7952

**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 Pali di fondazione – Sezione testa palo (profondità 0.00m)

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

$D = 150 \text{ cm}$

$A_s = 48\phi 26$

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

#### 8.5.1 Verifiche agli SLU

##### 8.5.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 4412 \text{ kNm}$

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

**Materiali**

<b>B450C</b>	<b>C25/30</b>
$\epsilon_{su}$ 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
$\epsilon_s / E_c$ 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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

$M_{xRd}$  5.459 kN m

$\sigma_c$  -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  9,152 ‰  
 $d$  140,5 cm  
 $x$  38,87  $x/d$  0,2766  
 $\delta$  0,7858

**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  
 $L_0$  0 cm Col. modello

Precompresso

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

8.5.1.2 Verifica a Taglio

$V_{ed}$	1635	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	10	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
$V_{Rsd}$	1675	kN
$V_{Rd}$	1675	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:  
 $M_{ED} = 1515 \text{ KNm}$

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 1515 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 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

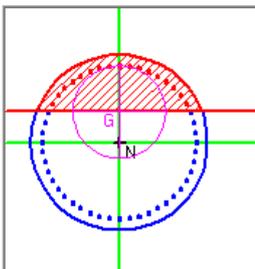
**Materiali**

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

$\sigma_c$ : -5,412 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 152,5 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 0,7627 ‰  
 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.

8.5.2.2 Verifiche a fessurazione

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

$$M_{ED} = 1325 \text{ kNm}$$

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 1325 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

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

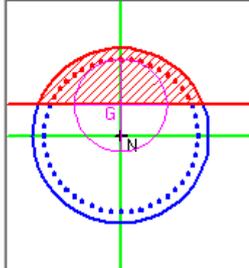
**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**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

$\sigma_c$ : -4,732 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 133,4 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 0,667 ‰  
 d: 140,5 cm  
 x: 48,8 x/d: 0,3473  
 $\delta$ : 0,8741

Vertici: 52  
 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.



## 8.6 Pali di fondazione – Prima sezione cambio armatura (profondità 15.00m)

Il calcolo di verifica si riferisce alla sezione di cambio armatura, posizionata a 15.00m di profondità dalla testa del palo:

$$D = 150 \text{ cm}$$

$$A_s = 48\phi 26$$

$$A_{sw} = \text{staffe } \phi 12/20$$

### 8.6.1 Verifiche agli SLU

#### 8.6.1.1 Verifica a flessione

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

$$M_{Ed} = 878 \text{ kNm}$$

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 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

M<sub>xRd</sub>: 5.459 kNm

**Materiali**

B450C C25/30

ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm<sup>2</sup> 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/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6 ‰  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829 ‰

σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 9.152 ‰  
 d: 140.5 cm  
 x: 38.87 x/d: 0.2766  
 δ: 0.7858

**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>o</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

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

8.6.1.2 Verifica a Taglio

$V_{ed}$	255	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
$A_{sl}$	191,16	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	20	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>		
$V_{Rd}$	560	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rcd}$	2498	kN
$V_{Rsd}$	838	kN
$V_{Rd}$	838	kN

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

## 8.6.2 Verifiche agli SLE

### 8.6.2.1 Verifiche tensionali e a fessurazione

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

$$M_{ED} = 16 \text{ KNm}$$

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 [kNm]  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm]

**P.to applicazione N**

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

**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 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{c1}$ : 1.829 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_c$ : -0.05716 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 1.611 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 0.008055 ‰  
 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.

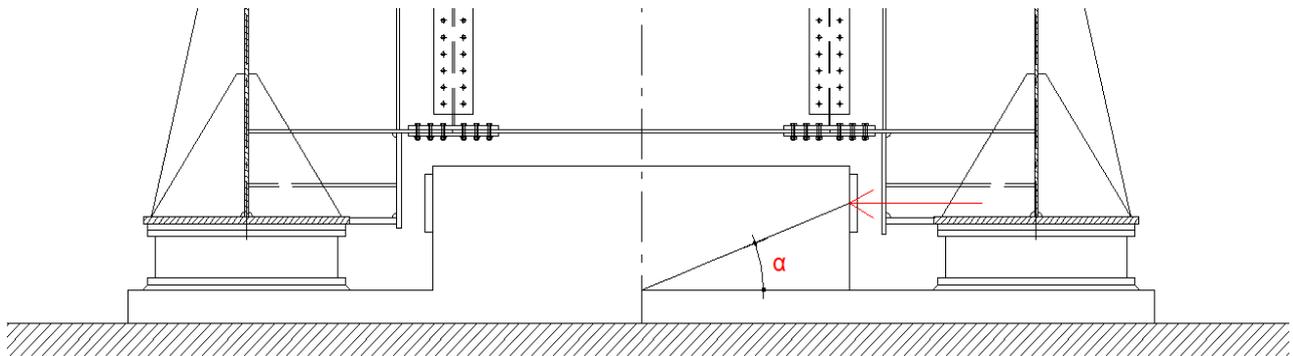
I tassi di lavoro nelle armature, valutati cautelativamente in combinazione di carico agli Stati Limite di Esercizio Rare, permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è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

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

## 8.7 Ritegni

### 8.7.1 Ritegni trasversali

La verifica è eseguita avvalendosi del metodo tirante-puntone. Si assume che il carico generi la formazione di una biella compressa di inclinazione pari ad  $\alpha$  che dipende dalla geometria del ritegno. A favore di sicurezza si adotta  $\alpha=45^\circ$ .



La trazione che nasce nelle armature può quindi essere calcolata mediante considerazioni geometriche, come nel seguito riportato:

$$T_{Ed} = F_{Ed} * \tan \alpha = 1080 \text{ kN} * \tan (45^\circ) = 1080 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera un'armatura costituita solo dai ferri posti sul lato minore del ritegno, ovvero  $10\phi 26$ :  $A_s = 5310 \text{ mm}^2$

La trazione resistente vale pertanto:

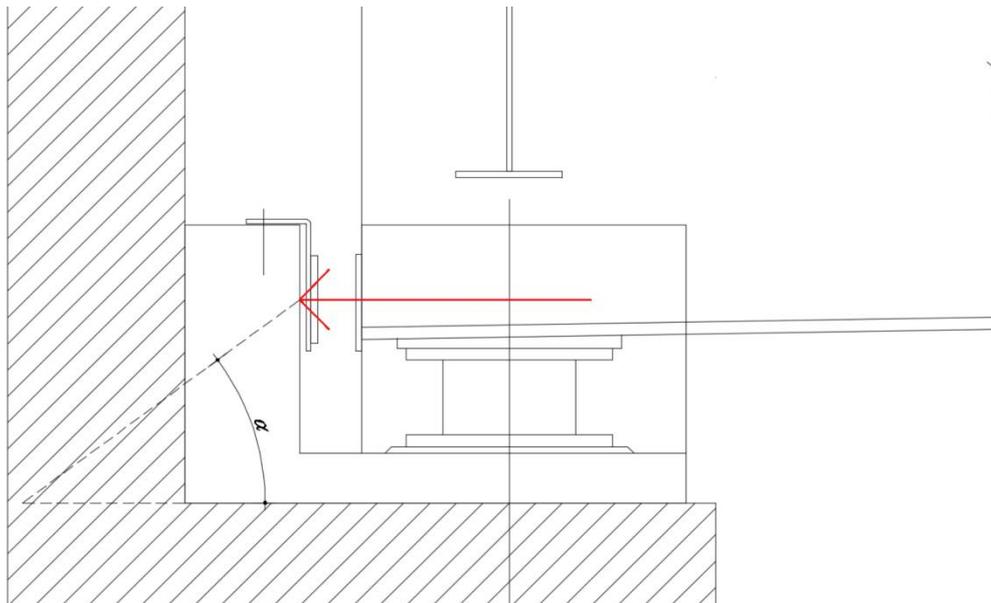
$$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 5310 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} = 2076 \text{ kN}$$

Si ottiene:

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 1080 \text{ kN} / 2076 \text{ kN} = 0.52 < 1 \text{ verificato}$$

### 8.7.2 Ritegni longitudinali

La verifica è eseguita avvalendosi del metodo tirante-puntone. Si assume che il carico generi la formazione di una biella compressa di inclinazione pari ad  $\alpha$  che dipende dalla geometria del ritegno.



La trazione che nasce nelle armature può quindi essere calcolata mediante considerazioni geometriche, come nel seguito riportato:

$$T_{Ed} = F_{Ed} * \tan \alpha = 4704 \text{ kN} * \tan (35^\circ) = 3294 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera un'armatura costituita solo dai ferri posti sul lato minore del ritegno, ovvero  $17\phi 26$ :  $A_s = 9027 \text{ mm}^2$

La trazione resistente vale pertanto:

$$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 9027 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} = 3530 \text{ kN}$$

Si ottiene:

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 3294 \text{ kN} / 3530 \text{ kN} = 0.93 < 1 \text{ verificato}$$

## 9 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 9.1 Verifica di portanza verticale della palificata

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

$$N_{\max,SLU} = -4399 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLV} = -5297 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLE} = -3597 \text{ kN}$$

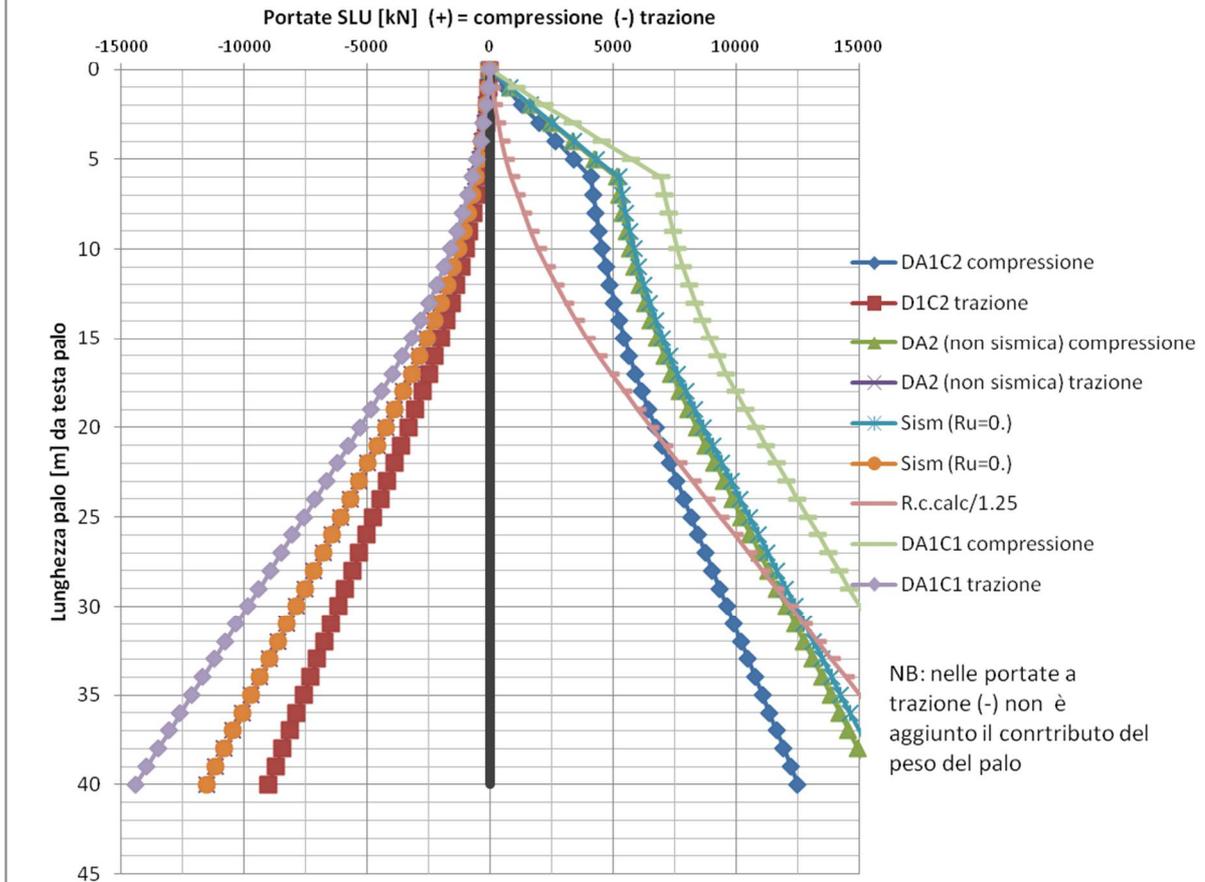
Si adottano pali di lunghezza pari a **18.00m**.

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	816	-50	830	-50
2	1648	-118	1677	-118
3	2499	-202	2543	-202
4	3368	-303	3427	-303
5	4256	-422	4330	-422
6	5163	-557	5251	-557
7	5271	-710	5375	-710
8	5398	-879	5517	-879
9	5544	-1066	5677	-1066
10	5708	-1270	5856	-1270
11	5891	-1491	6054	-1491
12	6092	-1729	6270	-1729
13	6312	-1984	6505	-1984
14	6551	-2256	6758	-2256
15	6808	-2545	7030	-2545
16	7083	-2851	7320	-2851
17	7377	-3174	7629	-3174
18	7699	-3514	7963	-3514
19	8047	-3865	8320	-3865
20	8406	-4226	8687	-4226

**IV16  $\phi$ 1500 - falda 20 m da p.c.  
testa palo a 2.5 m da p.c.  
4 sondaggi-  $\xi_3=1.55$**

PE - 2020



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL IV16 A6 001Rev.  
AFoglio  
109 di 109

## 9.2 Verifica di portanza orizzontale della palificata

Dalle analisi statiche e sismiche i massimi sforzi di taglio agenti sulla palificata risultano:

$$T_{\max,SLU} = 7281 \text{ kN}$$

$$T_{\max,SLV} = 10962 \text{ kN}$$

Si riporta di seguito la verifica di portanza orizzontale della palificata, eseguita sulla base dei dati forniti dal Progettista Geotecnico per l'opera in oggetto:

$$\begin{array}{llll} \phi_k & 38 \text{ kPa} & \gamma_\phi & 1 & D & 1.5 \text{ m} \\ \xi_3 & 1.55 & \gamma_R & 1.3 & M_P & 5459 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

$$R_{\text{front}} \quad 11625 \text{ kN}$$

$$R_{\text{sides}} \quad \underline{14302 \text{ kN}}$$

$$25927 \text{ kN}$$

$$R_d = 25927 / 1.3 = 19944 \text{ kN}$$

$$\text{eff.gr} = 25927 / (3875 \cdot 9) = 0.743$$

Essendo  $T_{Rd} = 19944 \text{ kN} > T_{Ed}$  la verifica risulta soddisfatta.

Si procede determinando la quota di profondità della cerniera plastica:

$$R_{d,SAFE}$$

$$\underline{19922 \text{ kN}}$$

$$\text{profondità cerniera plastica} \quad 11.37 \text{ m}$$

Per garantire la formazione della cerniera plastica in profondità si prevede il prolungamento dell'armatura in grado di garantire il momento resistente sufficiente a soddisfare la verifica (48 $\phi$ 26) fino alla quota di 18m.