

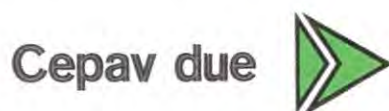
COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

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

### PROGETTO ESECUTIVO

OV15 – MODIFICHE PIAZZALE FERALPI

OPERE CIVILI NUOVA VASCA TRATTAMENTO ACQUE

SALA POMPE

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio <b>Cepav due</b>  Data: <u>06 OTT 2018</u>  <i>Consorzio Cepav due          Il Direttore del Consorzio          (Ing. T. Taranta)</i>	Valido per costruzione  Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	O V 1 5 C 0	0 0 4	A

PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	Data
A	Emissione	<i>PIERIN</i>	01/10/18	<i>CARLI</i>	01/10/18	01/10/18	01/10/18
B							
C							



CIG. 751447334A

File: INOR11EE2CLOV15C000MILANO



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

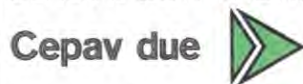
Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A. ALBA s.r.l.

CUP: F81H91000000008

**INDICE**

1.	GENERALITA' .....	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
3.	MATERIALI .....	7
3.1.	CALCESTRUZZO FONDAZIONE .....	7
3.2.	CALCESTRUZZO ELEVAZIONI .....	8
3.3.	ACCIAIO BARRE D'ARMATURA.....	9
4.	DURABILITA' STRUTTURALE .....	10
4.1.	CLASSI DI ESPOSIZIONE E PRESCRIZIONE DEL CALCESTRUZZO.....	10
4.2.	COPRIFERRI DELLE ARMATURE .....	10
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	12
5.1.	MODELLO STRATIGRAFICO E GEOTECNICO.....	12
5.2.	INTERVENTI DI BONIFICA DEGLI STRATI DI RIPORTO ANTROPICO.....	13
6.	INQUADRAMENTO SISMICO.....	14
6.1.	VITA NOMINALE.....	14
6.2.	CLASSI D'USO .....	14
6.3.	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	15
6.4.	UBICAZIONE DEL SITO.....	15
6.5.	MODELLAZIONE AZIONE SISMICA .....	17
7.	ANALISI DEI CARICHI .....	20
7.1.	PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE ( $G_{1A}$ ).....	20
7.2.	SPINTA DELLE TERRE ( $G_{1B}$ ) .....	20
7.3.	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI ( $G_2$ ).....	20
7.4.	CARICHI VARIABILI.....	20
7.5.	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO SU SOLETTA.....	20
7.6.	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO SU TERRAPIENO.....	21
7.7.	AZIONI SISMICHE .....	21
8.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	23

GENERAL CONTRACTOR



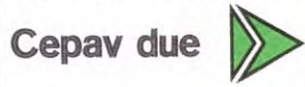
ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 004	Rev. A	Foglio 3 di 57
8.1.	CASI DI CARICO ELEMENTARI.....				23
8.2.	COMBINAZIONI .....				23
8.2.1.	<i>Combinazione azione statiche (SLU e SLE)</i> .....				27
8.2.2.	<i>Combinazione azione sismiche SLV</i> .....				28
9.	MODELLO DI CALCOLO .....				29
9.1.	PARAMETRI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA .....				29
10.	VERIFICHE .....				30
10.1.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....				30
10.1.1.	<i>Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)</i> .....				30
10.1.2.	<i>Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti</i> .....				31
10.2.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....				33
10.2.1.	<i>Verifica delle tensioni di esercizio</i> .....				33
10.2.2.	<i>Verifiche a fessurazione</i> .....				33
11.	SOLETTA DI COPERTURA.....				35
11.1.1.	<i>Sollecitazioni SLU</i> .....				36
11.1.2.	<i>Verifiche SLU</i> .....				37
11.1.3.	<i>Sollecitazioni SLE</i> .....				39
11.1.4.	<i>Verifiche SLE</i> .....				40
11.2.	MURI .....				42
11.2.1.	<i>Sollecitazioni SLU</i> .....				43
11.2.2.	<i>Verifiche SLU</i> .....				44
11.2.3.	<i>Sollecitazioni SLE</i> .....				46
11.2.4.	<i>Verifiche SLE</i> .....				47
11.3.	FONDAZIONE.....				49
11.3.1.	<i>Sollecitazioni SLU</i> .....				50
11.3.2.	<i>Verifiche SLU</i> .....				51
11.3.3.	<i>Sollecitazioni SLE</i> .....				52
11.3.4.	<i>Verifiche SLE</i> .....				53

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 004	Rev. A	Foglio 4 di 57
---------	------------------	-------------	--	-----------	-------------------

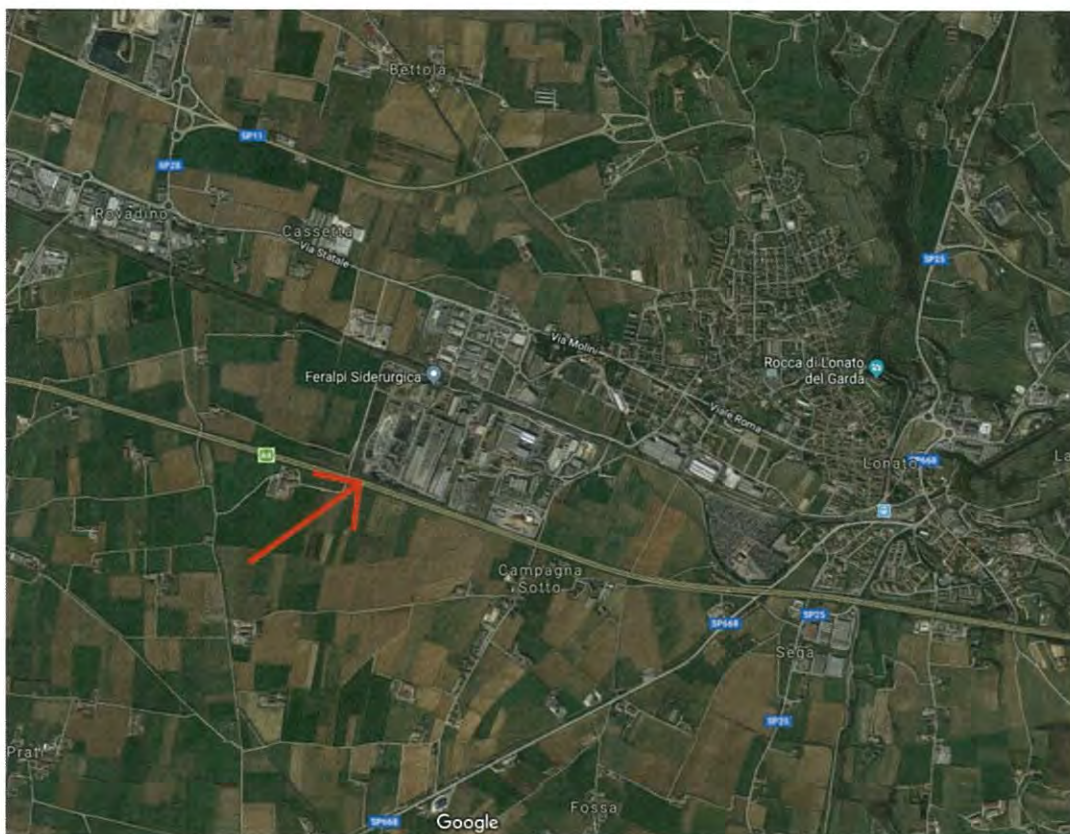
11.3.5. Pressioni fondazione..... 55

11.3.6. Cedimenti attesi..... 56

## 1. GENERALITA'

Oggetto del presente elaborato è la verifica statica e sismica della nuova sala pompe posizionata nel piazzale della ditta Feralpi Siderurgica a Lonato (BS).

L'intervento fa parte di una serie di riposizionamenti di alcune strutture del piazzale che sono attualmente interferenti con la realizzazione della nuova galleria artificiale di Lonato della linea A.V./A.C. Torino-Venezia nella tratta Milano – Verona.

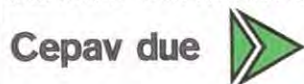


*Individuazione intervento (fonte google maps)*

La nuova sala pompe ha una pianta pressoché rettangolare 15m x 9m ed è costituita da una struttura in c.a. completamente interrata con soletta di copertura carrabile (spessore 60cm) in grado di sopportare carichi di 1ª categoria secondo quanto previsto al capitolo 5 delle NTC08. I muri perimetrali hanno uno spessore di 40 cm mentre la soletta di fondazione ha uno spessore di 70 cm.

Sulla soletta di copertura è previsto un foro per consentire gli interventi di manutenzione agli impianti e lo sbarco della scala in ca per accedere al locale interrato.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004Rev.  
AFoglio  
6 di 57

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riportano le Normative utilizzate:

D.M. 14-01-2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”	[NTC08]
CIRCOLARE N. 617 02/02/2009 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14-01-2008	[CIR617]

Documenti integrativi alle NTC08:

UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”	[EC2-1-1]
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”;	[EC8-1]
UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005:” Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici	[EC8-5]

**3. MATERIALI****3.1. Calcestruzzo fondazione****CALCESTRUZZO - Rif. DM 14/01/2008**

classe di resistenza	C30/37	
resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck}$	37.00 MPa
peso specifico	$\rho$	25.00 kN/mc
classe d'esposizione	XC2/XA1	
coeff. espansione termica lineare	$\alpha$	$1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
coeff. di Poisson	$\nu_{fess}$	0.00
	$\nu_{non\ fess}$	0.20
modulo elastico secante	$E_{cm}$	33019 MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck}$	30.71 MPa
resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm}$	38.71 MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	$\gamma_c$	1.50
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0.85
resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm}$	2.94 MPa
resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}$	3.53 MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	2.06 MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	3.82 MPa
<b>resistenza di calcolo a compressione</b>	<b><math>f_{cd}</math></b>	<b>17.40 MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a compressione per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>f_{cd,sp&lt;5}</math></b>	<b>13.92 MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a trazione</b>	<b><math>f_{ctd}</math></b>	<b>1.37 MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a trazione per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>f_{ctd,sp&lt;5}</math></b>	<b>1.10 MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)</b>	<b><math>\sigma_{c,rara}</math></b>	<b>18.43 MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>\sigma_{c,rara,sp&lt;5}</math></b>	<b>14.74 MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione quasi permanente</b>	<b><math>\sigma_{c,q.p.}</math></b>	<b>13.82 MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>\sigma_{c,q.p.,sp&lt;5}</math></b>	<b>11.06 MPa</b>
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	$f_{bk}$	4.63 MPa
<b>resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre <math>\varnothing \leq 32</math></b>	<b><math>f_{bd}</math></b>	<b>3.09 MPa</b>

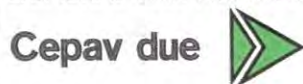
## 3.2. Calcestruzzo elevazioni

**CALCESTRUZZO - Rif. DM 14/01/2008**

classe di resistenza	C32/40		
resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck}$	40.00	MPa
peso specifico	$\rho$	25.00	kN/mc
classe d'esposizione	XC4/XA1		
coeff. espansione termica lineare	$\alpha$	$1 \times 10^{-5}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
coeff. di Poisson	$\nu_{fess}$	0.00	
	$\nu_{non\ fess}$	0.20	
modulo elastico secante	$E_{cm}$	33643	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck}$	33.20	MPa
resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm}$	41.20	MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	$\gamma_c$	1.50	
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0.85	
resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm}$	3.10	MPa
resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctf}$	3.72	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	2.17	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	4.03	MPa
<b>resistenza di calcolo a compressione</b>	<b><math>f_{cd}</math></b>	<b>18.81</b>	<b>MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a compressione per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>f_{cd,sp&lt;5}</math></b>	<b>15.05</b>	<b>MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a trazione</b>	<b><math>f_{ctd}</math></b>	<b>1.45</b>	<b>MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a trazione per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>f_{ctd,sp&lt;5}</math></b>	<b>1.16</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)</b>	<b><math>\sigma_{c,rara}</math></b>	<b>19.92</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>\sigma_{c,rara,sp&lt;5}</math></b>	<b>15.94</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione quasi permanente</b>	<b><math>\sigma_{c,q.p.}</math></b>	<b>14.94</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>\sigma_{c,q.p.,sp&lt;5}</math></b>	<b>11.95</b>	<b>MPa</b>
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	$f_{bk}$	4.88	MPa
<b>resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre <math>\varnothing \leq 32</math></b>	<b><math>f_{bd}</math></b>	<b>3.25</b>	<b>MPa</b>



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004Rev.  
AFoglio  
9 di 57

## 3.3. Acciaio barre d'armatura

**ACCIAIO DA C.A. - Rif. DM 14/01/2008**

tipo	B450C		
coeff. parziale per le resistenze SLU	$\gamma_M$	1.15	
resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk}$	450.00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk}$	540.00	MPa
rapporto $(f_t / f_y)_k$	$1,15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1,35$		
rapporto $(f_y / f_{y,nom})_k$	$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1,25$		
allungamento $(A_{gt})_k$	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,50$	%
<b>resistenza di calcolo</b>	$f_{yd}$	<b>391.30</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)</b>	$\sigma_{s,rara}$	<b>360.00</b>	<b>MPa</b>

#### 4. DURABILITA' STRUTTURALE

##### 4.1. Classi di esposizione e prescrizione del calcestruzzo

In base alle indicazioni delle norme EN206-1 e UNI 11104 le condizioni prevalenti, considerando la struttura in una zona a basso livello di congelamento, possono essere classificate nelle classi di esposizione ambientale di tabella.

Classe di esposizione	Condizione di esposizione	Elementi strutturali
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua per lungo tempo. Molte fondazioni
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo	

Le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella seguente tabella con riferimento alle classi di esposizione sopra definite.

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

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

La classi di esposizione XC4 - XA1 determinano delle condizioni ambientali di tipo Aggressive.

##### 4.2. Copriferriferi delle armature

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione, il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferriferi) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC.

I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,...) o monodimensionale (travi, pilastri,...).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità. I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC).

**Tabella C4.1.IV Copriferrì minimi in mm**

$C_{min}$	$C_o$	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$

C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tipo cls	classe esposizione	Condizioni ambientali	Tipo elemento	Copri ferro minimo	Controllo qualità	Tolleranza	Copri ferro utilizzato
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]
C30/37 C32/40	XC4/XA1	Aggressive	Piastra	30	NO	10	40

Vita nominale VN= 50 anni

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 5.1. Modello stratigrafico e geotecnico

Le diverse campagne di indagini condotte nell'area interessata dagli interventi in oggetto hanno mostrato la presenza di materiali di riporto di origine antropica (scorie di fonderia), che localmente possono arrivare fino a 7-10 m di profondità, come evidenziato nella relazione a firma del dott. Geologo Claudio Leoncini emessa ad Agosto 2018.

In particolare, l'area sulla quale insistono la nuova vasca di depurazione e le sue immediate pertinenze è caratterizzabile come indicato nella sottostante tabella. Per maggiori dettagli e per l'individuazione delle varie aree si rimanda alla suddetta relazione.

#### Area nuova vasca depuratore

Strato	Prof. (m da p.c.)	Litologia	$\varphi$ (°)	$C_u$ (kPa)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	0,0 – (7,2÷10,0)	Riparti antropici localmente a scadenti caratteristiche geomeccaniche	-	-	17-21
2	(7,2÷10,0) – decine di metri	Ghiaie, sabbie e ciottoli poligenici in abbondante matrice sabbiosa limosa addensati	38	-	19

$\varphi$  = angolo di attrito,  $C_u$  = coesione non drenata,  $\gamma_{nat}$  = peso di volume del terreno

Lo strato 1, in cui sono presenti le scorie ed altri materiali antropici, non risulta caratterizzabile, stante l'elevato grado di eterogeneità dell'ammasso, che presenta una elevata dispersione delle resistenze penetrometriche e che a tratti risultano estremamente ridotte (probabile presenza di fanghi). Lo strato superficiale poggia sui sottostanti livelli di ghiaie fluvioglaciali tipiche della zona, molto ben addensate.

Per tale ragione, al fine di garantire un piano di imposta uniforme e di sufficiente capacità portante, gli strati superficiali saranno oggetto di preventiva bonifica e integrale sostituzione con materiale di riporto idoneo, opportunamente rullato e compattato, come descritto nel paragrafo successivo. Ai fini delle successive verifiche strutturali e geotecniche, si assume – cautelativamente – che gli strati bonificati con materiale arido, compattati e rullati secondo le specifiche di capitolato, possano essere caratterizzati tramite i seguenti parametri:

- Peso specifico: 19 kN/m<sup>3</sup>
- Angolo di attrito minimo: 35°
- Coesione efficace: 0 kPa
- Modulo elastico: 40 MPa
- Costante di sottofondo alla Winkler: 10.000 kN/m<sup>3</sup>

Sempre in accordo con i dati di cui alla relazione geologico-geotecnica, ai fini della caratterizzazione sismica per la struttura in esame si assume un suolo di fondazione di tipo C.

## 5.2. Interventi di bonifica degli strati di riporto antropico.

Il terreno non idoneo presente all'interno dello strato 1 dovrà essere interamente sostituito secondo con le modalità indicate nel § 5.5.3 del "Capitolato Generale Tecnico d'Appalto delle opere Civili - parte II - Sezione 5 - Opere in terra e scavi" (attività di sostituzione con materiale idoneo).

Poiché il rinterro non è un semplice riempimento, ma dovrà sopportare i carichi trasmessi dalle fondazioni delle opere in progetto, il rinterro dovrà essere condotto secondo le indicazioni contenute al § 5.5.4.3 per i rilevati stradali, assicurando un livello di compattazione degli strati tale da garantire un modulo di deformazione di ciascuno strato del corpo del rilevato, misurato mediante prova di carico su piastra, misurato al primo ciclo di carico nell'intervallo 0.15 MPa - 0.25 MPa, non inferiore a 40 MPa ed una densità secca non inferiore al 95% della densità massima.

Lo strato di imposta della fondazione sarà costituito dallo strato anticapillare di 50 cm di spessore, avente le caratteristiche indicate nel Capitolato stesso al § 5.5.4.1.

Qualora le prove non dovessero raggiungere i risultati attesi, si dovrà fare riferimento a quanto previsto al punto 5.5.4.1.i.

Per i dettagli inerenti l'intervento di bonifica (definizione aerale, profondità massima da bonificare, modalità di compattazione e caratterizzazione ambientale dei materiali) si rimanda agli elaborati specifici di progetto.

## 6. INQUADRAMENTO SISMICO

### 6.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Tabella 6-1: Vita nominale  $V_N$  per le diverse opere

La vita nominale assunta per la struttura in oggetto è  $V_N \geq 50$  anni.

### 6.2. Classi d'uso

Le strutture, alla presenza di azioni sismiche, sono suddivise in classi d'uso definite al § 2.4.2 delle NTC08 e così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

La presente struttura è stata classificata come **classe d'uso II**.

### 6.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava per ciascun tipo di costruzione con la seguente espressione

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito al variare della classe d'uso e si può ricavare dalla seguente tabella

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 6-2: coefficiente d'uso  $C_U$

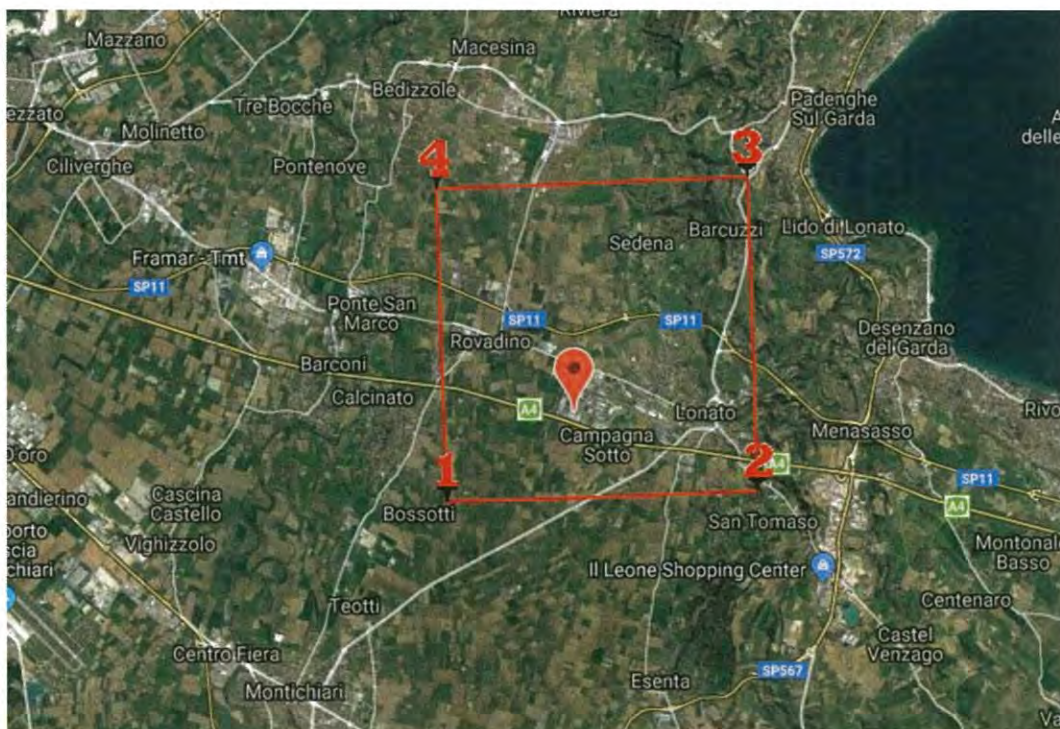
Per l'opera presentata il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 50 \cdot 1,0 = 50$  anni.

### 6.4. Ubicazione del sito

Il sito d'interesse è definito dalle seguenti coordinate geografiche:

coordinate WGS84: 45.459401,10.457369

coordinate ED50: 45.460324,10.458399



Localizzazione opera

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004

Rev.  
A

Foglio  
16 di 57





### 6.5. Modellazione azione sismica

Nella presente relazione le verifiche sismiche sono condotte per mezzo di un'analisi di tipo lineare con sovrapposizione spettrale. La modellazione dell'azione sismica è quindi condotta tramite l'individuazione di spettri di risposta in funzione del sito in esame, delle caratteristiche del sottosuolo e della struttura. Stando quindi alle indicazioni presenti nelle NTC08 si procederà ora con la costruzione degli spettri di risposta.

Per le caratteristiche del suolo di fondazione le NTC-08 prevedono le seguenti categorie:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_r > 800$ m/s).

Tabella 6-3: Categorie suolo di fondazione previste dalle NTC-08

Per la struttura in esame si assume un suolo di **fondazione di tipo C**.

Il coefficiente di amplificazione topografica con funzione di considerare l'ubicazione della struttura all'interno del sito in esame è determinato all'interno di una casistica prevista dalla normativa di seguito riportata:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 6-4: Categorie topografiche e coefficienti  $S_T$  previsti dalle NTC-08

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 004	Rev. A	Foglio 18 di 57
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

Si applica un coefficiente topografico  $ST = 1.0$  corrispondente ad una **categoria di tipo T1**; determinate le caratteristiche del sito d'interesse si sono realizzati gli spettri per la componente orizzontale secondo le espressioni previste dalle NTC-08.

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T$$

$S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55 \quad \text{fattore che altera lo spettro elastico considerando gli smorzamenti viscosi}$$

convenzionali;

$F_0$  fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento

rigido orizzontale;

$T_C = C_c \cdot T_{c^*}$  periodo inizio tratto a velocità costante dello spettro;

$T_{c^*}$  periodo d'inizio velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale suolo A;

$C_c$  coefficiente funzione della categoria di suolo;

$T_B = T_c / 3$  periodo inizio tratto ad accelerazione costante dello spettro;

$T_D = 4.0 \cdot (a_g/g) + 1.6$  periodo inizio tratto a spostamento costante dello spettro;

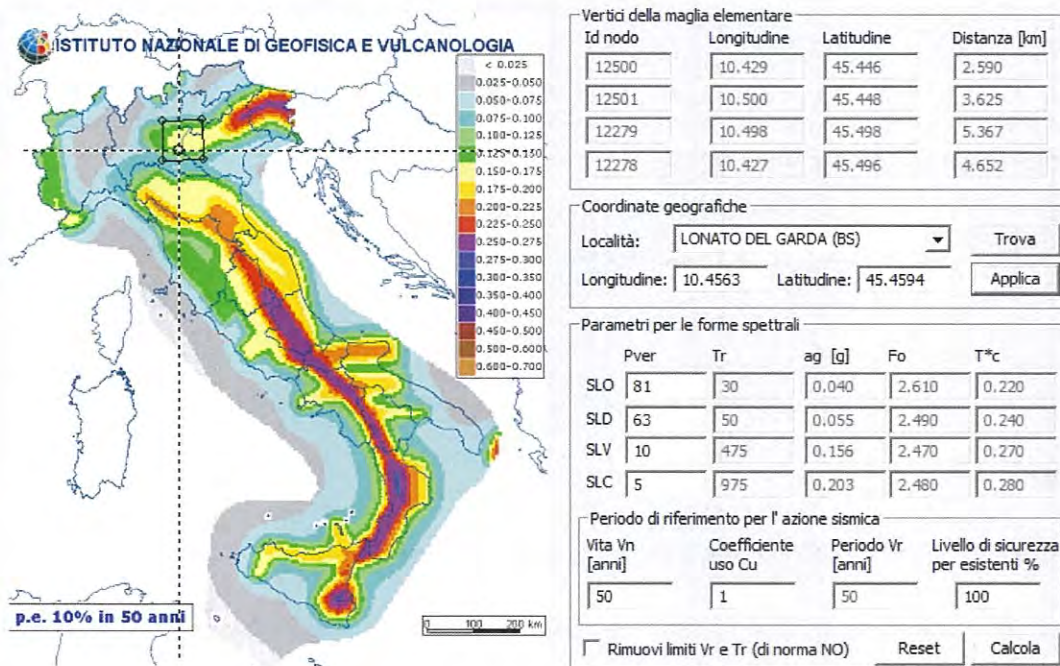
Secondo le NTC-08 i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  possono essere determinati secondo le seguenti espressioni.

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004Rev.  
AFoglio  
19 di 57

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

È quindi possibile costruire gli spettri di progetto con i quali condurre le verifiche sugli elementi strutturali dell'opera.



*Pericolosità sismica*

## 7. ANALISI DEI CARICHI

### 7.1. Peso proprio delle strutture ( $G_{1a}$ )

Il peso proprio delle strutture è determinato in modo automatico dal software FEM in funzione della geometria implementata. Il peso degli elementi in calcestruzzo  $G_{1a}$  è determinato considerando un peso di volume pari a 25 kN/m<sup>2</sup>.

### 7.2. Spinta delle terre ( $G_{1b}$ )

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale idoneo. In via cautelare si sono assunti i seguenti parametri geotecnici:

peso specifico  $\gamma_t = 19$  kN/m<sup>3</sup>

angolo attrito  $\varphi = 23^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 1 - \tan \varphi = 0.609$ . Le spinte variano secondo la profondità  $z$  secondo  $p = k_0 \cdot \gamma_t \cdot z$

### 7.3. Carichi permanenti non strutturali ( $G_2$ )

Sono stati considerati i seguenti carichi permanenti distribuiti:

$G_2$ distribuito	$G_2$ (kN/m <sup>2</sup> )
- platea fondazione	6.50
- soletta copertura	1.00

### 7.4. Carichi variabili

Variabili	$Q$ (kN/m <sup>2</sup> )
- Carico variabile platea (cat. E2)	10.00

Inoltre, si è considerato un carico variabile puntuale dovuto alla presenza del paranco pari a 35 kN.

### 7.5. Carichi variabili da traffico su soletta

La sala pompe è prevista di una soletta carrabile, sulla quale sono stati assunti i carichi veicolari di 1° categoria. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5.1.3.3 delle NTC08.

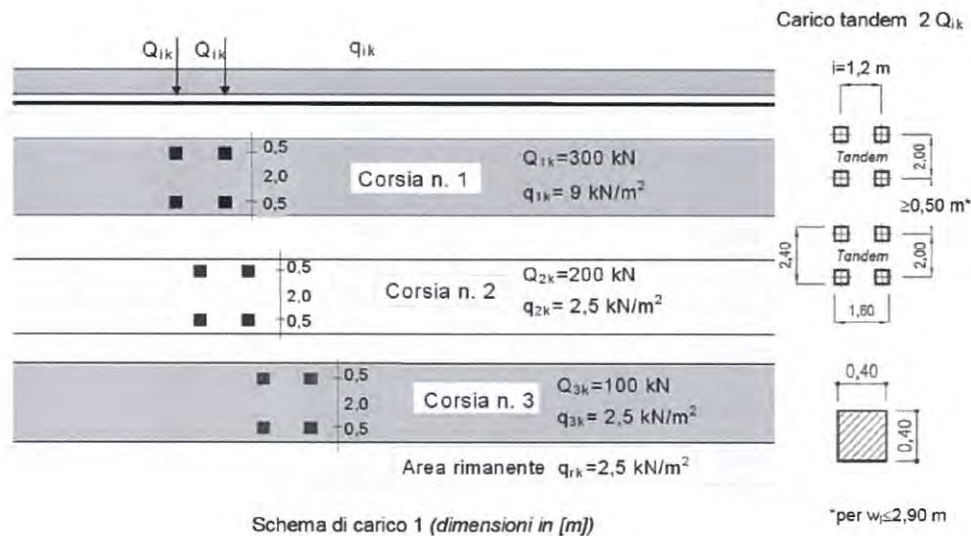
In particolare, lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti; i carichi concentrati (con impronta quadrata 40cmx40cm) sono pari a:

$Q_{1k} = 2$  assi da 300 kN su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m;

$Q_{2k} = 2$  assi da 200 kN su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m;

$Q_{3k} = 2$  assi da 100 kN su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m.

Si ipotizza che la distribuzione di tali carichi avvenga secondo un angolo di  $45^\circ$  fino al piano medio della soletta. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera a favore di sicurezza il carico  $q_{ik} = 9$  kN/m<sup>2</sup> applicato a tutte le colonne di carico



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

Figura 7.1: carichi veicolari

## 7.6. Carichi variabili da traffico su terrapieno

Ai fini del calcolo dello scatolare è stato assunto un carico accidentale a tergo dei muri di sostegno pari a 20kN/m<sup>2</sup>.

## 7.7. Azioni sismiche

L'analisi della sicurezza dello scatolare in condizioni sismiche viene eseguita mediante il metodo pseudostatico (NTC 2008 § 7.11.6). 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:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v \pm 0.5 k_h$$

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004Rev.  
AFoglio  
22 di 57

dove:

 $a_{max} = \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito } a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g;$ 
 $g = \text{accelerazione di gravità};$ 

Essendo una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$ , assume il valore  $\beta_m = 1$ .

Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

**CARATTERISTICHE DEL SITO SISMICO**

Vincolo muro	<b>RIGIDO</b>	(muro vincolato alla traslazione, su pali, ecc.)	
$a_g / g$	<b>0.156</b>	adimensionale, nella UNI EN 1998-5:2005 è chiamato $\alpha$	
$S_S$	<b>1.469</b>		(DM 14/01/2008 p.to 3.2.3.2.1)
$S_T$	<b>1.0000</b>		(DM 14/01/2008 p.to 3.2.3.2.1)
$S = S_S \times S_T$	<b>1.4686</b>		(DM 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)
$a_{max} / g = S \times a_g / g$	<b>0.2291</b>	(adimensionale)	(DM 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)
$\beta_m$	<b>1.00</b>	per muro "Rigido" uguale a 1	(DM 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)
$k_h$	<b>0.22910</b>	coeff. sismico orizzontale	(DM 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)
$k_v = 0,5 \times k_h$	<b>0.11455</b>	coeff. sismico verticale	(DM 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)

**CARATTERISTICHE TERRENO**

$\phi'$	<b>23°</b>	valore caratteristico dell'angolo di attrito del terreno
$\delta$	<b>0°</b>	valore caratteristico dell'angolo di attrito terra-muro (di solito $2/3 \phi$ per muri in c.a. in opera)
$\gamma^*$	<b>19.00</b>	kN/mc peso specifico del terreno
$\gamma_{\delta'}$	<b>1.00</b>	coeff. riduttivo caratteristiche terreno
$\phi_d'$	<b>23.00°</b>	valore di progetto dell'angolo di attrito del terreno
$\delta_d$	<b>0.00°</b>	valore di progetto dell'angolo di attrito terra-muro

**CARATTERISTICHE MURO**

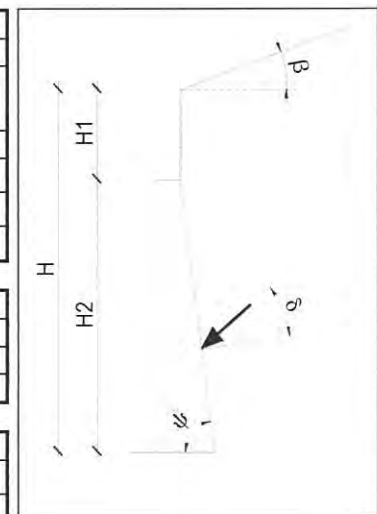
$\psi$	<b>90°</b>	inclinazione della parete del muro rivolta a monte
$\beta$	<b>0°</b>	inclinazione della superficie del terrapieno
H	<b>5.80</b>	m altezza totale del muro compresa fondazione

**SPINTA STATICA**

$k_0 = 1 - \text{sen } \phi$	<b>0.6093</b>	coeff. di spinta a riposo calcolato con la formula di Jaky
$S_{(stat)}$	<b>194.71</b>	kN essendo il muro "Rigido" è calcolata con $k_0$

**SPINTA SISMICA SU STRUTTURE RIGIDE (UNI EN 1998-5:2005 app. E.9)**

$\Delta E_d (sism)$	<b>146.43</b>	kN incremento di spinta dovuto al sisma, applicato a metà altezza del muro (formula di Wood)
---------------------	---------------	--



(UNI EN 1998-5:2005 app. E.9)

## 8. COMBINAZIONI DI CARICO

### 8.1. Casi di carico elementari

In riferimento alle analisi dei carichi, sono stati creati i casi di carico elementari impiegati nelle combinazioni di verifica ai vari Stati Limite.

Azioni statiche per analisi statica lineare:

Tipo	Caso di carico	Descrizione
G <sub>1,a</sub>	LC1	Pesi propri strutturali
G <sub>1,b</sub>	LC2	Spinta delle terre
G <sub>2,a</sub>	LC3	Permanenti portati
Q <sub>a</sub>	LC4	Variabili traffico-tandem
Q <sub>b</sub>	LC5	Variabili traffico-carichi distribuiti
Q <sub>b</sub>	LC6	Variabili traffico su terrapieno
Q <sub>neve</sub>	LC7	Variabile paranco

Casi di carico per azioni sismiche:

Tipo	Caso di carico	Descrizione
$\Delta E_d$ (SLV pseudostatico)	LC8	Incremento spinta terreno dovuta al Sisma

I casi di carico elementari sono stati poi combinati secondo i coefficienti dei vari stati limite indicati in § 2 e delle NTC 2008.

### 8.2. Combinazioni

Le combinazioni di carico sono stabilite, in modo da garantire la sicurezza, secondo quanto prescritto dal D.M. 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

In accordo al § 2.5.3 del D.M. 14/01/08 “Combinazioni delle azioni”, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.):

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili:

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

Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (vedi § 3.2 NTC08):

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

Nelle combinazioni per SLE si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ . Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

Nella formule precedenti il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma G_1$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- $\gamma G_2$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- $\gamma Q_i$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 2.5.1 delle NTC 2008.

Per le azioni veicolari si assumono i seguenti coefficienti di sicurezza e di combinazione:

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15



Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	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
	4 (folla)	----	0.75	0.0
	5	0.0	0.0	0.0

### Combinazione delle azioni geotecniche

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

La Tabella 2.6.I delle NTC 2008 fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate.

Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2. Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per

la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (1)	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 2.6.I NTC08 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Le verifiche sono state condotte utilizzando l'Approccio 2, per le quali vale la scrittura: (A1+M1+R3). Si riportano i valori di coefficienti parziali per le diverse combinazioni di azioni:

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 (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2.I NTC08 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Tabella 6.2.II NTC08 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 6.5.I NTC08 – Coefficienti parziali  $\gamma_r$  per le verifiche agli SLU di tipo STR e GEO di muri di sostegno

**8.2.1. Combinazione azione statiche (SLU e SLE)**

Di seguito si riportano le combinazioni generate dalle azioni elementari agenti sulla struttura al fine di condurre le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

	tipo	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7
Comb. SLU A1 1	1	1.3	1.3	1.5	0	0	0	0
Comb. SLU A1 2	1	1.3	1.3	1.5	0	0	0	1.5
Comb. SLU A1 3	1	1.3	1.3	1.5	0	0	0.54	0
Comb. SLU A1 4	1	1.3	1.3	1.5	0	0	0.54	1.5
Comb. SLU A1 5	1	1.3	1.3	1.5	1.35	1.35	0	0
Comb. SLU A1 6	1	1.3	1.3	1.5	1.35	1.35	0	1.5
Comb. SLU A1 7	1	1.3	1.3	1.5	1.35	1.35	0.54	0
Comb. SLU A1 8	1	1.3	1.3	1.5	1.35	1.35	0.54	1.5
Comb. SLU A1 9	1	1	1	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 10	1	1	1	0	0	0	0	1.5
Comb. SLU A1 11	1	1	1	0	0	0	0.54	0
Comb. SLU A1 12	1	1	1	0	0	0	0.54	1.5
Comb. SLU A1 13	1	1	1	0	1.35	1.35	0	0
Comb. SLU A1 14	1	1	1	0	1.35	1.35	0	1.5
Comb. SLU A1 15	1	1	1	0	1.35	1.35	0.54	0
Comb. SLU A1 16	1	1	1	0	1.35	1.35	0.54	1.5
Comb. SLU A1 17	1	1.3	1.3	1.5	0	0	1.35	0
Comb. SLU A1 18	1	1.3	1.3	1.5	0	0	1.35	1.5
Comb. SLU A1 19	1	1.3	1.3	1.5	1.01	0.54	0	0
Comb. SLU A1 20	1	1.3	1.3	1.5	1.01	0.54	0	1.5
Comb. SLU A1 21	1	1.3	1.3	1.5	1.01	0.54	1.35	0
Comb. SLU A1 22	1	1.3	1.3	1.5	1.01	0.54	1.35	1.5
Comb. SLU A1 23	1	1	1	0	0	0	1.35	0
Comb. SLU A1 24	1	1	1	0	0	0	1.35	1.5
Comb. SLU A1 25	1	1	1	0	1.01	0.54	0	0
Comb. SLU A1 26	1	1	1	0	1.01	0.54	0	1.5
Comb. SLU A1 27	1	1	1	0	1.01	0.54	1.35	0
Comb. SLU A1 28	1	1	1	0	1.01	0.54	1.35	1.5
Comb. SLU A1 29	1	1.3	1.3	1.5	1.01	0.54	0.54	0
Comb. SLU A1 30	1	1.3	1.3	1.5	1.01	0.54	0.54	1.5
Comb. SLU A1 31	1	1	1	0	1.01	0.54	0.54	0
Comb. SLU A1 32	1	1	1	0	1.01	0.54	0.54	1.5
Comb. SLE(rara) 33	2	1	1	1	0	0	0	0
Comb. SLE(rara) 34	2	1	1	1	0	0	0	1
Comb. SLE(rara) 35	2	1	1	1	0	0	0.4	0
Comb. SLE(rara) 36	2	1	1	1	0	0	0.4	1

Comb. SLE(rara) 37	2	1	1	1	1	1	0	0
Comb. SLE(rara) 38	2	1	1	1	1	1	0	1
Comb. SLE(rara) 39	2	1	1	1	1	1	0.4	0
Comb. SLE(rara) 40	2	1	1	1	1	1	0.4	1
Comb. SLE(rara) 41	2	1	1	1	0	0	1	0
Comb. SLE(rara) 42	2	1	1	1	0	0	1	1
Comb. SLE(rara) 43	2	1	1	1	0.75	0.4	0	0
Comb. SLE(rara) 44	2	1	1	1	0.75	0.4	0	1
Comb. SLE(rara) 45	2	1	1	1	0.75	0.4	1	0
Comb. SLE(rara) 46	2	1	1	1	0.75	0.4	1	1
Comb. SLE(rara) 47	2	1	1	1	0.75	0.4	0.4	0
Comb. SLE(rara) 48	2	1	1	1	0.75	0.4	0.4	1
Comb. SLE(freq.) 49	3	1	1	1	0	0	0	0
Comb. SLE(freq.) 50	3	1	1	1	0	0	0	0.8
Comb. SLE(freq.) 51	3	1	1	1	0.75	0.4	0	0
Comb. SLE(freq.) 52	3	1	1	1	0.75	0.4	0	0.8
Comb. SLE(freq.) 53	3	1	1	1	0	0	0.4	0
Comb. SLE(freq.) 54	3	1	1	1	0	0	0.4	0.8
Comb. SLE(freq.) 55	3	1	1	1	0	0	0	0.9
Comb. SLE(perm.) 56	4	1	1	1	0	0	0	0
Comb. SLE(perm.) 57	4	1	1	1	0	0	0	0.8

### 8.2.2. Combinazione azione sismiche SLV

	tipo	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 1	1	1	1	1	0	0	0	0.8	1

## 9. MODELLO DI CALCOLO

La valutazione della sicurezza è eseguita con riferimento al comportamento statico e sismico globale, attraverso i criteri di modellazione e di verifica definiti di seguito.

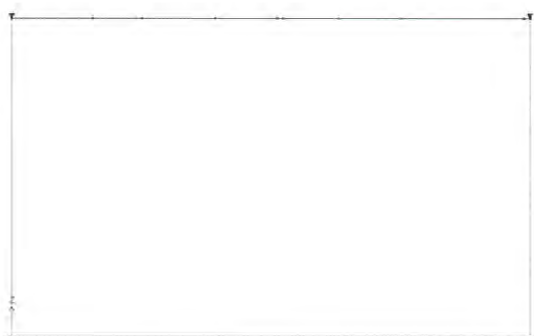
Il software utilizzato è il Pro\_Sap distribuito dalla 2SI di Ferrara che utilizza come solutore ad elementi finiti l'Algor Supersap prodotto negli Stati Uniti. Il solutore f.e.m., in commercio da molti anni, è stato sottoposto con successo ai controlli ed alle prove NAFEMS (National Agency for Finite Element Methods and Standards) in Inghilterra. Si rimanda la sito <https://www.2si.it> per i documenti di affidabilità.

### 9.1. Parametri della modellazione numerica

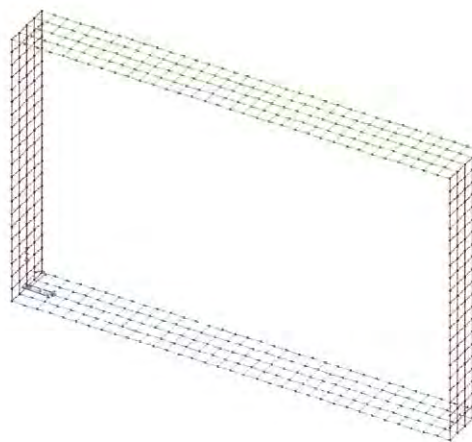
Il modello della struttura realizzato con elementi di tipo beam è piano e rappresenta la fascia di 1 m dello scatolare interrato. La fondazione è stata modellata con un elemento beam su molle alla "Winkler" (rigidezza 10 000 kN/m<sup>3</sup>).

Lo stesso modello è stato realizzato anche con elementi di tipo shell su cui è stato fatto "viaggiare" il carico tandem nella soletta di copertura per poter ricavare l'andamento delle sollecitazioni taglianti e determinare la fascia dove prevedere idonee armature a taglio.

A seguire si riporta una vista del modello descritto.



*Vista unifilare modello beam*



*Vista solida*

## 10. VERIFICHE

Si riportano i principali riferimenti normativi per la valutazione di sicurezza degli elementi in calcestruzzo.

### 10.1. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

#### 10.1.1. Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in figura assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli  $\sigma - \varepsilon$  di cui nei punti 4.1.2.1.2.2 e 4.1.2.1.2.3 delle NTC08, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

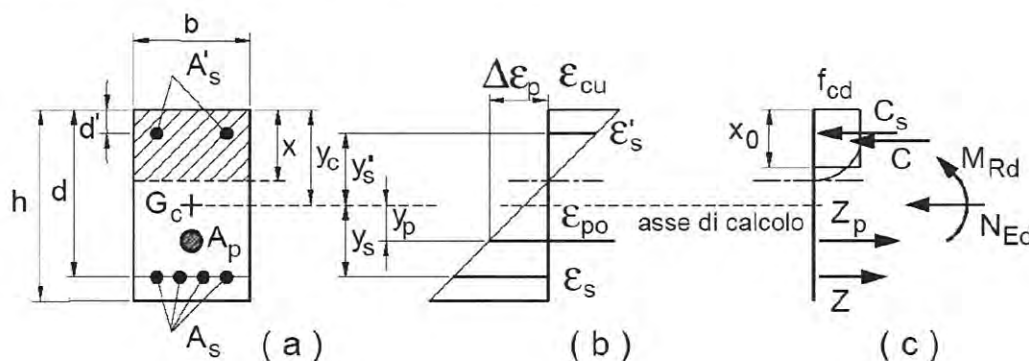
$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

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

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

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



*Sezione pressoinflessa*

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma:

$$\left( \frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove  $M_{E_{yd}}$ ,  $M_{E_{zd}}$  sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z;  $M_{R_{yd}}$ ,  $M_{R_{zd}}$  sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a  $N_{Ed}$  valutati

separatamente attorno agli assi y e z. L'esponente  $\alpha$  può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed}/N_{Rcd} \quad \omega_t = A_t \cdot f_{yd} / N_{Rcd}$$

con  $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$ .

In mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente  $\alpha=1$ .

### 10.1.2. Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

#### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

dove  $V_{Ed}$  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

$$V_{Rd} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

con

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

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

$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

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

#### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere 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 e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 004	Rev. A	Foglio 32 di 57
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$  (4.1.17)

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

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1 delle NTC08 e inoltre si è posto:

- $A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;
- $s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );
- $\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \text{ per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \text{ per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \text{ per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$



**10.2. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)****10.2.1. Verifica delle tensioni di esercizio**

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Punto 4.1.2.2.5.1 delle NTC08: “Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio”

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

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.

Punto 4.1.2.2.5.2 delle NTC08: “Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$ .

**10.2.2. Verifiche a fessurazione**

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione. Lo stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

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

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

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

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione riportato nella Tab. 4.1.IV delle NTC 08.

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	$\leq w_1$

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta, così come riportata nell'ultimo capoverso del punto 4.1.2.2.4.6 delle NTC, può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione  $\sigma_s$  è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente (v. Tabella C4.1.IV NTC).

**Tabella C4.1.II** Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

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

**Tabella C4.1.III** Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

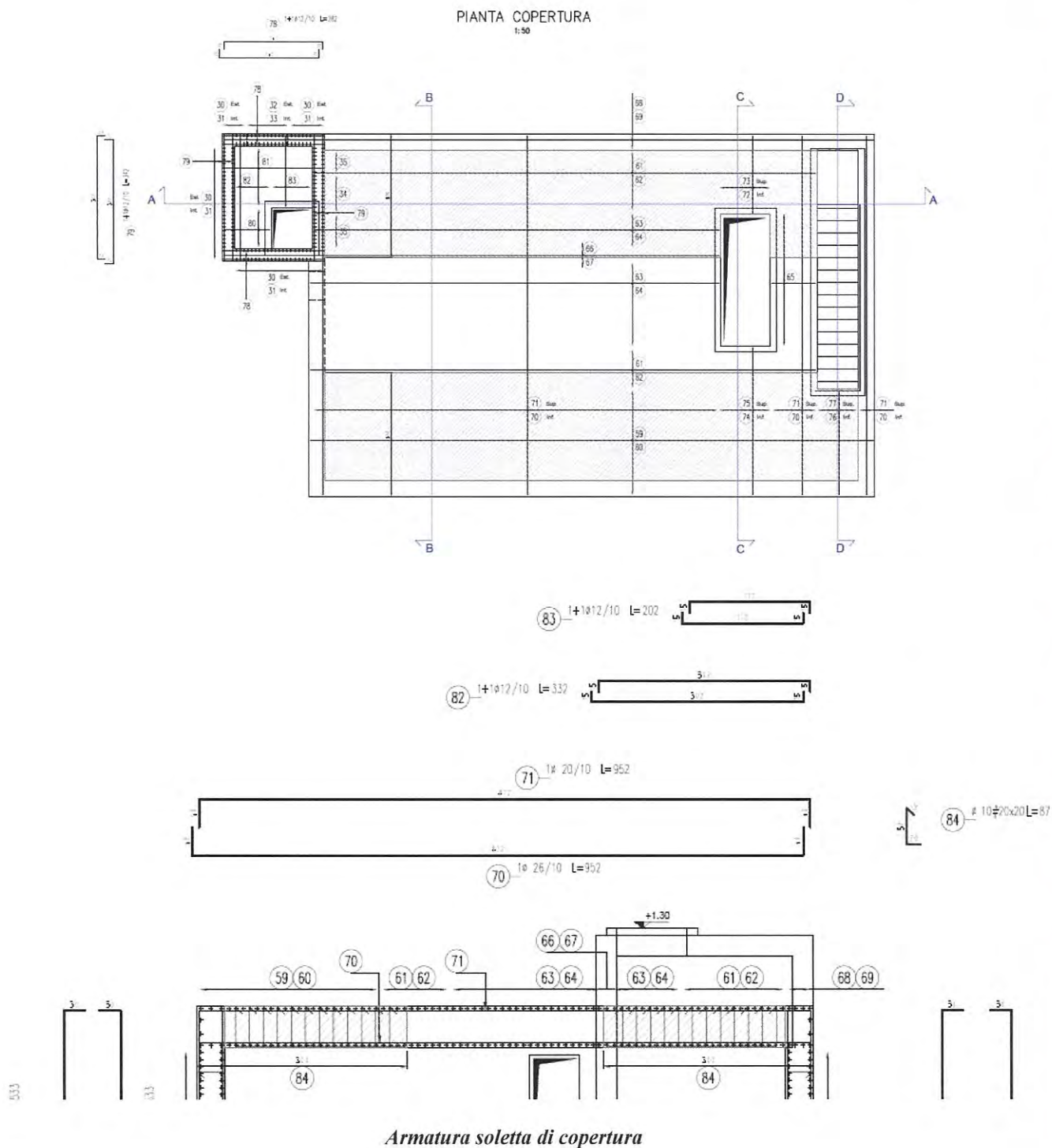
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Qualora la verifica indiretta non fosse rispettata si procederà al calcolo dell'ampiezza delle fessure così come indicato al punto C4.1.2.2.4.6 della Circolare n° 617/2009.

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 004	Rev. A	Foglio 35 di 57
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

### 11. SOLETTA DI COPERTURA

Si riportano delle immagini delle armature rimandando per maggiori dettagli agli elaborati grafici di progetto.



Doc. N.

Progetto  
INOR

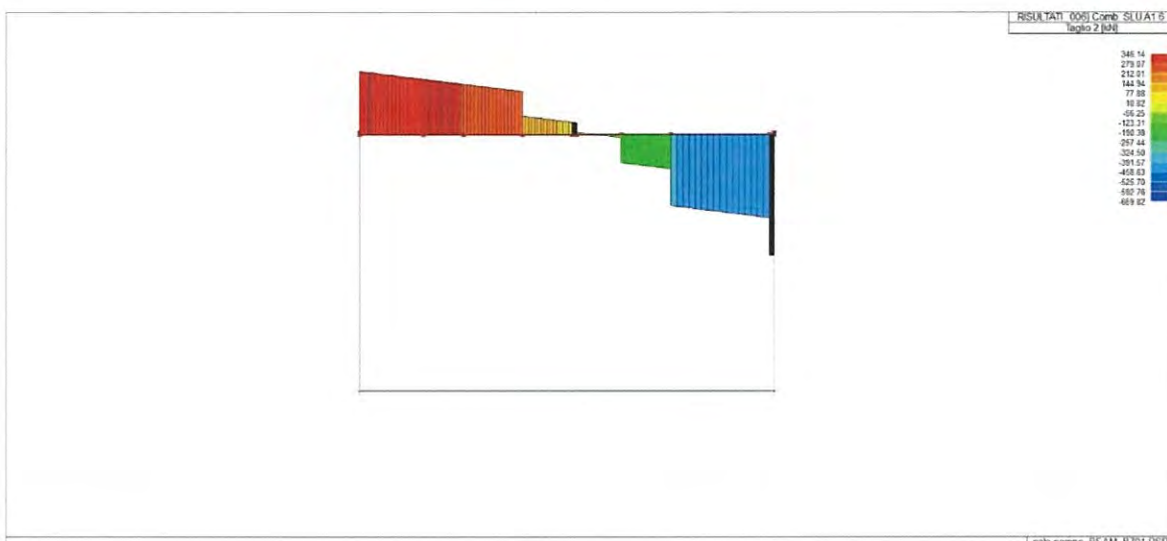
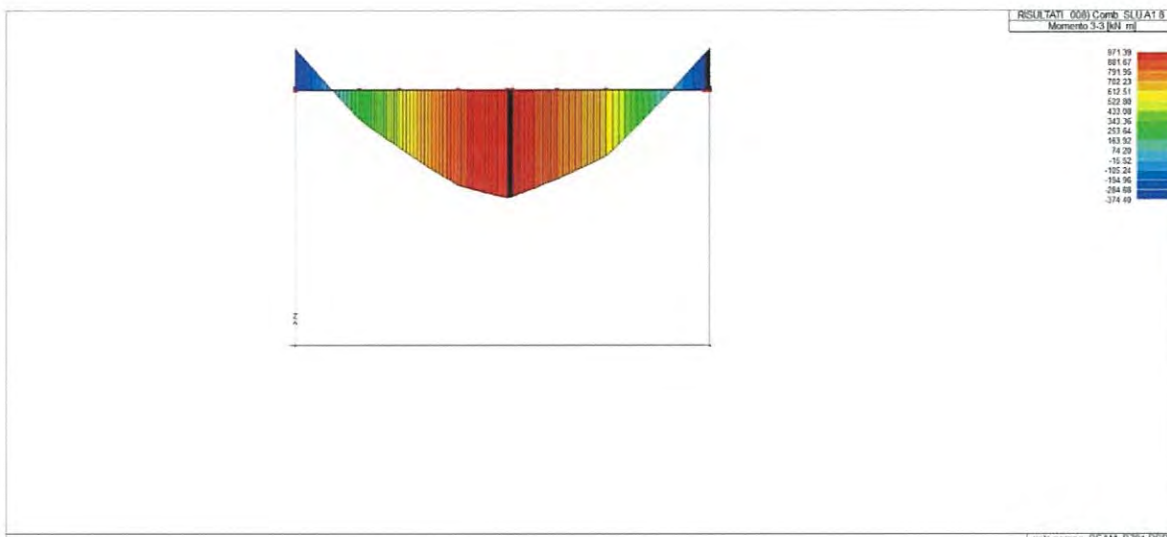
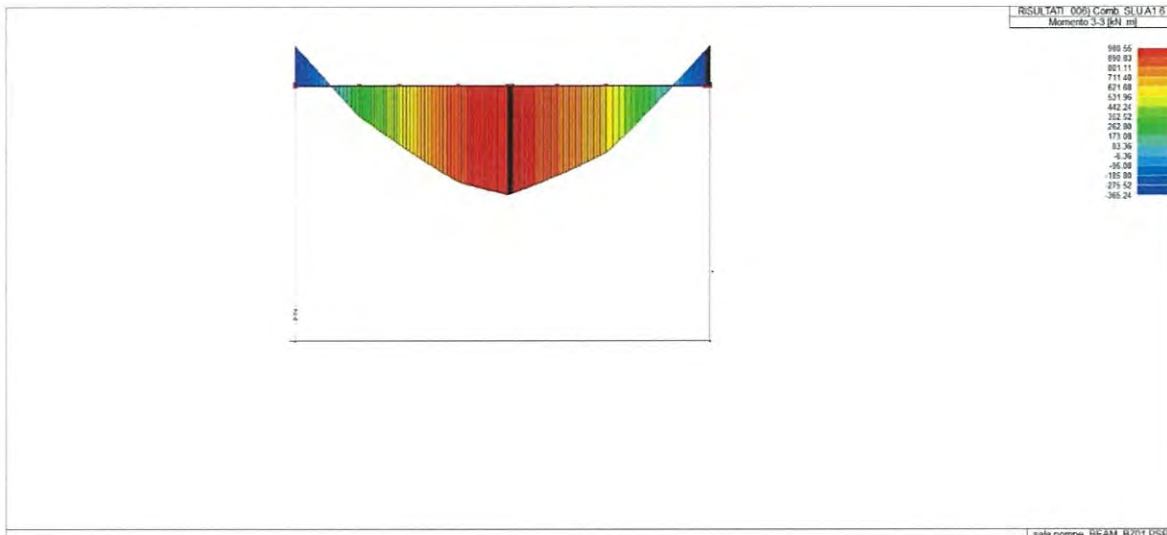
Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004

Rev.  
A

Foglio  
36 di 57

11.1.1. Sollecitazioni SLU



11.1.2. Verifiche SLU

Si riporta la verifica di resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali) secondo quanto previsto § 4.1.2.1.2.

Momento positivo  $M_{Ed} = 980$  kNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta sup\_00

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

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

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	31.42	6.2
			2	53.09	53.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 980 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 1.016 kNm

Materiali: B450C C32/40

$\epsilon_{cu}$  67.5%  $\epsilon_{c2}$  2%  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5%  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  18.81  
 $E_s/E_c$  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

$\sigma_c$  -18.81 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5%  
 $\epsilon_s$  17.15%  
d 53.5 cm  
x 9.068 x/d 0.1695  
 $\delta$  0.7

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Verificato

Momento negativo  $M_{Ed} = -375$  kNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta sup\_00

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

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

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	31.42	6.2
			2	53.09	53.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -375 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -619.6 kNm

Materiali: B450C C32/40

$\epsilon_{cu}$  67.5%  $\epsilon_{c2}$  2%  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5%  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  18.81  
 $E_s/E_c$  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

$\sigma_c$  -18.81 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5%  
 $\epsilon_s$  24.02%  
d 53.8 cm  
x 6.843 x/d 0.1272  
 $\delta$  0.7

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

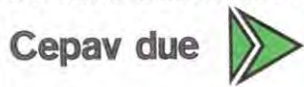
Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Verificato

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004Rev.  
AFoglio  
38 di 57

Si riporta la verifica di resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti secondo quanto previsto § 4.1.2.1.3 per la sollecitazione più sfavorevole.

## RESISTENZA DI ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	NO !!!
$b_w$ (cm)	$h$ (cm)	$c$ (cm)	$d$ (cm)	$R_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	(kN)	(kN)	
100.00	60.00	6.50	53.50	40.00	450.00	0.00	660.00	
Resistenza a taglio senza armatura specifica						$V_{Rd}$	$V_{ed} / V_{Rd}$	
$A_{SL,tot}$ (mmq)	$k$	$v_{min}$ (MPa)	$\rho_L$	$\sigma_{cp}$ (MPa)	(kN)			
53.093	1.61	0.41	0.0099	0	331.65	1.99		

## RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	OK
$b_w$ (cm)	$h$ (cm)	$c$ (cm)	$d$ (cm)	$R_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	(kN)	(kN)	
100.00	60.00	6.50	53.50	40.00	450.00	0.00	660.00	
ARMATURE A TAGLIO						$V_{Rd}$	$V_{ed} / V_{Rd}$	
$n_{b,sw}$	$\Phi_{sw}$ (mm)	$s$ (cm)	$A_{sw}$ (mmq)	$\alpha$ (°)	$\vartheta$ (°)	(kN)		
5	10	20.00	392.70	90.00	23.00	871.60	0.76	

Doc. N.

Progetto  
INOR

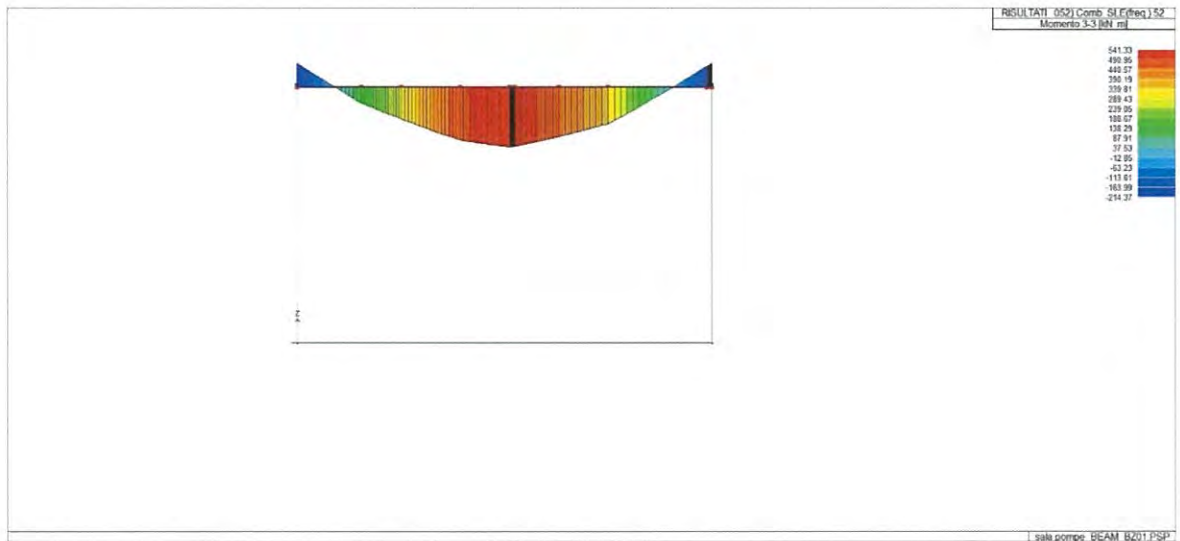
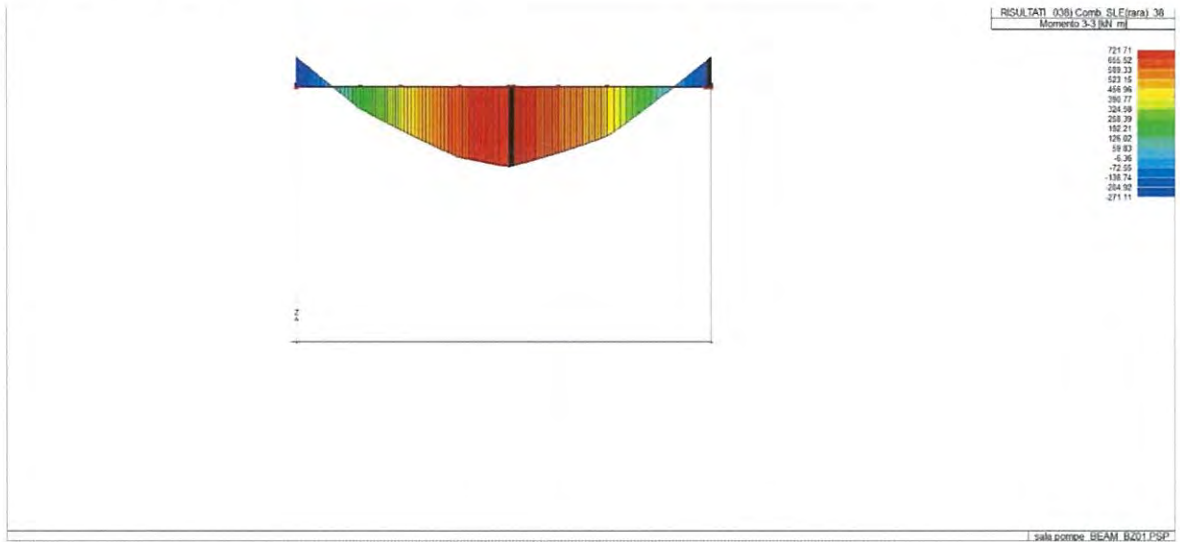
Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004

Rev.  
A

Foglio  
39 di 57

11.1.3. Sollecitazioni SLE



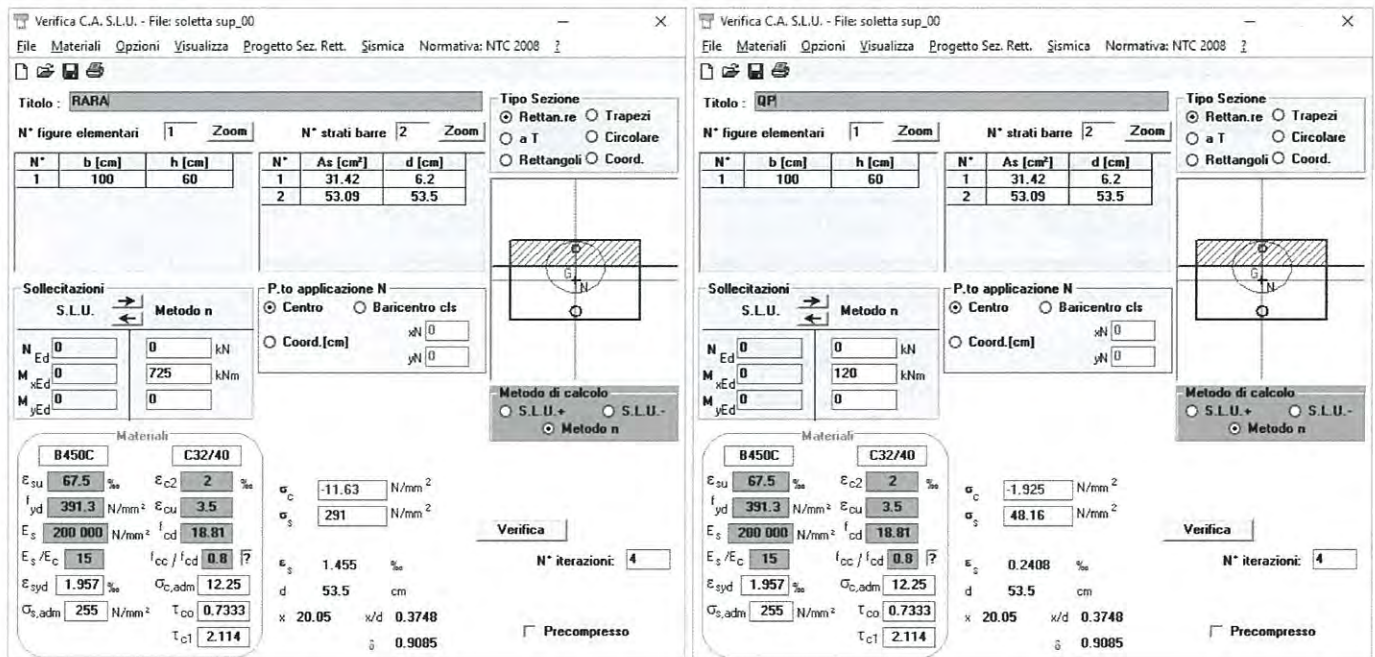
Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 004	Rev. A	Foglio 40 di 57
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

**11.1.4. Verifiche SLE**

Le verifiche agli stati limite di esercizio vengono svolte secondo quanto visto sopra considerando i seguenti limiti per le verifiche a fessurazione.

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	$w_d$
b	Aggressive	frequente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
		quasi permanente	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

**Verifiche tensioni di esercizio**



The image shows two side-by-side screenshots of a software interface for structural verification. The left window is titled 'RARA' and the right window is titled 'QP'. Both windows display the same basic data: a rectangular section with width b=100 cm and height h=60 cm, and two reinforcement bars with areas As=31.42 cm² and diameters d=6.2 cm. The software calculates various stress and strain values for concrete (B450C) and steel (C32/40). For the RARA combination, the concrete stress  $\sigma_c$  is -11.63 N/mm² and the steel stress  $\sigma_s$  is 291 N/mm². For the QP combination,  $\sigma_c$  is -1.925 N/mm² and  $\sigma_s$  is 48.16 N/mm². Both results are compared against design limits and marked as 'Verificato' (verified).

Combinazione RARA

$\sigma_c = 11.6 \text{ MPa} \leq 19.9 \text{ MPa} (= 0.60 f_{ck})$

**Verificato**

$\sigma_s = 291 \text{ MPa} \leq 313 \text{ MPa} (= 0.80 f_{yk})$

**Verificato**

Combinazione QP

$\sigma_c = 1.9 \text{ MPa} \leq 14.94 \text{ MPa} (= 0.45 f_{ck})$

**Verificato**





Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004Rev.  
AFoglio  
41 di 57

## Verifiche fessurazione

<b>Calcolo tensioni per la Combinazione:</b>	<b>Frequente</b>	
momento sollecitante comb. caratt. (valore assoluto)	$M_{Ed,caratt}$	545.00 kNm
posizione asse neutro	x	20.10 cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J_x$	1246272.02 cm <sup>4</sup>
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>-8.79 MPa</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>219.11 MPa</b>

( - compressione, + trazione )  
( - compressione, + trazione )

$\alpha_e$	6.24	
$A_{c,eff}$	1330.099651	cm <sup>2</sup>
$\rho_{eff}$	0.04	
$k_t$	0.4	
$\epsilon_{sm}$	<b>8.5865E-04</b>	

$\phi_{eq}$	2.60	cm
$C_{eff}$	5.2	cm
<b>Tipo di barre</b>	<b>barre a.m.</b>	
<b>Sollecitazione prevalente</b>	<b>flessione</b>	
$k_1$	0.8	
$k_2$	0.5	
$\Delta_{smax}$	<b>287.53</b>	<b>mm</b>

$w_d$	<b>0.247</b>	<b>mm</b>
-------	--------------	-----------

OK

<b>Calcolo tensioni per la Combinazione:</b>	<b>Quasi permanente</b>	
momento sollecitante comb. caratt. (valore assoluto)	$M_{Ed,caratt}$	120.00 kNm
posizione asse neutro	x	20.10 cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J_x$	1246272.02 cm <sup>4</sup>
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>-1.94 MPa</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>48.24 MPa</b>

( - compressione, + trazione )  
( - compressione, + trazione )

$\alpha_e$	6.24	
$A_{c,eff}$	1330.099651	cm <sup>2</sup>
$\rho_{eff}$	0.04	
$k_t$	0.4	
$\epsilon_{sm}$	<b>1.3784E-04</b>	

$\phi_{eq}$	2.60	cm
$C_{eff}$	5.2	cm
<b>Tipo di barre</b>	<b>barre a.m.</b>	
<b>Sollecitazione prevalente</b>	<b>flessione</b>	
$k_1$	0.8	
$k_2$	0.5	
$\Delta_{smax}$	<b>287.53</b>	<b>mm</b>

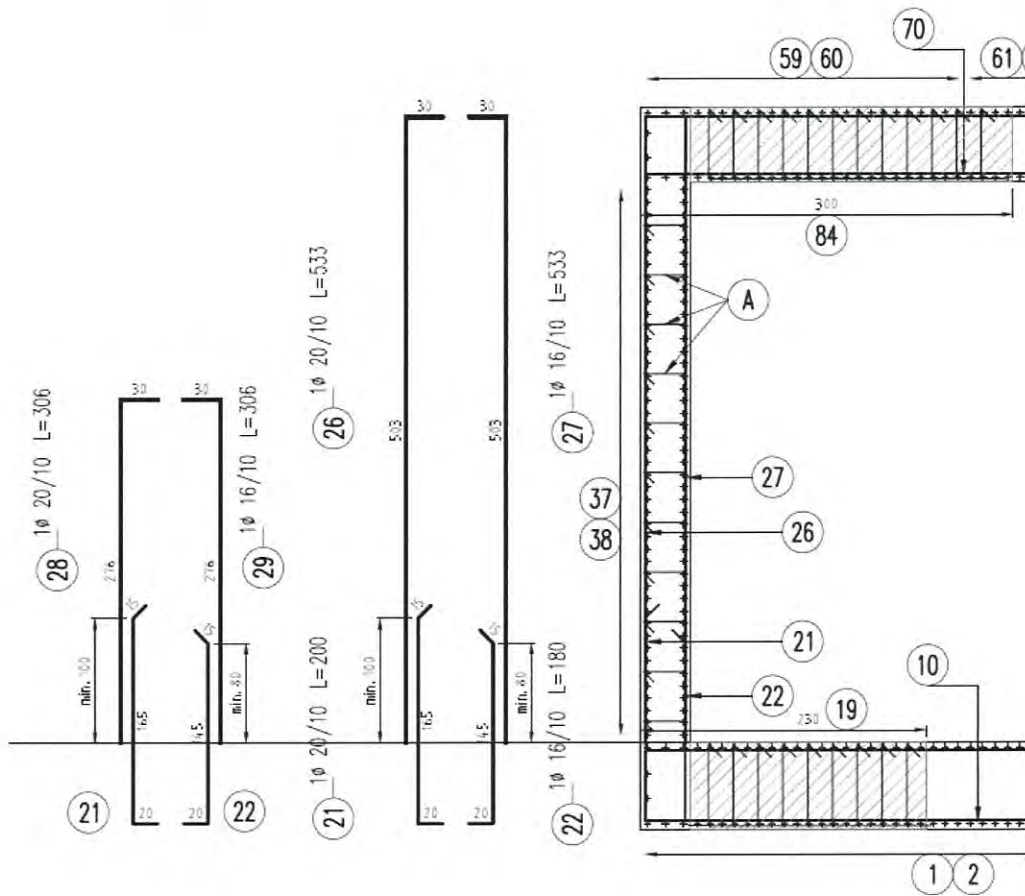
$w_d$	<b>0.040</b>	<b>mm</b>
-------	--------------	-----------

OK

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 004	Rev. A	Foglio 42 di 57
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

### 11.2. Muri

Si riportano delle immagini delle armature rimandando per maggiori dettagli agli elaborati grafici di progetto.



*Armatura muri di sostegno*

Doc. N.

Progetto  
INOR

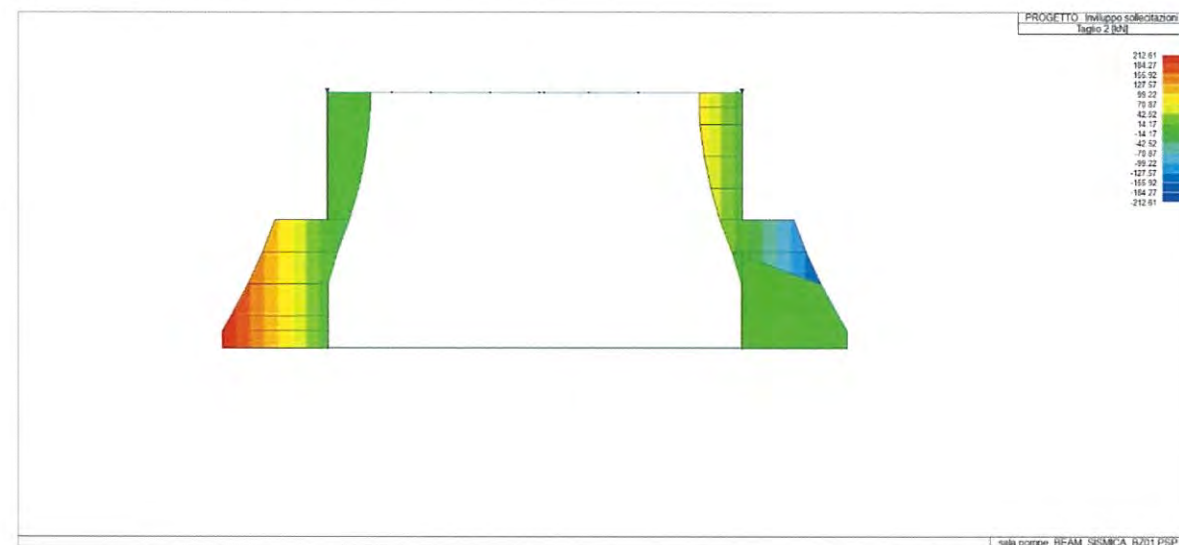
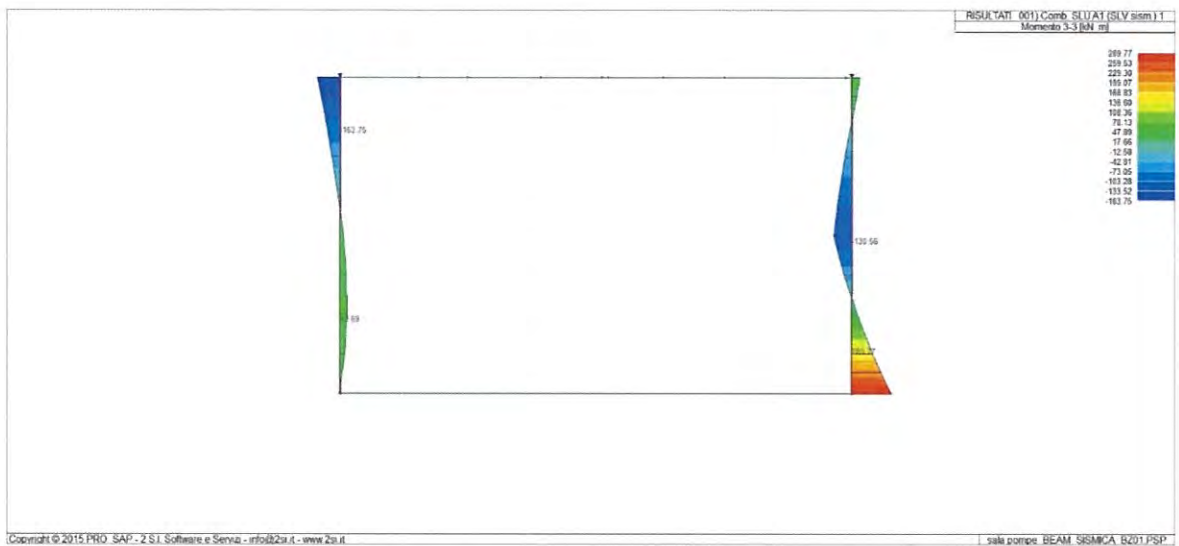
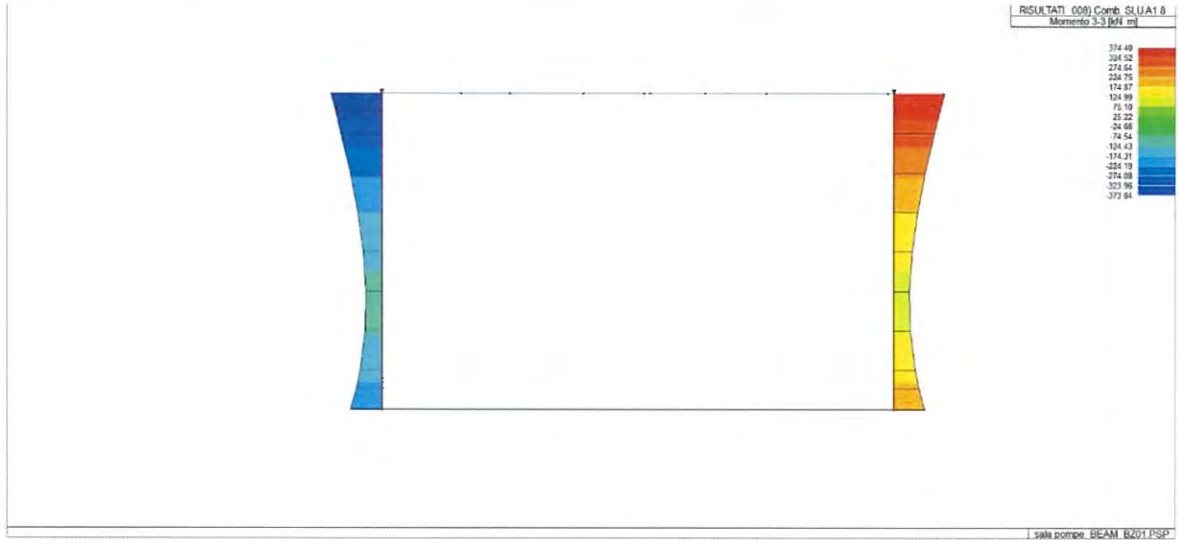
Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004

Rev.  
A

Foglio  
43 di 57

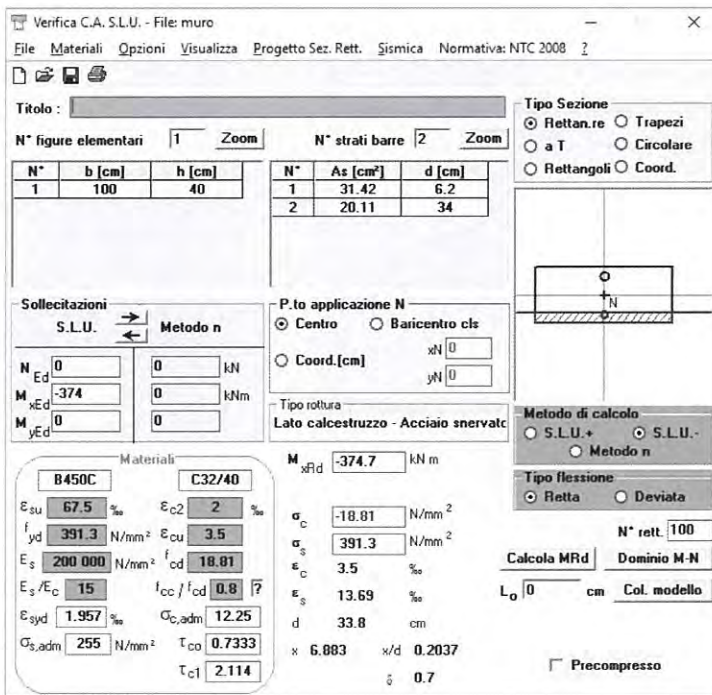
11.2.1. Sollecitazioni SLU



**11.2.2. Verifiche SLU**

Si riporta la verifica di resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali) secondo quanto previsto § 4.1.2.1.2.

Momento negativo  $M_{Ed} = -374$  kNm (tende fibre esterne)



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

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

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

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	31.42	6.2
			2	20.11	34

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

$N_{Ed}$  0 kN  
 $M_{xEd}$  -374 kNm  
 $M_{yEd}$  0 kNm

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

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  $f_{cd}$  18.81  
 $E_s/E_c$  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

$M_{xRd}$  -374.7 kNm  
 $\sigma_c$  -18.81 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  13.69 ‰  
d 33.8 cm  
x 6.883 x/d 0.2037  
 $\delta$  0.7

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

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

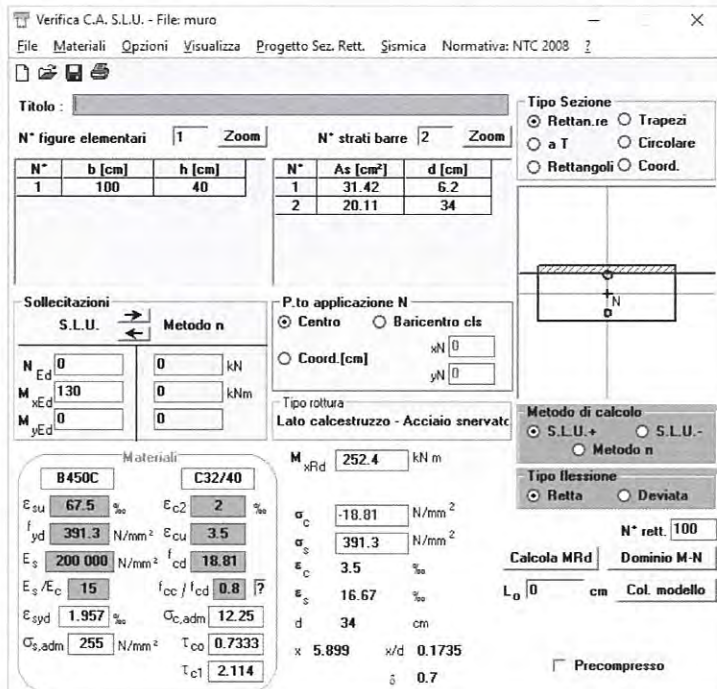
Tipo flessione  
 Retta  Deviata

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

Precompresso

Verificato

Momento  $M_{Ed} = +130$  kNm (tende fibre interne)



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

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

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

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	31.42	6.2
			2	20.11	34

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

$N_{Ed}$  0 kN  
 $M_{xEd}$  130 kNm  
 $M_{yEd}$  0 kNm

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

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  $f_{cd}$  18.81  
 $E_s/E_c$  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

$M_{xRd}$  252.4 kNm  
 $\sigma_c$  -18.81 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  16.67 ‰  
d 34 cm  
x 5.899 x/d 0.1735  
 $\delta$  0.7

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

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

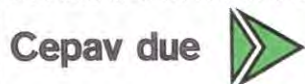
Tipo flessione  
 Retta  Deviata

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

Precompresso

Verificato

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004Rev.  
AFoglio  
45 di 57

Si riporta la verifica di resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti secondo quanto previsto § 4.1.2.1.3 per la sollecitazione più sfavorevole.

**RESISTENZA DI ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO**

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	OK
$b_w$ (cm)	$h$ (cm)	$c$ (cm)	$d$ (cm)	$R_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	(kN)	(kN)	
100.00	40.00	6.20	33.80	40.00	450.00	0.00	215.00	
Resistenza a taglio senza armatura specifica						$V_{Rd}$	$V_{ed} / V_{Rd}$	
$A_{SL,tot}$ (mmq)	$k$	$v_{min}$ (MPa)	$\rho_L$	$\sigma_{cp}$ (MPa)	(kN)			
31.416	1.77	0.47	0.0093	0	225.08	0.96		

Doc. N.

Progetto  
INOR

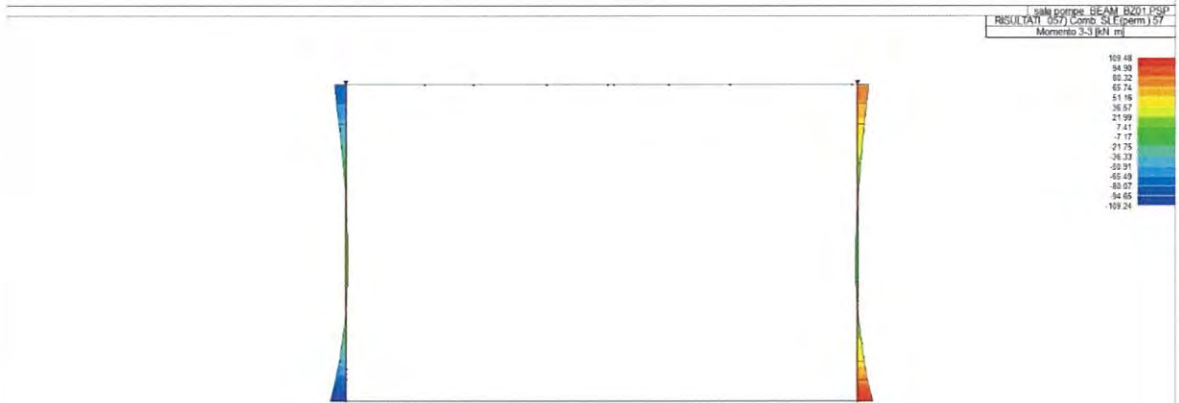
Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004

Rev.  
A

Foglio  
46 di 57

11.2.3. Sollecitazioni SLE



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 004	Rev. A	Foglio 47 di 57
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

### 11.2.4. Verifiche SLE

Le verifiche agli stati limite di esercizio vengono svolte secondo quanto visto sopra considerando i seguenti limiti per le verifiche a fessurazione.

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	$w_d$
b	Aggressive	frequente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
		quasi permanente	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

### Verifiche tensioni di esercizio

The image shows two side-by-side screenshots of a structural analysis software interface. Both windows are titled 'Verifica C.A. S.L.U. - File: muro'.

- Left Window (RARA):** Shows a table of reinforcement bars with  $N^*$  values of 100 and 40. The calculated concrete stress  $\sigma_c$  is -12.13 N/mm<sup>2</sup> and the steel stress  $\sigma_s$  is 304.9 N/mm<sup>2</sup>. The concrete strain  $\epsilon_s$  is 1.524‰.
- Right Window (QP):** Shows the same reinforcement table. The calculated concrete stress  $\sigma_c$  is -4.764 N/mm<sup>2</sup> and the steel stress  $\sigma_s$  is 119.8 N/mm<sup>2</sup>. The concrete strain  $\epsilon_s$  is 0.5988‰.

Both windows include a 'Verifica' button and a 'Precompresso' checkbox. The 'Metodo di calcolo' is set to 'S.L.U. + Metodo n'.

Combinazione RARA

$$\sigma_c = 12.1 \text{ MPa} \leq 19.9 \text{ MPa} (= 0.60 f_{ck})$$

Verificato

$$\sigma_s = 304.9 \text{ MPa} \leq 313 \text{ MPa} (= 0.80 f_{yk})$$

Verificato

Combinazione QP

$$\sigma_c = 4.7 \text{ MPa} \leq 14.94 \text{ MPa} (= 0.45 f_{ck})$$

Verificato

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004Rev.  
AFoglio  
48 di 57Verifiche fessurazione

<b>Calcolo tensioni per la Combinazione:</b>	<b>Frequente</b>		
momento sollecitante comb. caratt. (valore assoluto)	$M_{Ed,caratt}$	215.00	kNm
posizione asse neutro	x	12.66	cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J_x$	290818.73	cm <sup>4</sup>
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>-9.36</b>	<b>MPa</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>234.43</b>	<b>MPa</b>

(- compressione, + trazione)

(- compressione, + trazione)

$\alpha_e$	6.24	
$A_{c,eff}$	911.3346379	cm <sup>2</sup>
$\rho_{eff}$	0.03	
$k_t$	0.4	
$\epsilon_{sm}$	<b>9.0826E-04</b>	

$\phi_{eq}$	2.00	cm
$c_{eff}$	5.2	cm
<b>Tipo di barre</b>	<b>barre a.m.</b>	
<b>Sollecitazione prevalente</b>	<b>flessione</b>	
$k_1$	0.8	
$k_2$	0.5	
$\Delta_{smax}$	<b>275.43</b>	<b>mm</b>

$w_d$	<b>0.250</b>	<b>mm</b>
-------	--------------	-----------

OK

<b>Calcolo tensioni per la Combinazione:</b>	<b>Quasi permanente</b>		
momento sollecitante comb. caratt. (valore assoluto)	$M_{Ed,caratt}$	110.00	kNm
posizione asse neutro	x	12.66	cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J_x$	290818.73	cm <sup>4</sup>
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>-4.79</b>	<b>MPa</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>119.94</b>	<b>MPa</b>

(- compressione, + trazione)

(- compressione, + trazione)

$\alpha_e$	6.24	
$A_{c,eff}$	911.3346379	cm <sup>2</sup>
$\rho_{eff}$	0.03	
$k_t$	0.4	
$\epsilon_{sm}$	<b>3.6307E-04</b>	

$\phi_{eq}$	2.00	cm
$c_{eff}$	5.2	cm
<b>Tipo di barre</b>	<b>barre a.m.</b>	
<b>Sollecitazione prevalente</b>	<b>flessione</b>	
$k_1$	0.8	
$k_2$	0.5	
$\Delta_{smax}$	<b>275.43</b>	<b>mm</b>

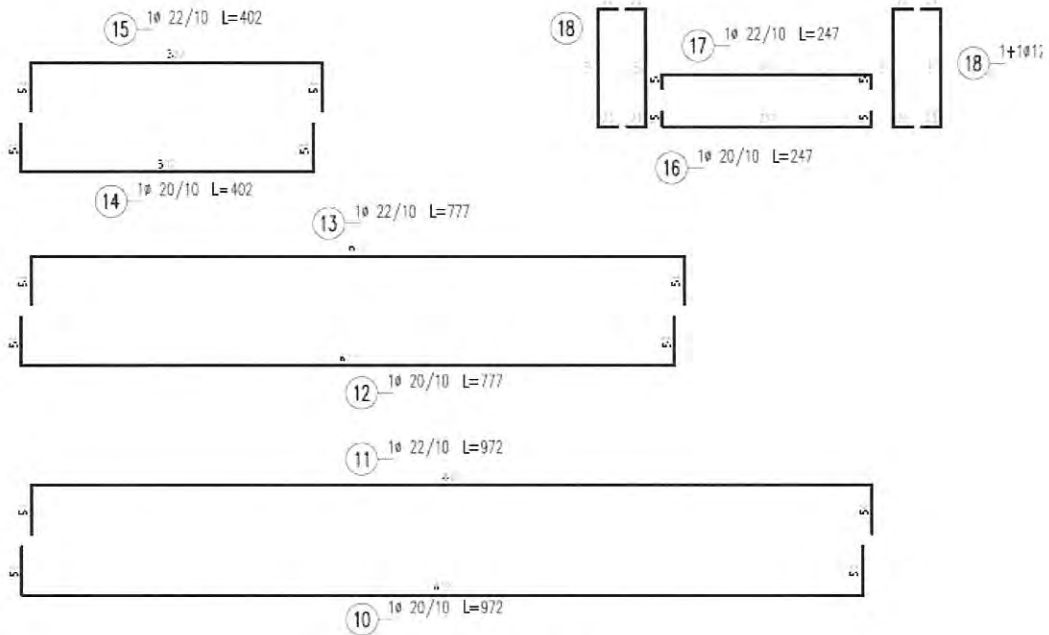
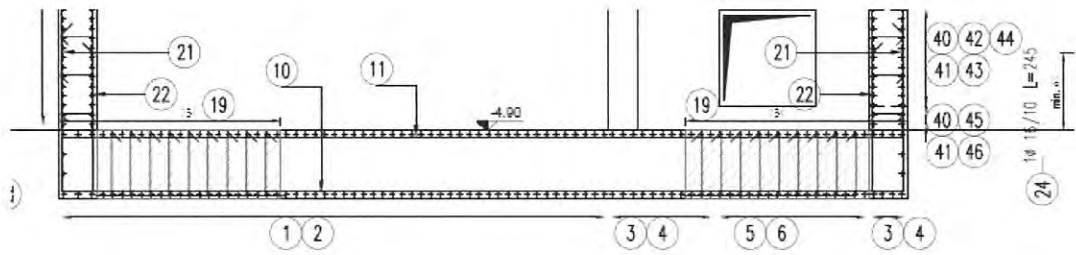
$w_d$	<b>0.100</b>	<b>mm</b>
-------	--------------	-----------

OK



**11.3. Fondazione**

La platea di fondazione presenta in pianta una forma rettangolare 15 m x 7.70 m con spessore di 80 cm; si riportano delle immagini delle armature rimandando per maggiori dettagli agli elaborati grafici di progetto.



*Armatura soletta di copertura*

Doc. N.

Progetto  
INOR

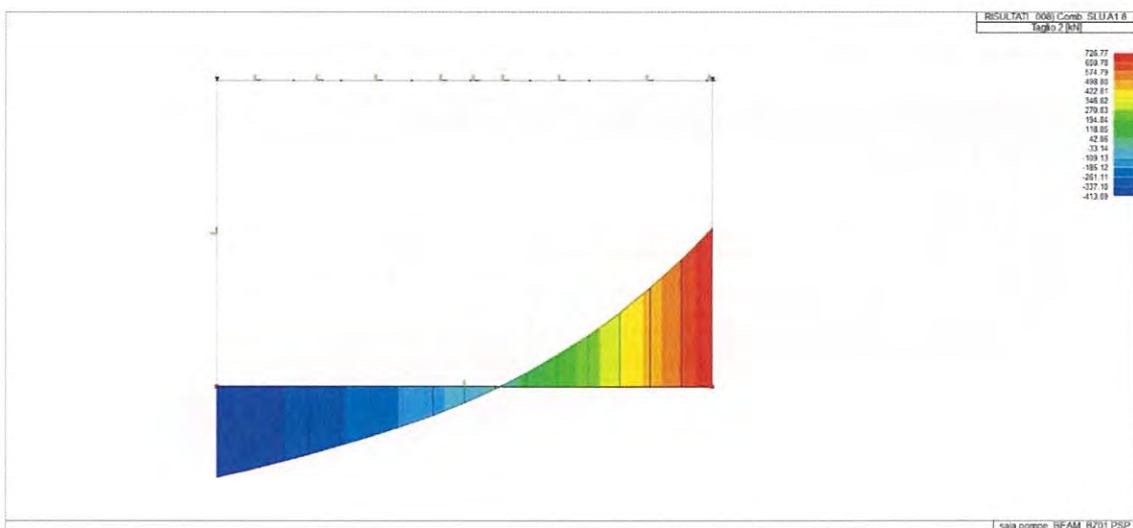
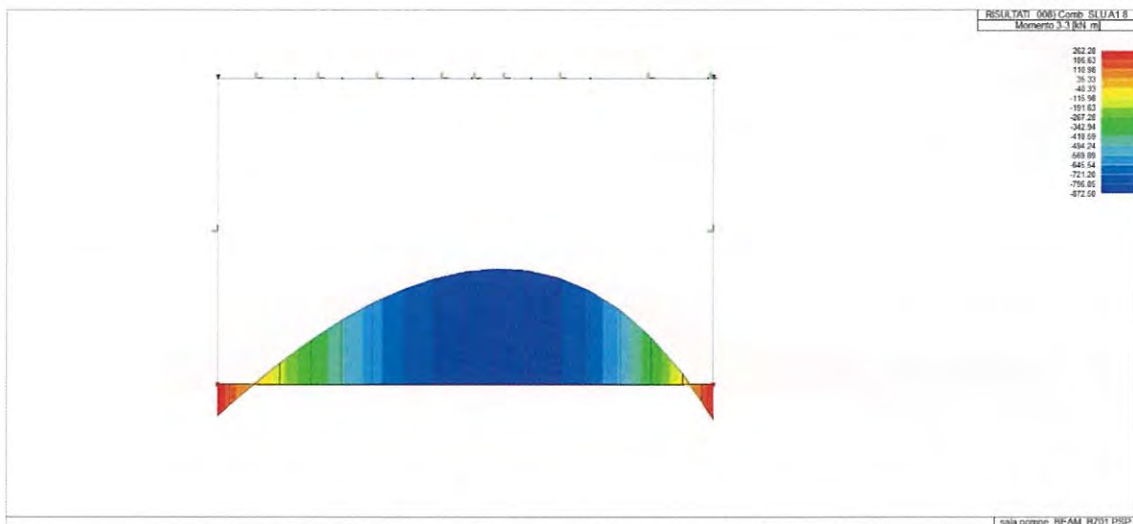
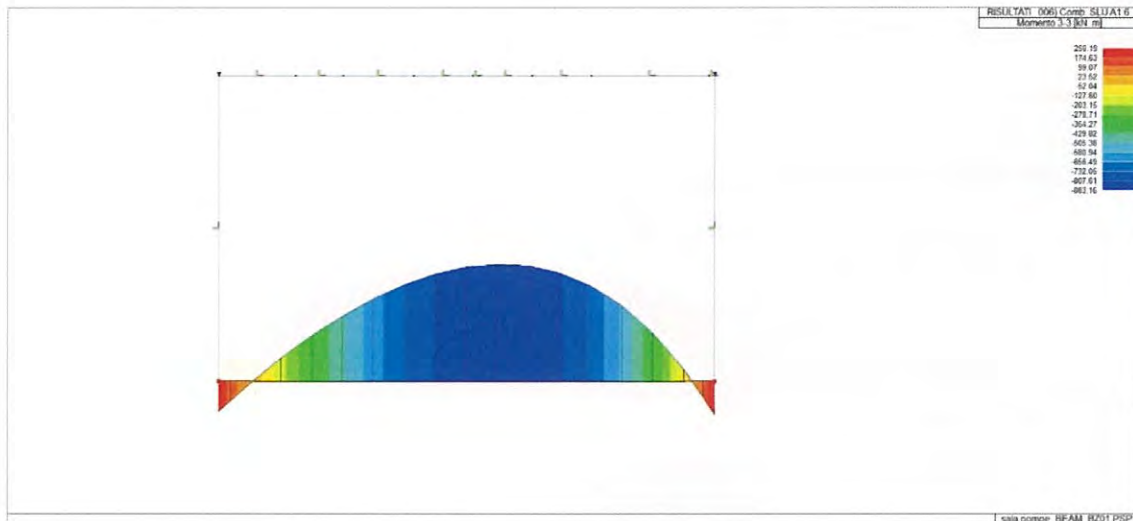
Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004

Rev.  
A

Foglio  
50 di 57

**11.3.1. Sollecitazioni SLU**



### 11.3.2. Verifiche SLU

$M_{Ed} = -885$  kNm (fibre tese estradosso platea)

Verifica C.A. S.L.U. - File: FONDAZIONE\_00

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

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

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	38.01	6.3
			2	31.42	63.8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

$N_{Ed}$  0 kN  
 $M_{Ed}$  -885 kNm  
 $M_{yEd}$  0 kNm  
 $M_{zEd}$  0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Coord. [cm]: xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

$L_0$  0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C30/37

$E_{stl}$  67.5 %  $E_{c2}$  2 %  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $E_{cu}$  3.5  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $E_{syd}$  1.957 %  $\sigma_{c,adm}$  11.5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6933  
 $\tau_{c1}$  2.029

$M_{xRd}$  -886.9 kNm  
 $\sigma_c$  -17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 %  
 $\epsilon_s$  25.48 %  
d 63.7 cm  
x 7.694  $x/d$  0.1208  
 $\delta$  0.7

**Verificato**

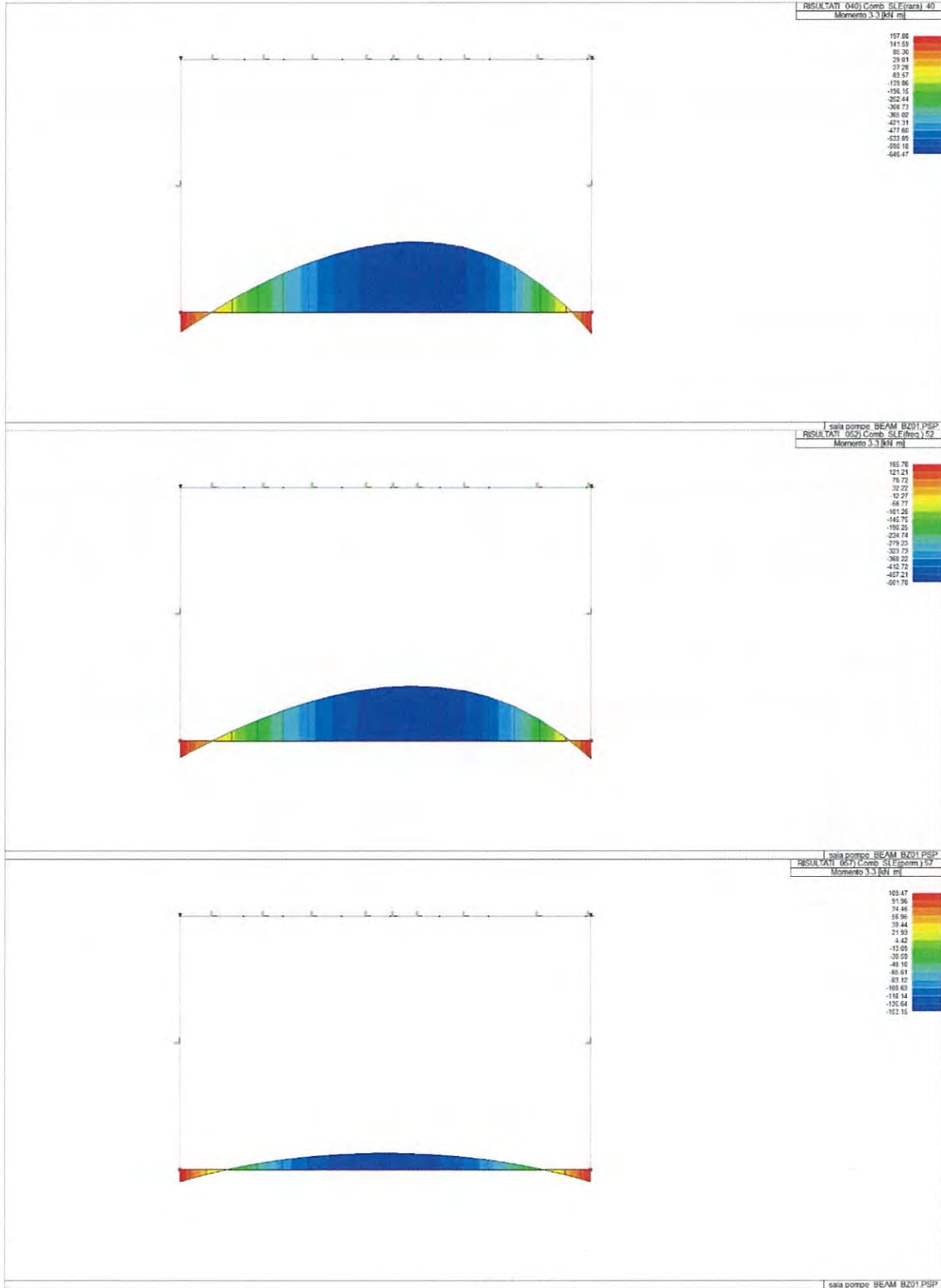
Si riporta la verifica di resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti secondo quanto previsto § 4.1.2.1.3 per la sollecitazione più sfavorevole.

RESISTENZA DI ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO								
GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	NO !!!
$b_w$ (cm)	h (cm)	c (cm)	d (cm)	$R_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	(kN)	(kN)	
100.00	70.00	6.20	63.80	37.00	450.00	0.00	730.00	
Resistenza a taglio senza armatura specifica						$V_{Rd}$	$V_{Ed} / V_{Rd}$	
$A_{SL,tot}$ (mmq)	k	$v_{min}$ (MPa)	$\rho_L$	$\sigma_{cp}$ (MPa)	(kN)			
31.416	1.56	0.38	0.0049	0	295.32	2.47		

RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO								
GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	OK
$b_w$ (cm)	h (cm)	c (cm)	d (cm)	$R_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	(kN)	(kN)	
100.00	70.00	6.20	63.80	37.00	450.00	0.00	730.00	
ARMATURE A TAGLIO						$V_{Rd}$	$V_{Ed} / V_{Rd}$	
$n_{b,sw}$	$\Phi_{sw}$ (mm)	s (cm)	$A_{sw}$ (mmq)	$\alpha$ (°)	$\vartheta$ (°)	(kN)		
5	10	20.00	392.70	90.00	30.00	764.11	0.96	

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 004	Rev. A	Foglio 52 di 57
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

**11.3.3. Sollecitazioni SLE**



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 004	Rev. A	Foglio 53 di 57
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

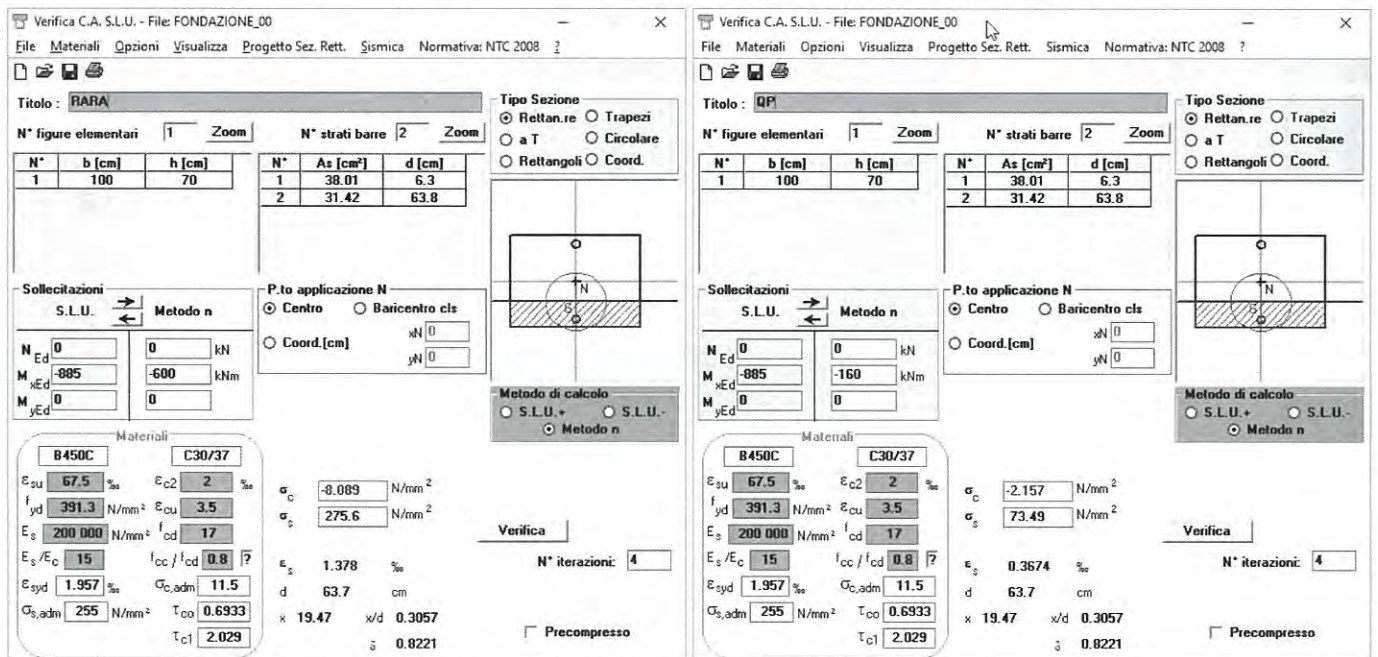
### 11.3.4. Verifiche SLE

Le verifiche agli stati limite di esercizio vengono svolte secondo quanto visto sopra considerando i seguenti limiti per le verifiche a fessurazione.

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	$w_d$
b	Aggressive	frequente	$\leq w_2 = 0.3\text{mm}$
		quasi permanente	$\leq w_1 = 0.2\text{mm}$

### Verifiche tensioni di esercizio

Si riportano le verifiche più sfavorevoli.



**Verifica C.A. S.L.U. - File: FONDAZIONE\_00**

**Titolo: RARA**

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	38.01	6.3
			2	31.42	63.8

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
M<sub>xEd</sub>: -885 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: Metodo n

Materiali: B450C, C30/37

$\sigma_c$ : -8.089 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 275.6 N/mm²

$\epsilon_s$ : 1.378 ‰  
d: 63.7 cm  
x/d: 19.47

N° iterazioni: 4

**Verifica**

---

**Verifica C.A. S.L.U. - File: FONDAZIONE\_00**

**Titolo: QP**

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	38.01	6.3
			2	31.42	63.8

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
M<sub>xEd</sub>: -885 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: Metodo n

Materiali: B450C, C30/37

$\sigma_c$ : -2.157 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 73.49 N/mm²

$\epsilon_s$ : 0.3674 ‰  
d: 63.7 cm  
x/d: 19.47

N° iterazioni: 4

**Verifica**

Combinazione RARA

$$\sigma_c = 8.1 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} (= 0.60 f_{ck})$$

**Verificato**

$$\sigma_s = 275.6 \text{ MPa} \leq 313 \text{ MPa} (= 0.80 f_{yk})$$

**Verificato**

Combinazione QP

$$\sigma_c = 2.15 \text{ MPa} \leq 13.5 \text{ MPa} (= 0.45 f_{ck})$$

**Verificato**

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 004Rev.  
AFoglio  
54 di 57

## Verifiche fessurazione

<b>Calcolo tensioni per la Combinazione:</b>	<b>Frequente</b>	
momento sollecitante comb. caratt. (valore assoluto)	$M_{Ed,caratt}$	505.00 kNm
posizione asse neutro	x	19.49 cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J_x$	1443234.57 cm <sup>4</sup>
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>-6.82 MPa</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>232.04 MPa</b>

(- compressione, + trazione)

(- compressione, + trazione)

$\alpha_e$	6.36	
$A_{c,eff}$	1575	cm <sup>2</sup>
$\rho_{eff}$	0.02	
$k_t$	0.4	
$\epsilon_{sm}$	<b>8.3714E-04</b>	

$\phi_{eq}$	2.20	cm
$C_{eff}$	5.2	cm
<b>Tipo di barre</b>	<b>barre a.m.</b>	
<b>Sollecitazione prevalente</b>	<b>flessione</b>	
$k_1$	0.8	
$k_2$	0.5	
$\Delta_{smax}$	<b>331.76</b>	<b>mm</b>

<b><math>w_d</math></b>	<b>0.278</b>	<b>mm</b>
-------------------------	--------------	-----------

OK

<b>Calcolo tensioni per la Combinazione:</b>	<b>Quasi permanente</b>	
momento sollecitante comb. caratt. (valore assoluto)	$M_{Ed,caratt}$	160.00 kNm
posizione asse neutro	x	19.49 cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J_x$	1443234.57 cm <sup>4</sup>
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>-2.16 MPa</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>73.52 MPa</b>

(- compressione, + trazione)

(- compressione, + trazione)

$\alpha_e$	6.36	
$A_{c,eff}$	1575	cm <sup>2</sup>
$\rho_{eff}$	0.02	
$k_t$	0.4	
$\epsilon_{sm}$	<b>2.1005E-04</b>	

$\phi_{eq}$	2.20	cm
$C_{eff}$	5.2	cm
<b>Tipo di barre</b>	<b>barre a.m.</b>	
<b>Sollecitazione prevalente</b>	<b>flessione</b>	
$k_1$	0.8	
$k_2$	0.5	
$\Delta_{smax}$	<b>331.76</b>	<b>mm</b>

<b><math>w_d</math></b>	<b>0.070</b>	<b>mm</b>
-------------------------	--------------	-----------

OK

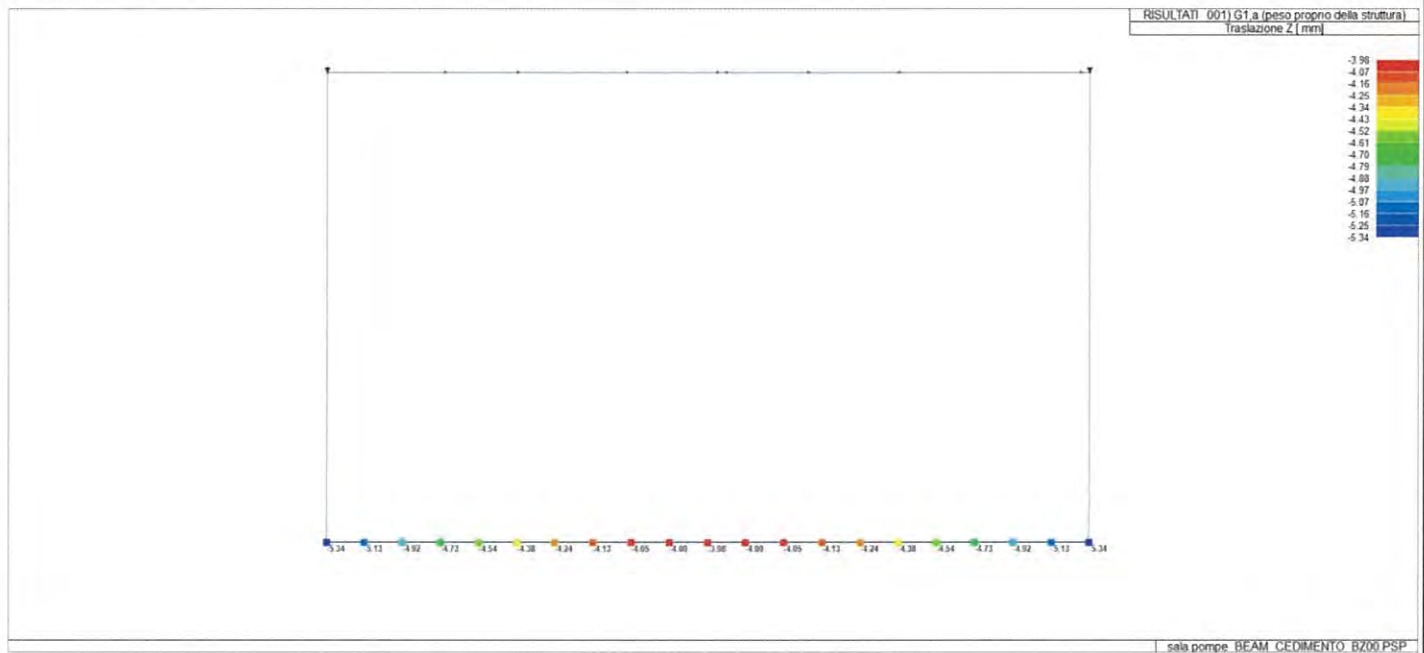


Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 004	Rev. A	Foglio 56 di 57
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

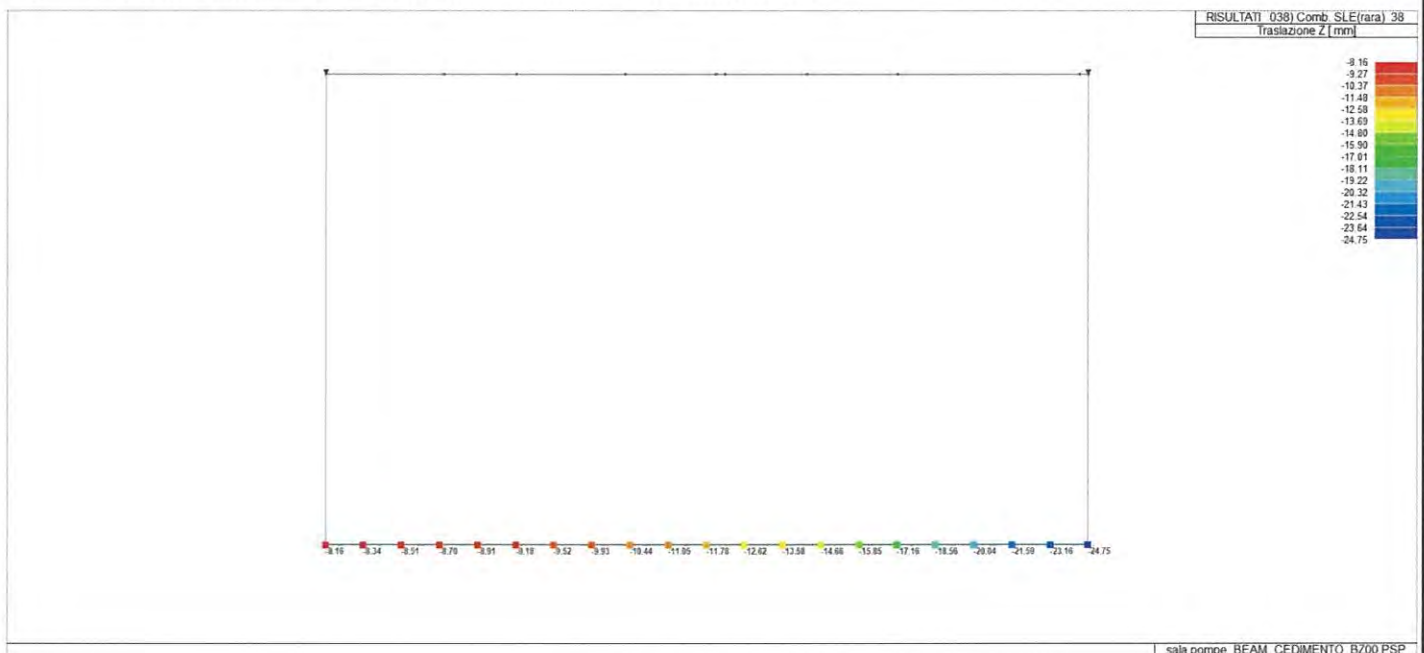
**11.3.6. Cedimenti attesi**

Si riportano le mappe con il dettaglio dei cedimenti relativi alla platea di fondazione per la combinazione statica (G1 = solo peso proprio) e caratteristica.

**Cedimenti della platea di fondazione nella combinazione G1**

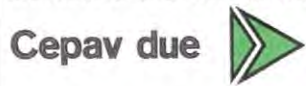


**Cedimenti della platea di fondazione nella combinazione caratteristica**





GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E2 CL OV 15C 0 004

Rev.  
A

Foglio  
57 di 57

Il primo cedimento avviene contestualmente alla realizzazione dell'opera mentre il secondo è associato alla combinazione caratteristica, ovvero definisce quella attesa di progetto. Ai fini impiantistici, il massimo cedimento è pari a circa 20 mm.