

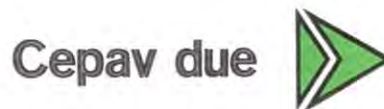
COMMITTENTE:



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 VASCA DI DECANTAZIONE (+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	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	O V 1 5 C 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE						PROVINCIA DI MILANO	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Ingegnere	Geometra
A	Emissione	ZAMPERIN	01/10/18	CARLI	01/10/18	TOMMASO TARANTA Ingegnere Civile ed Ambientale Industriale dell'Informazione	PAOLO GALVANIN Sez. A. Settori: civile e ambientale Industriale n° A 21784 Data: 01/10/2018 MILANO
B							
C							

CIG. 751447334A      File: ANQ10E2CLOV15C0001A.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

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

CUP: F81H91000000008

**INDICE**

1.	GENERALITA' .....	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
3.	MATERIALI .....	6
3.1.	CALCESTRUZZO FONDAZIONE .....	6
3.2.	CALCESTRUZZO ELEVAZIONI .....	7
3.3.	ACCIAIO BARRE D'ARMATURA .....	8
4.	DURABILITA' STRUTTURALE .....	9
4.1.	CLASSI DI ESPOSIZIONE E PRESCRIZIONE DEL CALCESTRUZZO .....	9
4.2.	COPRIFERRI DELLE ARMATURE .....	10
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	11
5.1.	MODELLO STRATIGRAFICO E GEOTECNICO .....	11
5.2.	INTERVENTI DI BONIFICA DEGLI STRATI DI RIPORTO ANTROPICO .....	12
6.	INQUADRAMENTO SISMICO .....	13
6.1.	VITA NOMINALE .....	13
6.2.	CLASSI D'USO .....	13
6.3.	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	15
6.4.	UBICAZIONE DEL SITO .....	15
6.5.	MODELLAZIONE AZIONE SISMICA .....	16
6.5.1.	<i>Fattore di struttura</i> .....	18
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 TERRAPIENO .....	21
7.6.	AZIONI SISMICHE .....	21
8.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	24



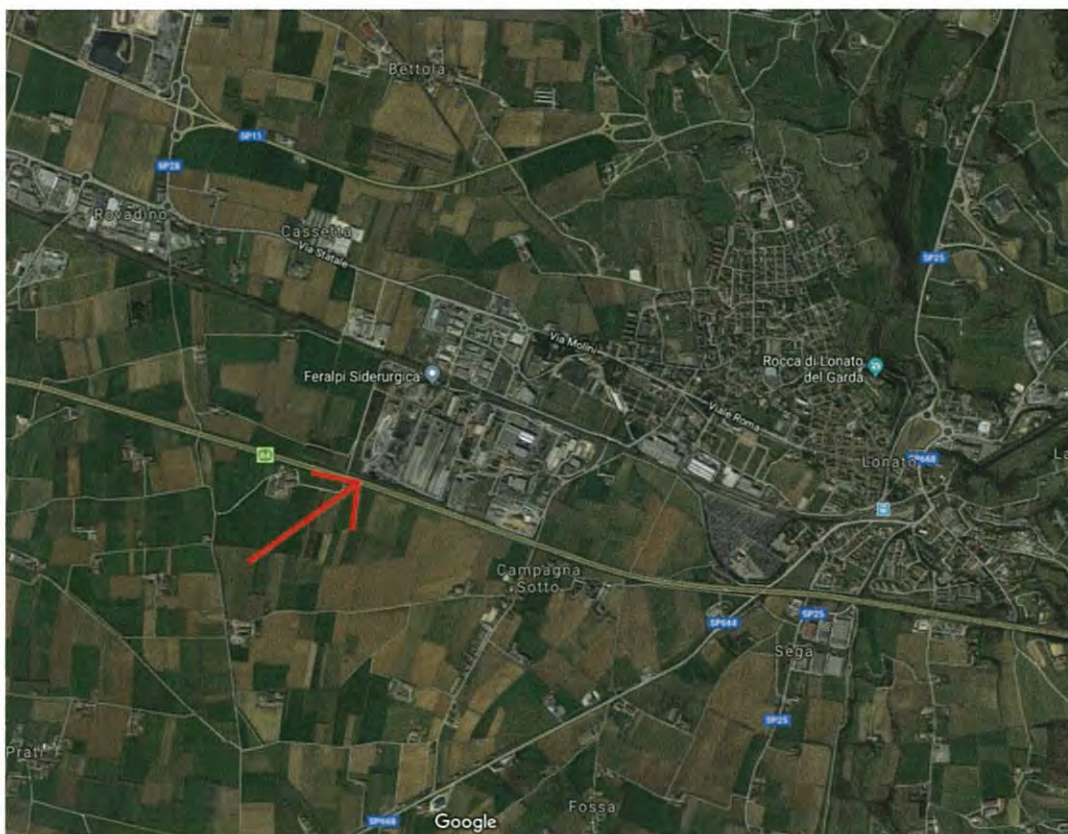
Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 001	Rev. A	Foglio 3 di 58
8.1.					24
CASI DI CARICO ELEMENTARI.....					
8.2.					24
COMBINAZIONI .....					
8.2.1.					29
<i>Combinazione azione statiche (SLU e SLE) .....</i>					
8.2.2.					31
<i>Combinazione azione sismiche SLV.....</i>					
9.					32
MODELLO DI CALCOLO.....					
9.1.					32
PARAMETRI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA .....					
10.					34
VERIFICHE .....					
10.1.					34
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....					
10.1.1.					34
<i>Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali) .....</i>					
10.1.2.					35
<i>Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti .....</i>					
10.2.					37
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....					
10.2.1.					37
<i>Verifica delle tensioni di esercizio.....</i>					
10.2.2.					37
<i>Verifiche a fessurazione.....</i>					
11.					39
MURI.....					
11.1.					40
SOLLECITAZIONI SLU.....					
11.2.					41
VERIFICHE SLU .....					
11.3.					43
SOLLECITAZIONI SLE .....					
11.4.					45
VERIFICHE SLE .....					
12.					49
FONDAZIONE.....					
12.1.					50
SOLLECITAZIONI SLU.....					
12.2.					51
VERIFICHE SLU .....					
12.3.					52
SOLLECITAZIONI SLE .....					
12.4.					54
VERIFICHE SLE .....					
12.5.					56
PRESSIONI FONDAZIONE.....					
12.5.1.					57
<i>Cedimenti attesi .....</i>					



## 1. GENERALITA'

Oggetto del presente elaborato è la verifica statica e sismica della nuova vasca con decantatore e l'annessa sala pompe posizionate 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 vasca ha una pianta pressoché rettangolare 35m x 15m con profondità di circa 4 m con un ulteriore approfondimento in adiacenza alla sala pompe di circa 6m facendo riferimento all'estradosso della platea. La vasca, priva di copertura, è costituita da muri di sostegno con spessore di 40cm e platea di fondazione di 60cm.

## 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]

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA


**ITALFERR**  
 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001Rev.  
AFoglio  
6 di 58

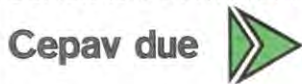
### 3. MATERIALI

#### 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>

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001Rev.  
AFoglio  
7 di 58

## 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	$\alpha$	$1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
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 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 MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a trazione</b>	<b><math>f_{ctd}</math></b>	<b>1.45 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 MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)</b>	<b><math>\sigma_{c,rara}</math></b>	<b>19.92 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 MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione quasi permanente</b>	<b><math>\sigma_{c,q.p.}</math></b>	<b>14.94 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 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 MPa</b>

**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. Copriferrì 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 (copriferrò) 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	Copriferrò minimo	Controllo qualità	Tolleranza	Copriferrò utilizzato
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]
C30/37 C32/40	XC4/XA1	Aggressive	Piastra	30	NO	10	<b>40</b>

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 aerea, 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**.

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001

Rev.  
A

Foglio  
14 di 58

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

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  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  $C_U$  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  $C_U$

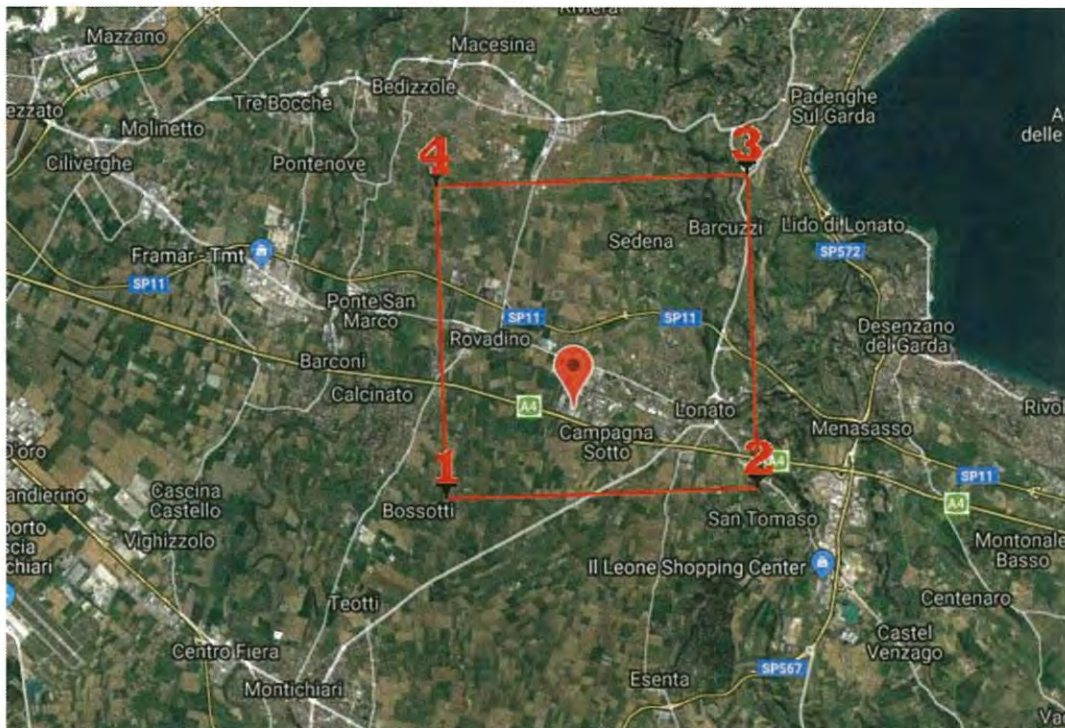
Per l'opera presentata il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 50 \cdot 1.0 = 50$  anni.

### 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



### 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 $c_{v,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi 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 $70 < c_{v,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi 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 $c_{v,30} < 70$ 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 $V_s > 800$ 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



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

$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55$  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;

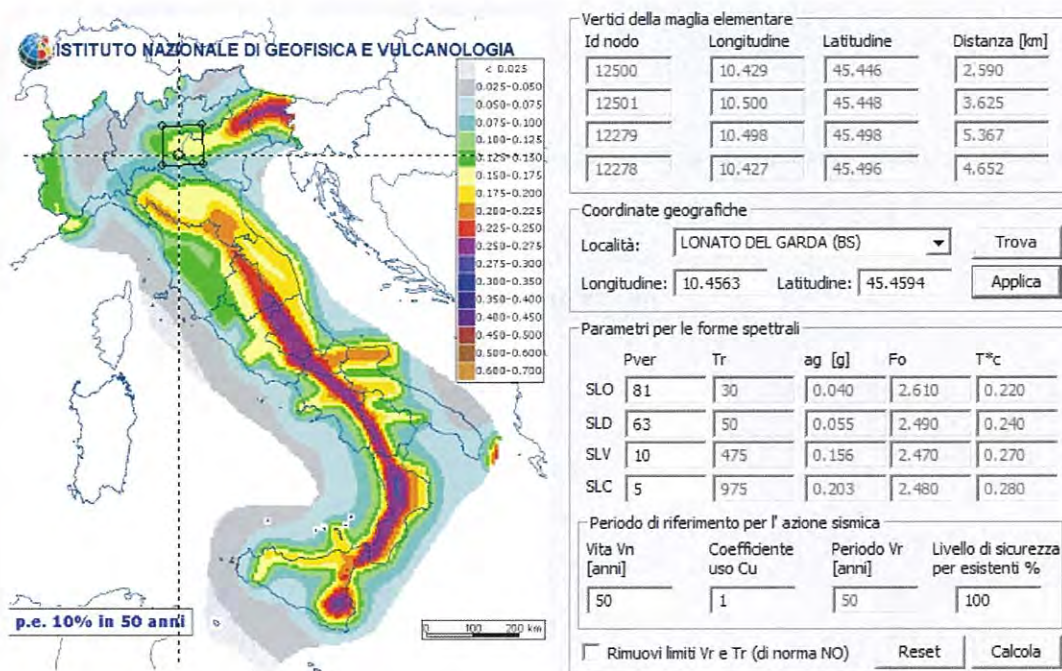
Secondo le NTC-08 i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  possono essere determinati secondo le seguenti espressioni.

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001Rev.  
AFoglio  
18 di 58

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

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



### Pericolosità sismica

#### 6.5.1. Fattore di struttura

Le capacità dissipative della struttura possono essere considerate nella fase di analisi attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare è lo spettro elastico ridotto sostituendo nelle formule corrispondenti  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. Si assume comunque  $S_d(T) \geq 0,2ag$ .

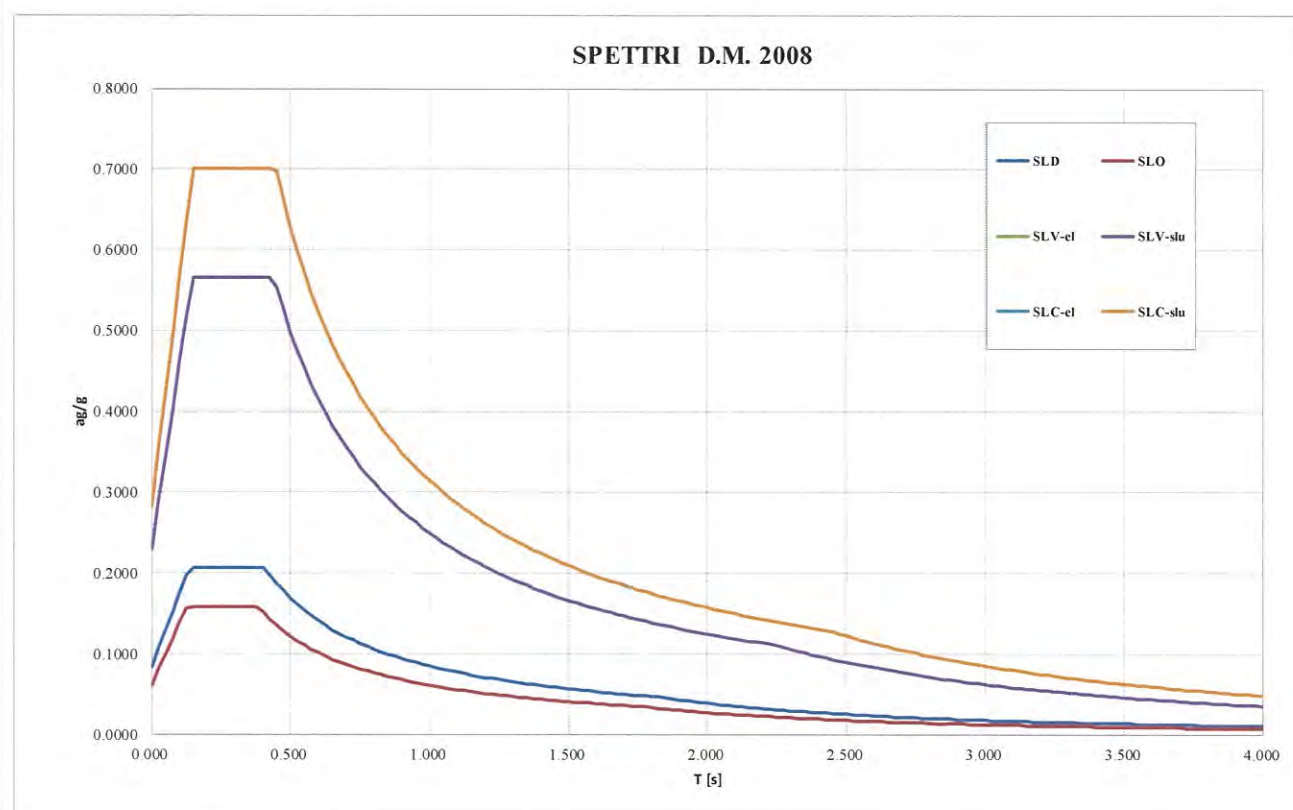
Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 * K_R$$

$q_0$  valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $a_u/a_l$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

$K_R$  fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

Per la costruzione in oggetto, si trascura la capacità dissipativa delle strutture assumendo  $q = 1.00$  per la componente orizzontale dello spettro di progetto.





## 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>3</sup>.

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

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale idoneo. In via cautelare, considerando il muro rigido e quindi una spinta a riposo, si sono assunti i seguenti parametri geotecnici:

peso specifico  $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$

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 portati di tipo distribuito dovuti principalmente ai getti di seconda fase:

$G_2$ distribuito	$G_2$ (kN/m <sup>2</sup> )
- platea fondazione zona con altezza muro 5 m	8.75
- platea fondazione zona con altezza muro 7 m	12.0

### 7.4. Carichi variabili

All'interno della vasca si trova del liquame il quale esercita una pressione sia sui muri che sulla platea di fondazione. Tale pressione è variabile con la profondità  $z$  e secondo l'equazione:

$$p = \gamma_l \cdot z$$

con  $\gamma_l = 16 \text{ kN/m}^3$  peso specifico del liquame. Per le due altezze di riferimento, al fondo della vasca si avranno le seguenti pressioni:

$$\text{Per } H=4.95 \text{ m si ottiene } p=16 \text{ kN/m}^3 \times 3 \text{ m}= 48 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Per } H =6.30 \text{ m si ottiene } p=16 \text{ kN/m}^3 \times 5.2 \text{ m}= 83.2 \text{ kN/m}^2$$

Inoltre, si sono considerati due carichi puntuali di:

$Q_a = 14$  kN dovuti alla presenza del carroponete, applicati in testa ai muri di sostegno;

$Q_b = 12$  kN dovuti allo scarico della colonna applicata nella soletta a sbalzo con eccentricità di 0.37m dall'asse del muro.

### 7.5. Carichi variabili da traffico su terrapieno

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

### 7.6. Azioni sismiche

Per quanto riguarda la porzione di struttura non interrata, rispettando le prescrizioni di cui al § 3.2 delle NTC08 (vedi § 5 del presente elaborato), l'effetto dell'azione sismica viene calcolata considerando il totale delle masse G associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

$G_1$  masse dei pesi propri strutturali

$G_2$  masse dei carichi permanenti non strutturali

$Q_{kj}$  masse dei carichi accidentali

Si esegue l'analisi dinamica lineare, per la porzione di struttura non interrata, con fattore di struttura  $q=1$ , prendendo in considerazione modi tali da eccitare almeno 85% della massa.

Per quanto riguarda la porzione di struttura interrata, l'analisi della sicurezza 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:

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

dove:

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

$g$  = 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 viene calcolato per le due diverse condizioni di interramento:

- altezza terreno rispetto quota fondazione  $H_1 = 1.95$  m;
- altezza terreno rispetto quota fondazione  $H_2 = 4.0$  m nella zona più profonda della vasca (adiacente alla sala pompe).

Incremento sismico  $H_1 = 1.95$  m

**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
$\gamma_{\phi'}$	<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**

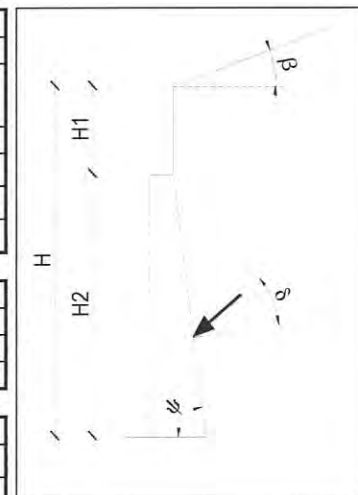
$\psi$	<b>90°</b>	inclinazione della parete del muro rivolta a monte
$\beta$	<b>0°</b>	inclinazione della superficie del terrapieno
H	<b>1.95</b>	m altezza totale del muro compresa fondazione

**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>22.01</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>16.55</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)

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001Rev.  
AFoglio  
23 di 58Incremento sismico  $H_2 = 4.0$  m**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)
$S = S_S \times S_T$	1.4686		(DM 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)
$a_{max} / g = S \times a_g / g$	0.2291	(adimensionale)	(DM 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)
$\beta_m$	1.00	per muro "Rigido" uguale a 1	(DM 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)
$k_h$	0.22910	coeff. sismico orizzontale	(DM 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)
$k_v = 0,5 \times k_h$	0.11455	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
$\gamma_{\phi'}$	<b>1.00</b>	coeff. riduttivo caratteristiche terreno
$\phi_d'$	23.00°	valore di progetto dell'angolo di attrito del terreno
$\delta_d$	0.00°	valore di progetto dell'angolo di attrito terra-muro

**CARATTERISTICHE MURO**

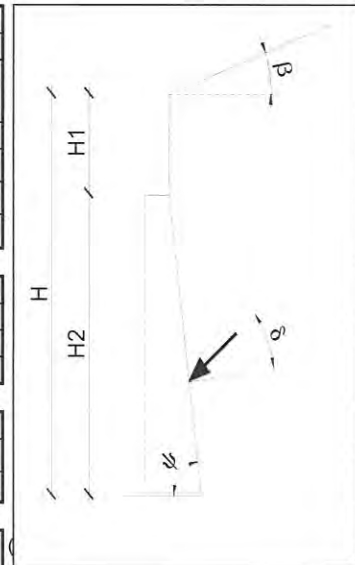
$\psi$	<b>90°</b>	inclinazione della parete del muro rivolta a monte
$\beta$	<b>0°</b>	inclinazione della superficie del terrapieno
H	<b>4.00</b>	m altezza totale del muro compresa fondazione

**SPINTA STATICA**

$k_0 = 1 - \text{sen } \phi$	0.6093	coeff. di spinta a riposo calcolato con la formula di Jaky
$S_{(stat)}$	92.61	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>69.65</b>	kN incremento di spinta dovuto al sisma, applicato a metà altezza del muro (formula di Wood)
---------------------	--------------	--





## 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 statica del terreno
G <sub>2,a</sub>	LC3	Permanenti portati platea
Q <sub>a</sub>	LC4	Variabile traffico su terrapieno
Q <sub>b</sub>	LC5	Variabile spinta interna liquame
Q <sub>b</sub>	LC6	Variabile carroponete
Q <sub>neve</sub>	LC7	Variabile scarico colonna

Casi di carico per azioni sismiche:

Tipo	Caso di carico	Descrizione
E <sub>d</sub> (SLV dinamico)	LC8	Sisma
ΔE <sub>d</sub> (SLV pseudostatico)	LC9	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 omessi 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”.

Nelle formule precedenti il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- $\gamma_{Qi}$  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	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (1)	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	$\gamma_{Q1}$	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 2.6.1 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 <sup>(1)</sup>	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 6.2.1 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
Coestione 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

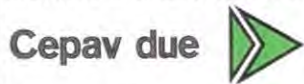
*Tabella 6.5.I NTC08 – Coefficienti parziali  $\gamma_r$  per le verifiche agli SLU di tipo STR e GEO di muri di sostegno*

**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 A11	1	1.3	1.3	1.5	0	1.5	0	0
Comb. SLU A12	1	1.3	1.3	1.5	0	0	0	1.5
Comb. SLU A13	1	1.3	1.3	1.5	0	0	1.5	0
Comb. SLU A14	1	1.3	1.3	1.5	0	0	1.5	1.5
Comb. SLU A15	1	1.3	1.3	1.5	0	1.5	0	0
Comb. SLU A16	1	1.3	1.3	1.5	0	1.5	0	1.5
Comb. SLU A17	1	1.3	1.3	1.5	0	1.5	1.5	0
Comb. SLU A18	1	1.3	1.3	1.5	0	1.5	1.5	1.5
Comb. SLU A19	1	1.3	1.3	1.5	1.35	0	0	0
Comb. SLU A110	1	1.3	1.3	1.5	1.35	0	0	1.5
Comb. SLU A111	1	1.3	1.3	1.5	1.35	0	1.5	0
Comb. SLU A112	1	1.3	1.3	1.5	1.35	0	1.5	1.5
Comb. SLU A113	1	1.3	1.3	1.5	1.35	1.5	0	0
Comb. SLU A114	1	1.3	1.3	1.5	1.35	1.5	0	1.5
Comb. SLU A115	1	1.3	1.3	1.5	1.35	1.5	1.5	0
Comb. SLU A116	1	1.3	1.3	1.5	1.35	1.5	1.5	1.5
Comb. SLU A117	1	1	1	0	0	0	0	0
Comb. SLU A118	1	1	1	0	0	0	0	1.5
Comb. SLU A119	1	1	1	0	0	0	1.5	0
Comb. SLU A120	1	1	1	0	0	0	1.5	1.5
Comb. SLU A121	1	1	1	0	0	1.5	0	0
Comb. SLU A122	1	1	1	0	0	1.5	0	1.5
Comb. SLU A123	1	1	1	0	0	1.5	1.5	0
Comb. SLU A124	1	1	1	0	0	1.5	1.5	1.5
Comb. SLU A125	1	1	1	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A126	1	1	1	0	1.35	0	0	1.5
Comb. SLU A127	1	1	1	0	1.35	0	1.5	0
Comb. SLU A128	1	1	1	0	1.35	0	1.5	1.5
Comb. SLU A129	1	1	1	0	1.35	1.5	0	0
Comb. SLU A130	1	1	1	0	1.35	1.5	0	1.5
Comb. SLU A131	1	1	1	0	1.35	1.5	1.5	0
Comb. SLU A132	1	1	1	0	1.35	1.5	1.5	1.5
Comb. SLU A133	1	1.3	1.3	1.5	1.013	0	0	0
Comb. SLU A134	1	1.3	1.3	1.5	1.013	0	0	1.5
Comb. SLU A135	1	1.3	1.3	1.5	1.013	0	1.5	0
Comb. SLU A136	1	1.3	1.3	1.5	1.013	0	1.5	1.5
Comb. SLU A137	1	1.3	1.3	1.5	1.013	1.5	0	0
Comb. SLU A138	1	1.3	1.3	1.5	1.013	1.5	0	1.5
Comb. SLU A139	1	1.3	1.3	1.5	1.013	1.5	1.5	0
Comb. SLU A140	1	1.3	1.3	1.5	1.013	1.5	1.5	1.5
Comb. SLU A141	1	1	1	0	1.013	0	0	0
Comb. SLU A142	1	1	1	0	1.013	0	0	1.5
Comb. SLU A143	1	1	1	0	1.013	0	1.5	0
Comb. SLU A144	1	1	1	0	1.013	0	1.5	1.5
Comb. SLU A145	1	1	1	0	1.013	1.5	0	0
Comb. SLU A146	1	1	1	0	1.013	1.5	0	1.5
Comb. SLU A147	1	1	1	0	1.013	1.5	1.5	0
Comb. SLU A148	1	1	1	0	1.013	1.5	1.5	1.5
Comb. SLE(rara) 49	2	1	1	1	0	0	0	0
Comb. SLE(rara) 50	2	1	1	1	0	0	0	1
Comb. SLE(rara) 51	2	1	1	1	0	0	1	0
Comb. SLE(rara) 52	2	1	1	1	0	0	1	1
Comb. SLE(rara) 53	2	1	1	1	0	1	0	0
Comb. SLE(rara) 54	2	1	1	1	0	1	0	1
Comb. SLE(rara) 55	2	1	1	1	0	1	1	0
Comb. SLE(rara) 56	2	1	1	1	0	1	1	1
Comb. SLE(rara) 57	2	1	1	1	1	0	0	0
Comb. SLE(rara) 58	2	1	1	1	1	0	0	1
Comb. SLE(rara) 59	2	1	1	1	1	0	1	0
Comb. SLE(rara) 60	2	1	1	1	1	0	1	1
Comb. SLE(rara) 61	2	1	1	1	1	1	0	0

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



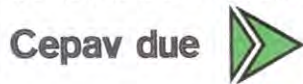
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001Rev.  
AFoglio  
30 di 58

Comb. SLE(rara) 62	2	1	1	1	1	1	0	1
Comb. SLE(rara) 63	2	1	1	1	1	1	1	0
Comb. SLE(rara) 64	2	1	1	1	1	1	1	1
Comb. SLE(rara) 65	2	1	1	1	0.75	0	0	0
Comb. SLE(rara) 66	2	1	1	1	0.75	0	0	1
Comb. SLE(rara) 67	2	1	1	1	0.75	0	1	0
Comb. SLE(rara) 68	2	1	1	1	0.75	0	1	1
Comb. SLE(rara) 69	2	1	1	1	0.75	1	0	0
Comb. SLE(rara) 70	2	1	1	1	0.75	1	0	1
Comb. SLE(rara) 71	2	1	1	1	0.75	1	1	0
Comb. SLE(rara) 72	2	1	1	1	0.75	1	1	1
Comb. SLE(freq.) 73	3	1	1	1	0	0	0	0
Comb. SLE(freq.) 74	3	1	1	1	0	0	0	0.8
Comb. SLE(freq.) 75	3	1	1	1	0	0	0.8	0
Comb. SLE(freq.) 76	3	1	1	1	0	0	0.8	0.8
Comb. SLE(freq.) 77	3	1	1	1	0	0.8	0	0
Comb. SLE(freq.) 78	3	1	1	1	0	0.8	0	0.8
Comb. SLE(freq.) 79	3	1	1	1	0	0.8	0.8	0
Comb. SLE(freq.) 80	3	1	1	1	0	0.8	0.8	0.8
Comb. SLE(freq.) 81	3	1	1	1	0.75	0	0	0
Comb. SLE(freq.) 82	3	1	1	1	0.75	0	0	0.8
Comb. SLE(freq.) 83	3	1	1	1	0.75	0	0.8	0
Comb. SLE(freq.) 84	3	1	1	1	0.75	0	0.8	0.8
Comb. SLE(freq.) 85	3	1	1	1	0.75	0.8	0	0
Comb. SLE(freq.) 86	3	1	1	1	0.75	0.8	0	0.8
Comb. SLE(freq.) 87	3	1	1	1	0.75	0.8	0.8	0
Comb. SLE(freq.) 88	3	1	1	1	0.75	0.8	0.8	0.8
Comb. SLE(freq.) 89	3	1	1	1	0	0.9	0	0
Comb. SLE(freq.) 90	3	1	1	1	0	0.9	0	0.8
Comb. SLE(freq.) 91	3	1	1	1	0	0.9	0.8	0
Comb. SLE(freq.) 92	3	1	1	1	0	0.9	0.8	0.8
Comb. SLE(freq.) 93	3	1	1	1	0	0	0	0
Comb. SLE(freq.) 94	3	1	1	1	0	0	0	0.8
Comb. SLE(freq.) 95	3	1	1	1	0	0	0.8	0
Comb. SLE(freq.) 96	3	1	1	1	0	0	0.8	0.8
Comb. SLE(freq.) 97	3	1	1	1	0	0.9	0	0
Comb. SLE(freq.) 98	3	1	1	1	0	0.9	0	0.8
Comb. SLE(freq.) 99	3	1	1	1	0	0.9	0.8	0
Comb. SLE(freq.) 100	3	1	1	1	0	0.9	0.8	0.8
Comb. SLE(freq.) 101	3	1	1	1	0	0	0.9	0
Comb. SLE(freq.) 102	3	1	1	1	0	0	0.9	0.8
Comb. SLE(freq.) 103	3	1	1	1	0	0.8	0.9	0
Comb. SLE(freq.) 104	3	1	1	1	0	0.8	0.9	0.8
Comb. SLE(freq.) 105	3	1	1	1	0	0	0.9	0
Comb. SLE(freq.) 106	3	1	1	1	0	0	0.9	0.8
Comb. SLE(freq.) 107	3	1	1	1	0	0.8	0	0
Comb. SLE(freq.) 108	3	1	1	1	0	0.8	0	0.8
Comb. SLE(freq.) 109	3	1	1	1	0	0.8	0.9	0
Comb. SLE(freq.) 110	3	1	1	1	0	0.8	0.9	0.8
Comb. SLE(freq.) 111	3	1	1	1	0	0	0	0.9
Comb. SLE(freq.) 112	3	1	1	1	0	0	0.8	0.9
Comb. SLE(freq.) 113	3	1	1	1	0	0.8	0	0.9
Comb. SLE(freq.) 114	3	1	1	1	0	0.8	0.8	0.9
Comb. SLE(freq.) 115	3	1	1	1	0	0	0	0.9
Comb. SLE(freq.) 116	3	1	1	1	0	0	0.8	0.9
Comb. SLE(freq.) 117	3	1	1	1	0	0.8	0	0.9
Comb. SLE(freq.) 118	3	1	1	1	0	0.8	0.8	0
Comb. SLE(freq.) 119	3	1	1	1	0	0.8	0.8	0.9
Comb. SLE(perm.) 120	4	1	1	1	0	0	0	0
Comb. SLE(perm.) 121	4	1	1	1	0	0	0	0.8
Comb. SLE(perm.) 122	4	1	1	1	0	0	0.8	0
Comb. SLE(perm.) 123	4	1	1	1	0	0	0.8	0.8
Comb. SLE(perm.) 124	4	1	1	1	0	0.8	0	0
Comb. SLE(perm.) 125	4	1	1	1	0	0.8	0	0.8
Comb. SLE(perm.) 126	4	1	1	1	0	0.8	0.8	0
Comb. SLE(perm.) 127	4	1	1	1	0	0.8	0.8	0.8
Comb. SLE(perm.) 128	4	1	1	1	0	0	0	0
Comb. SLE(perm.) 129	4	1	1	1	0	0	0	0.8
Comb. SLE(perm.) 130	4	1	1	1	0	0	0.8	0

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001Rev.  
AFoglio  
31 di 58

Comb. SLE(perm.) 131	4	1	1	1	0	0	0.8	0.8
Comb. SLE(perm.) 132	4	1	1	1	0	0.8	0	0
Comb. SLE(perm.) 133	4	1	1	1	0	0.8	0	0.8
Comb. SLE(perm.) 134	4	1	1	1	0	0.8	0.8	0
Comb. SLE(perm.) 135	4	1	1	1	0	0.8	0.8	0.8

### 8.2.2. Combinazione azione sismiche SLV

	tipo	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 1	1	1	1	1	0.2	0.8	0.8	0.8	-1	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 2	1	1	1	1	0.2	0.8	0.8	0.8	-1	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 3	1	1	1	1	0.2	0	0.8	0.8	-1	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 4	1	1	1	1	0.2	0	0.8	0.8	-1	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 5	1	1	1	1	0.2	0.8	0.8	0.8	1	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 6	1	1	1	1	0.2	0.8	0.8	0.8	1	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7	1	1	1	1	0.2	0	0.8	0.8	1	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8	1	1	1	1	0.2	0	0.8	0.8	1	1



## 9. MODELLO DI CALCOLO

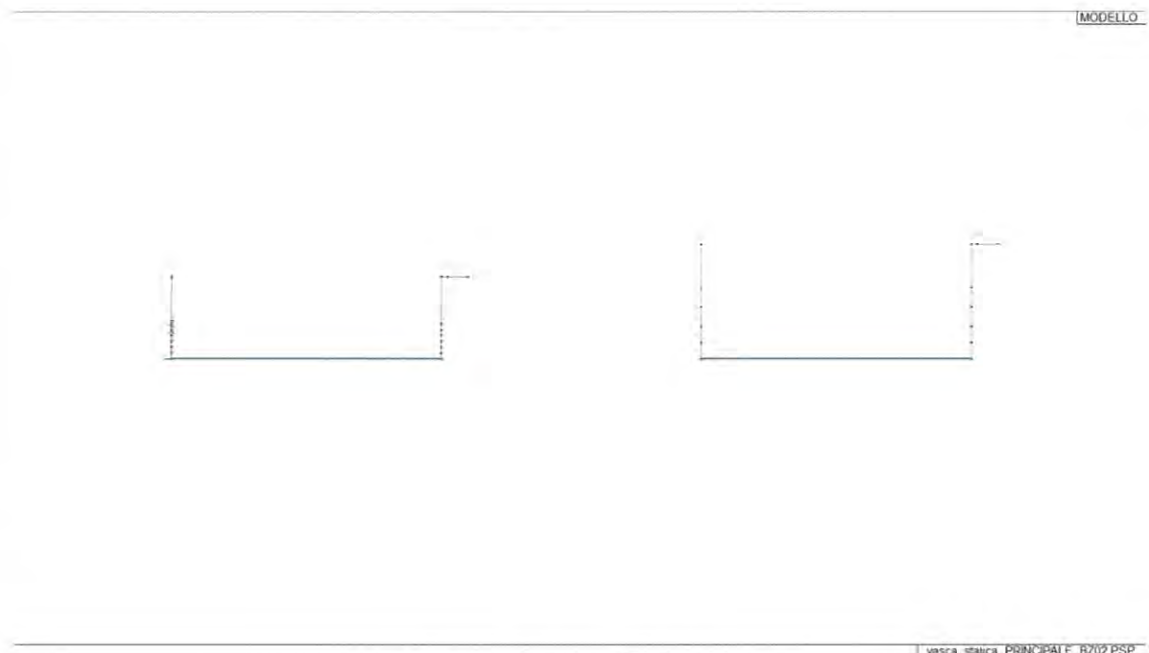
La valutazione della sicurezza è eseguita con riferimento al comportamento statico e sismico globale, attraverso i criteri di modellazione e di verifica definiti di seguito.

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 della vasca realizzata dalla platea e dai muri di sostegno. La fondazione è stata modellata con un elemento beam su molle alla "Winkler" (rigidezza  $10\,000\text{ kN/m}^3$ ). Per il caso di carico rappresentato dal liquame, il quale genera delle pressioni sul terreno, sono state inserite delle molle orizzontali pari a  $k_h = 0.25 \cdot k_v = 0.01 \cdot 0.25 = 0.0025\text{ N/mm}^3$  che non vengono attivate per gli altri casi di carico.

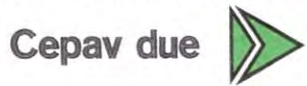
A seguire si riporta una vista del modello descritto.



*Vista unifilare modello beam*



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

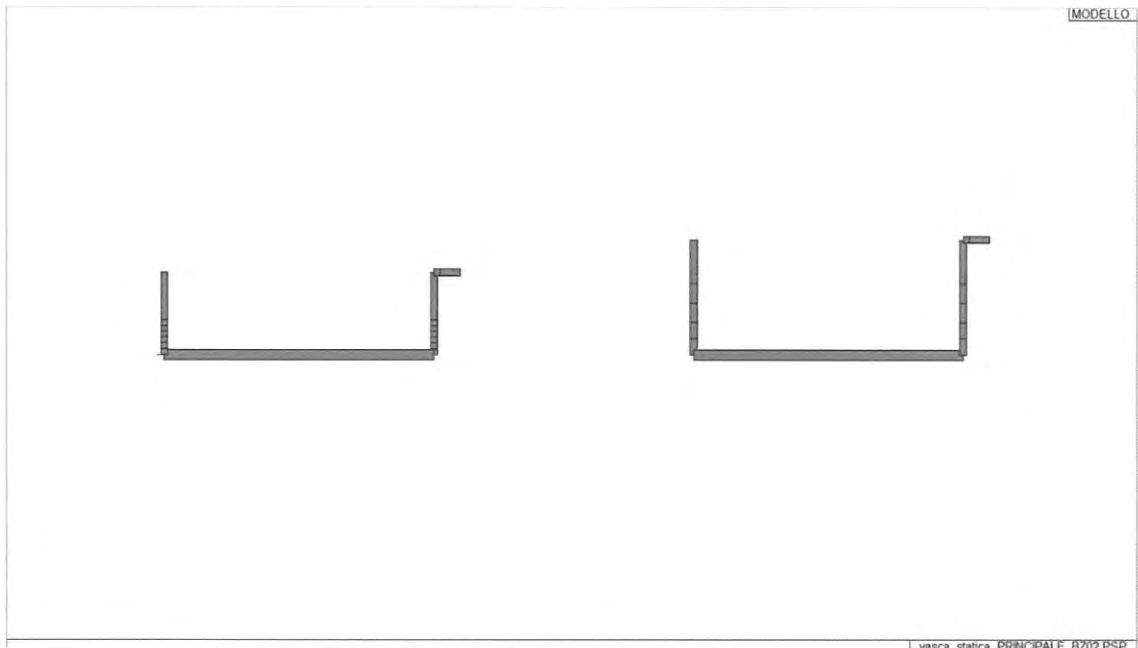
Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001

Rev.  
A

Foglio  
33 di 58



visca statica PRINCIPALE B202 PSP

*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:

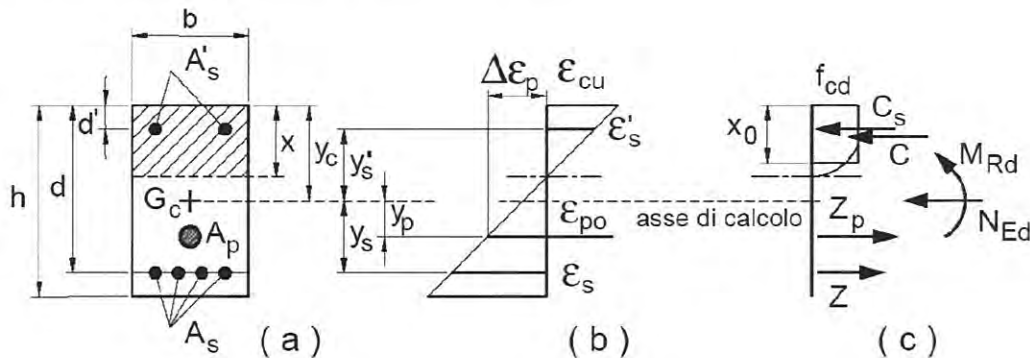
$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

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

$$V_{Rd} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

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);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  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:

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

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:

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

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^3 \theta)$$

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:

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

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

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

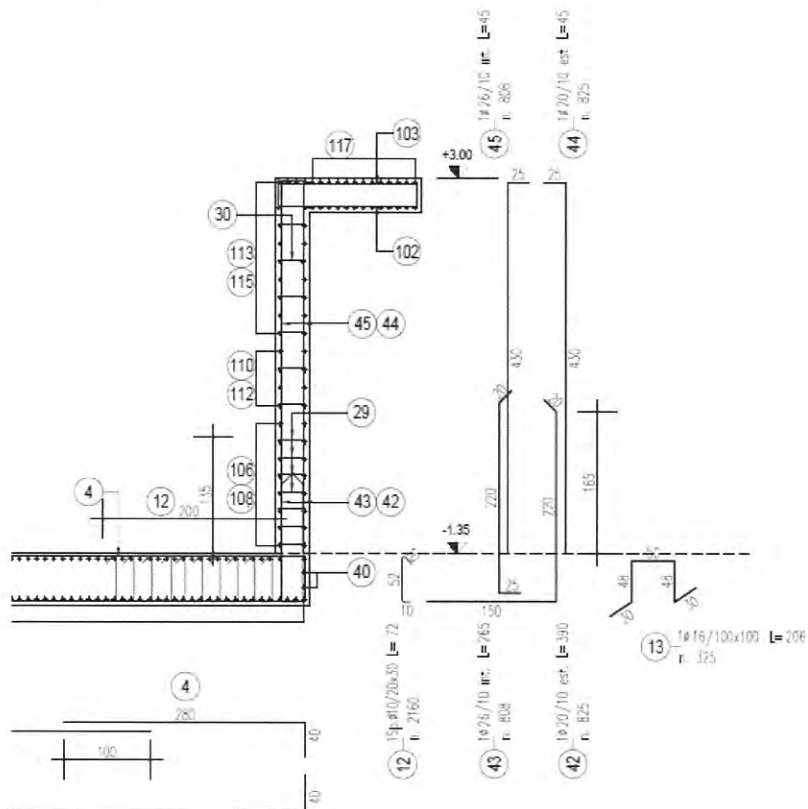
Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001

Rev.  
A

Foglio  
39 di 58

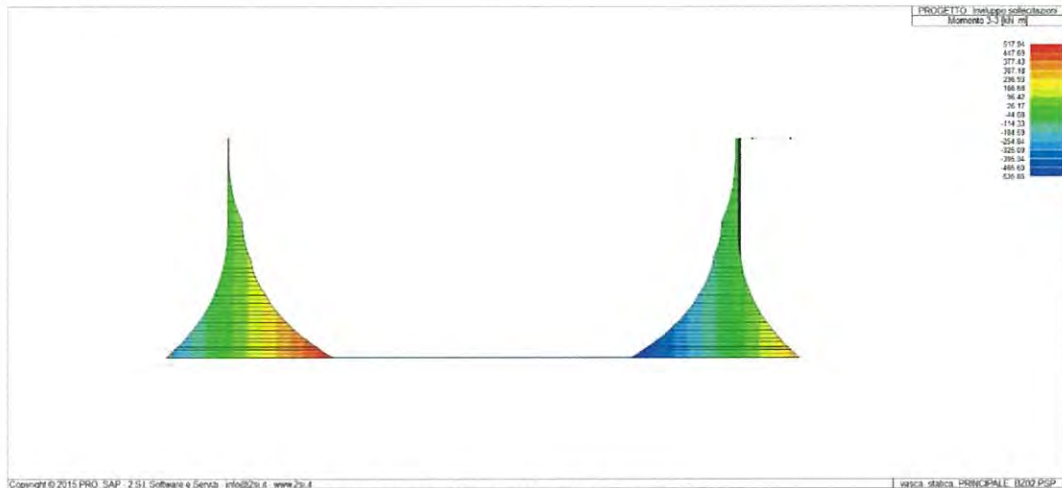
## 11. MURI

Il muro di sostegno della vasca ha uno spessore di 40 cm e presenta diverse altezze con profondità maggiore in adiacenza alla sala pompe. La verifica di sicurezza viene eseguita per il muro più alto e l'armatura di verifica viene estesa lungo il muro di sostegno verificando implicitamente le parti più basse. Si riportano delle immagini delle armature rimandando per maggiori dettagli agli elaborati grafici di progetto.

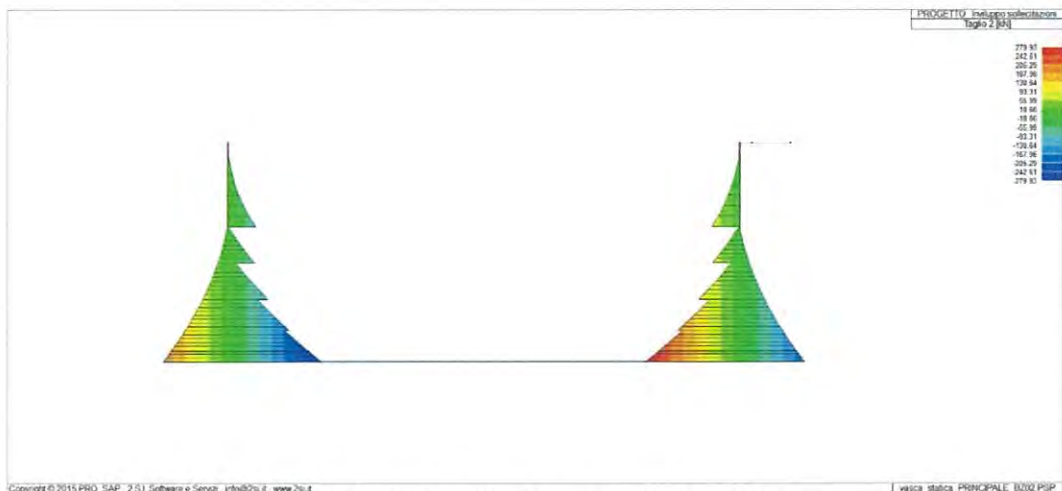


*Armatura muri*

### 11.1. Sollecitazioni SLU

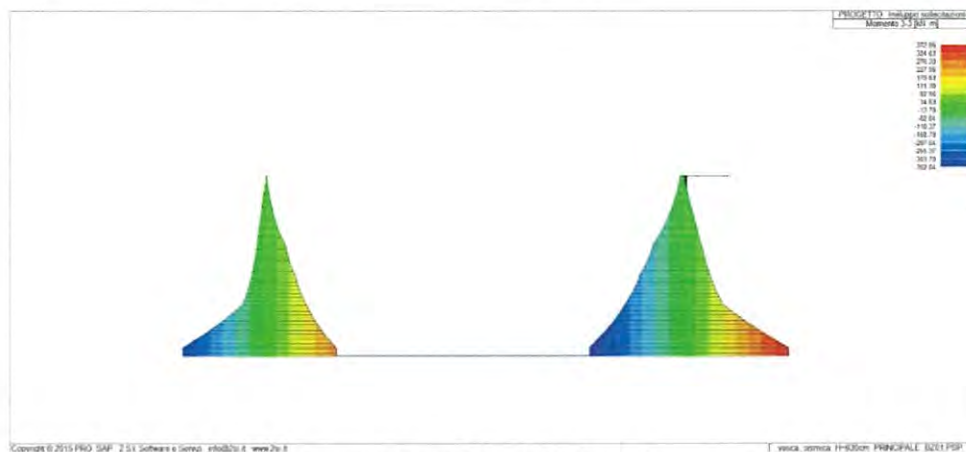


*Involuppo momenti combinazioni statiche*



*Involuppo sollecitazioni taglianti combinazioni statiche*

Le combinazioni sismiche massimizzano la trazione nelle armature esterne; si riporta il diagramma dell'involuppo dei momenti considerando la sollecitazione a filo dell'estradosso della platea.



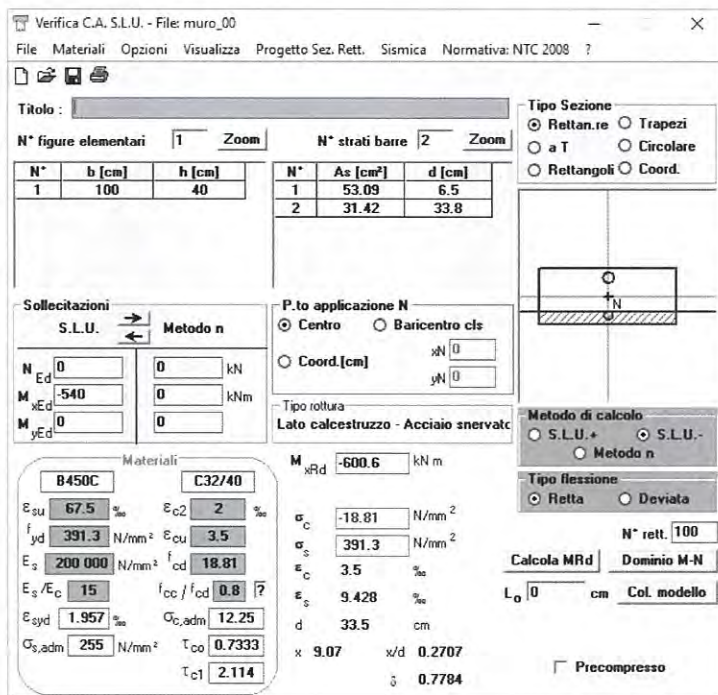
*involuppo momenti combinazioni sismiche*



**11.2. 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  $M_{Ed} = -540$  kNm (tende fibre esterne)



**Verifica C.A. S.L.U. - File: muro\_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	40	1	53.09	6.5
			2	31.42	33.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> -540 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> -600.6 kNm

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

$\sigma_c$  -18.81 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  9.428 ‰  
 d 33.5 cm  
 x 9.07 x/d 0.2707  
 $\rho$  0.7784

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

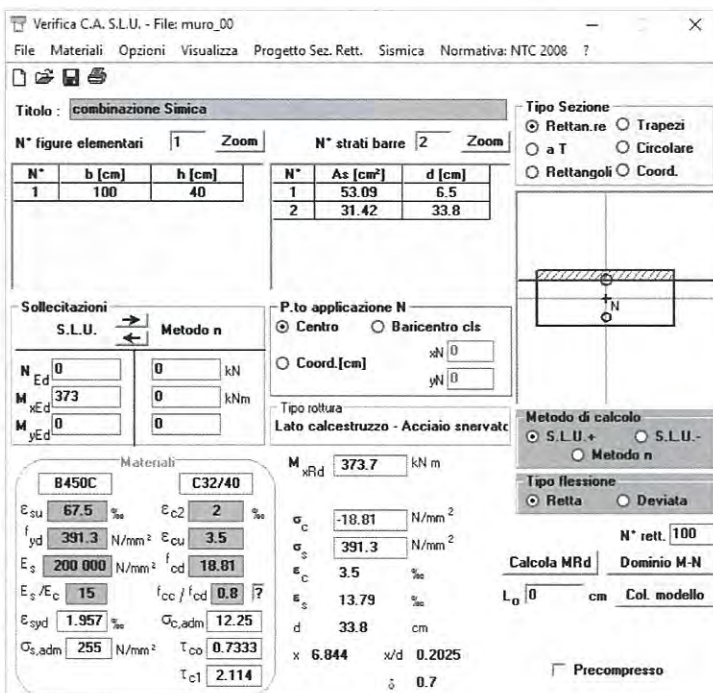
Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

**Verificato**

Momento  $M_{Ed} = +373$  kNm (tende fibre interne)



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

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

Titolo : **combinazione Sismica**

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	53.09	6.5
			2	31.42	33.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 373 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> 373.7 kNm

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

$\sigma_c$  -18.81 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  13.79 ‰  
 d 33.8 cm  
 x 6.844 x/d 0.2025  
 $\rho$  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

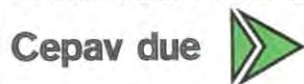
Calcola MRd Dominio M-N

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 001Rev.  
AFoglio  
42 di 58

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	40.00	6.50	33.50	40.00	450.00	0.00	280.00	
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	1.77	0.48	0.0158	0	267.03	1.05		

**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	40.00	6.50	33.50	40.00	450.00	0.00	280.00	
ARMATURE A TAGLIO						$V_{Rd}$	$V_{ed} / V_{Rd}$	
$n_{b,sw}$	$\Phi_{sw}$ (mm)	s (cm)	$A_{sw}$ (mmq)	$\alpha$ (°)	$\vartheta$ (°)	(kN)		
3.333333	10	20.00	261.80	90.00	28.00	290.49	0.96	

Si prevede una spillatura del muro fino a quota +0.00 con armatura  $\phi 10$  con interasse orizzontale di 30cm e verticale 20 cm.

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

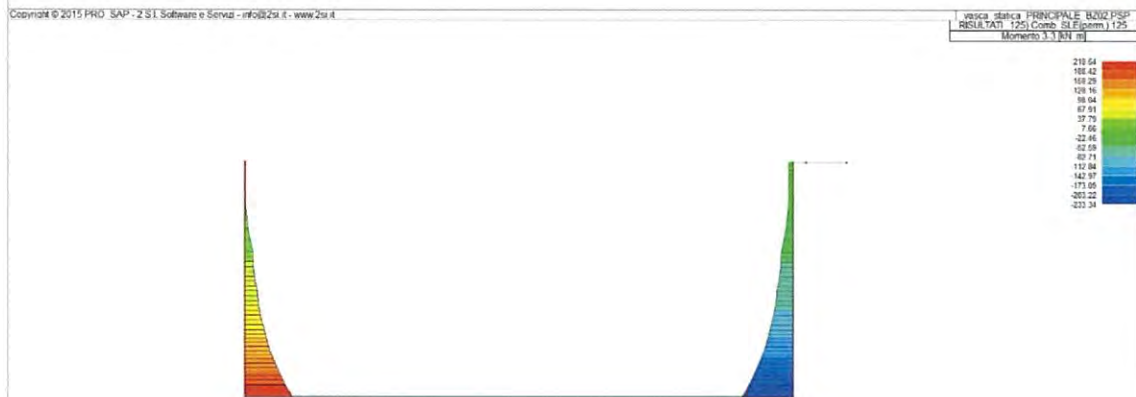
Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001

Rev.  
A

Foglio  
43 di 58

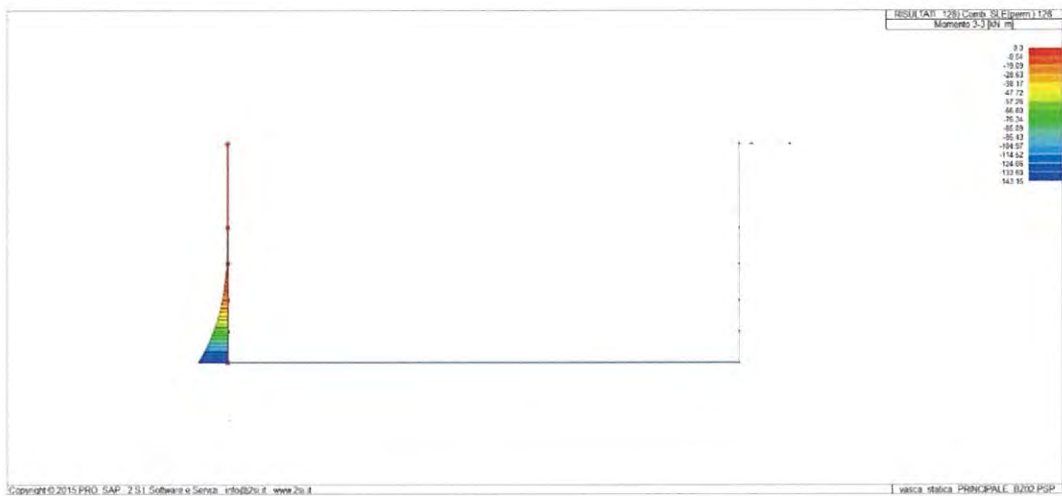
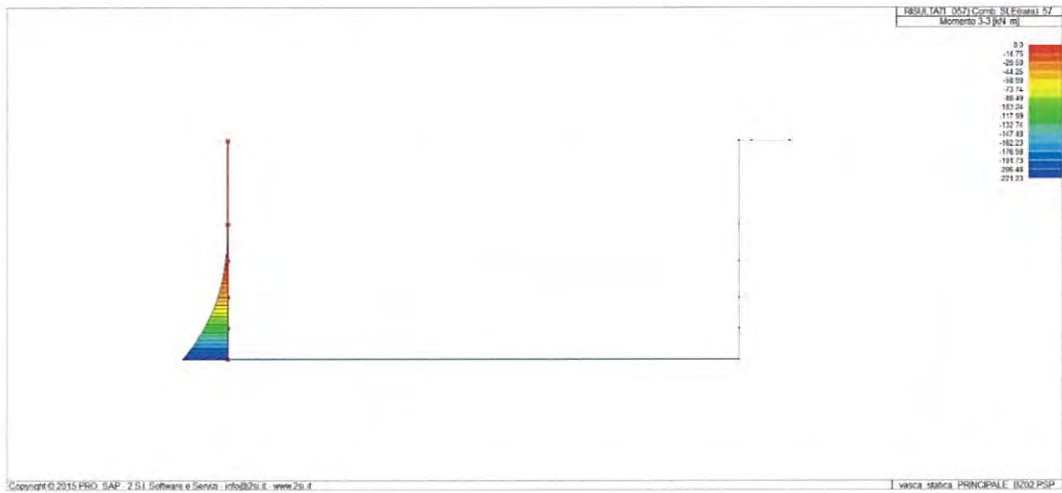
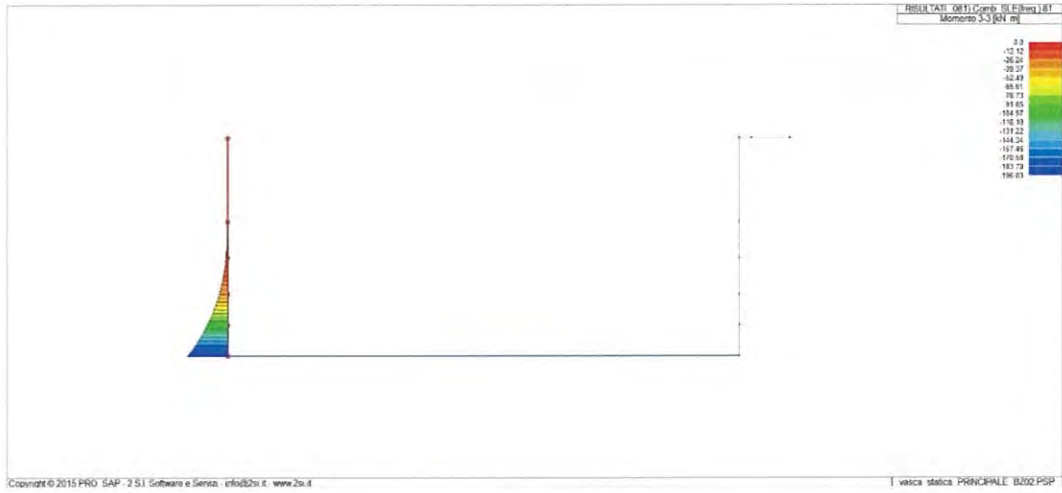
### 11.3. Sollecitazioni SLE

Si riportano le massime/minime sollecitazioni a flessione per la verifica dell'armatura interna tra le varie combinazioni.



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 001	Rev. A	Foglio 44 di 58
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

Si riportano le massime/minime sollecitazioni a flessione per la verifica dell'armatura esterna tra le varie combinazioni.



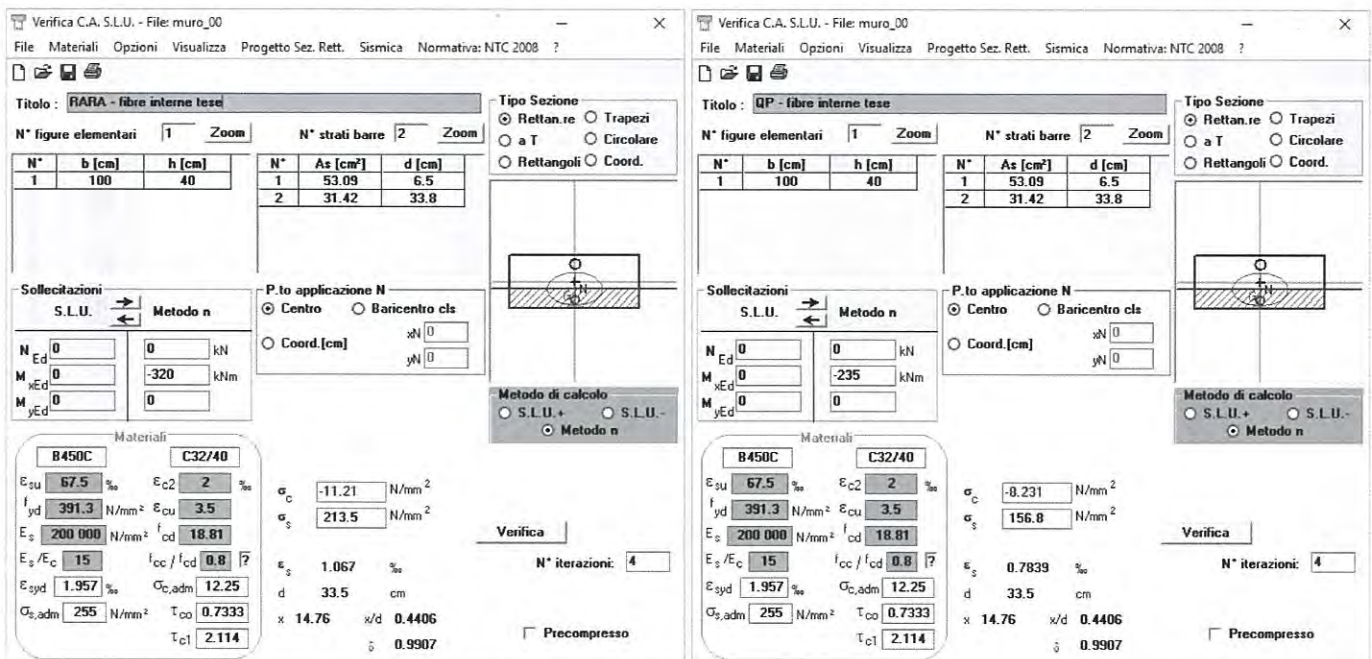
Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 001	Rev. A	Foglio 45 di 58
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

### 11.4. 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 (fibre interne tese)



The image shows two screenshots of a software interface for structural analysis. Both windows are titled 'Verifica C.A. S.L.U. - File: muro\_00'. The left window is for the 'RARA - fibre interne tese' combination, and the right window is for the 'QP - fibre interne tese' combination. Both windows display a table of section properties, a diagram of the section, and a list of material properties and stress results.

Proprietà	RARA - fibre interne tese	QP - fibre interne tese
$\sigma_c$	-11.21 N/mm <sup>2</sup>	-8.231 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s$	213.5 N/mm <sup>2</sup>	156.8 N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_s$	1.067 ‰	0.7839 ‰
$\epsilon_{c2}$	2 ‰	2 ‰
$\epsilon_{cu}$	67.5 ‰	67.5 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	391.3 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$	200 000 N/mm <sup>2</sup>	200 000 N/mm <sup>2</sup>
$E_s/E_c$	15	15
$E_{syd}$	1.957 ‰	1.957 ‰
$\sigma_{c,adm}$	12.25	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	255 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{c1}$	2.114	2.114
$\tau_{c0}$	0.7333	0.7333
$\tau_{c1}$	0.9907	0.9907
$\tau_{c0}$	0.4406	0.4406
$x/d$	14.76	14.76
$\rho$	0.4406	0.4406
$\rho$	0.9907	0.9907

Combinazione RARA

$$\sigma_c = 11.2 \text{ MPa} \leq 19.9 \text{ MPa} (= 0.60 f_{ck})$$

Verificato

$$\sigma_s = 213.5 \text{ MPa} \leq 313 \text{ MPa} (= 0.80 f_{yk})$$

Verificato

Combinazione QP

$$\sigma_c = 8.2 \text{ MPa} \leq 14.94 \text{ MPa} (= 0.45 f_{ck})$$

Verificato

## Verifiche fessurazione (fibre esterne tese)

Calcolo tensioni per la Combinazione:	Frequente	
momento sollecitante comb. caratt. (valore assoluto)	$M_{Ed,caratt}$	280.00 kNm
posizione asse neutro	x	14.81 cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J_x$	419014.00 cm <sup>4</sup>
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	-9.90 MPa
Tensione nell'armatura tesa	$\sigma_s$	187.33 MPa

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

$\alpha_e$	6.24	
$A_{c,eff}$	839.6448535	cm <sup>2</sup>
$\rho_{eff}$	0.06	
$k_t$	0.4	
$\epsilon_{sm}$	7.6187E-04	

$\phi_{bq}$	2.60	cm
$c_{eff}$	5.2	cm
Tipo di barre	barre a.m.	
Sollecitazione prevalente	flessione	
$k_1$	0.8	
$k_2$	0.5	
$\Delta_{smax}$	246.70	mm

$w_d$	0.188	mm
-------	-------	----

OK

Calcolo tensioni per la Combinazione:	Quasi permanente	
momento sollecitante comb. caratt. (valore assoluto)	$M_{Ed,caratt}$	235.00 kNm
posizione asse neutro	x	14.81 cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J_x$	419014.00 cm <sup>4</sup>
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	-8.31 MPa
Tensione nell'armatura tesa	$\sigma_s$	157.23 MPa

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

$\alpha_e$	6.24	
$A_{c,eff}$	839.6448535	cm <sup>2</sup>
$\rho_{eff}$	0.06	
$k_t$	0.4	
$\epsilon_{sm}$	6.1850E-04	

$\phi_{bq}$	2.60	cm
$c_{eff}$	5.2	cm
Tipo di barre	barre a.m.	
Sollecitazione prevalente	flessione	
$k_1$	0.8	
$k_2$	0.5	
$\Delta_{smax}$	246.70	mm

$w_d$	0.153	mm
-------	-------	----

OK

Doc. N.

Progetto  
INOR

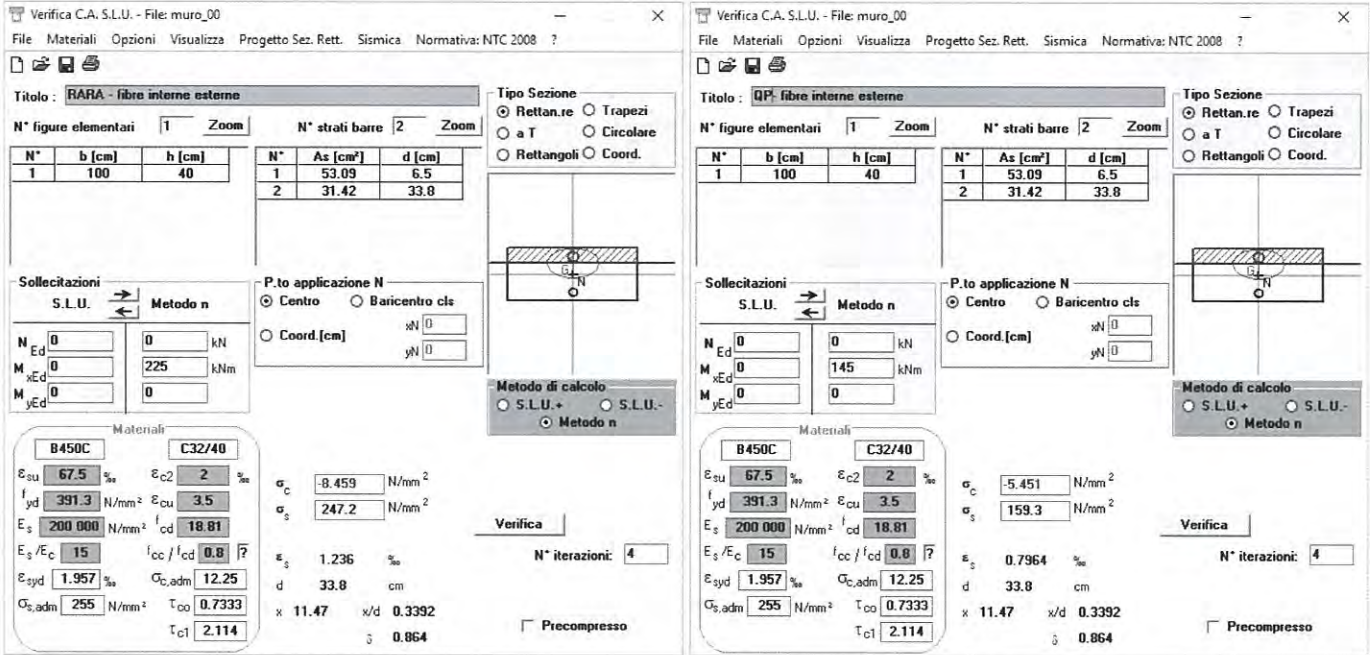
Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001

Rev.  
A

Foglio  
47 di 58

Verifiche tensioni di esercizio (fibre esterne tese)



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

**Titolo: RARA - fibre interne esterne**

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	53.09	6.5
			2	31.42	33.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 225 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

Materiali: B450C, C32/40

σ<sub>c</sub> -8.459 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 247.2 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

---

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

**Titolo: QP - fibre interne esterne**

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	53.09	6.5
			2	31.42	33.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 145 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

Materiali: B450C, C32/40

σ<sub>c</sub> -5.451 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 159.3 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Combinazione RARA

$\sigma_c = 8.4 \text{ MPa} \leq 19.9 \text{ MPa} (= 0.60 f_{ck})$

Verificato

$\sigma_s = 247.2 \text{ MPa} \leq 313 \text{ MPa} (= 0.80 f_{yk})$

Verificato

Combinazione QP

$\sigma_c = 5.45 \text{ MPa} \leq 14.94 \text{ MPa} (= 0.45 f_{ck})$

Verificato

Verifiche fessurazione (fibre interne tese)

Calcolo tensioni per la Combinazione:	Quasi permanente
momento sollecitante comb. caratt. (valore assoluto)	M <sub>Ed,caratt</sub> 145.00 kNm
posizione asse neutro	x 11.37 cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J <sub>x</sub> 307365.22 cm <sup>4</sup>
Tensione nel calcestruzzo	σ <sub>c</sub> -5.36 MPa
Tensione nell'armatura tesa	σ <sub>s</sub> 158.75 MPa

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

α <sub>e</sub>	6.24
A <sub>c,eff</sub>	954.4901591 cm <sup>2</sup>
ρ <sub>eff</sub>	0.03
k <sub>t</sub>	0.4
ε <sub>sm</sub>	5.3979E-04

φ <sub>eq</sub>	2.00	cm
C <sub>eff</sub>	5.2	cm
Tipo di barre	barre a.m.	
Sollecitazione prevalente	flessione	
k <sub>1</sub>	0.8	
k <sub>2</sub>	0.5	
Δs <sub>max</sub>	280.10	mm

W <sub>d</sub>	0.151	mm
----------------	-------	----

OK

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001Rev.  
AFoglio  
48 di 58

## VERIFICHE TENSIONALI

Calcolo tensioni per la Combinazione:	Frequente	
momento sollecitante comb. caratt. (valore assoluto)	$M_{Ed,caratt}$	200.00 kNm
posizione asse neutro	$x$	11.37 cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J_x$	307365.22 cm <sup>4</sup>
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	-7.40 MPa
Tensione nell'armatura tesa	$\sigma_s$	218.97 MPa

(- compressione, + trazione)

(- compressione, + trazione)

$\alpha_e$	6.24	
$A_{c,eff}$	954.4901591	cm <sup>2</sup>
$\rho_{eff}$	0.03	
$k_t$	0.4	
$\epsilon_{sm}$	8.2654E-04	

$\phi_{eq}$	2.00	cm
$c_{eff}$	5.2	cm
Tipo di barre	barre a.m.	
Sollecitazione prevalente	flessione	
$k_1$	0.8	
$k_2$	0.5	
$\Delta_{smax}$	280.10	mm

$w_d$	0.232	mm
-------	-------	----

OK



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001

Rev.  
A

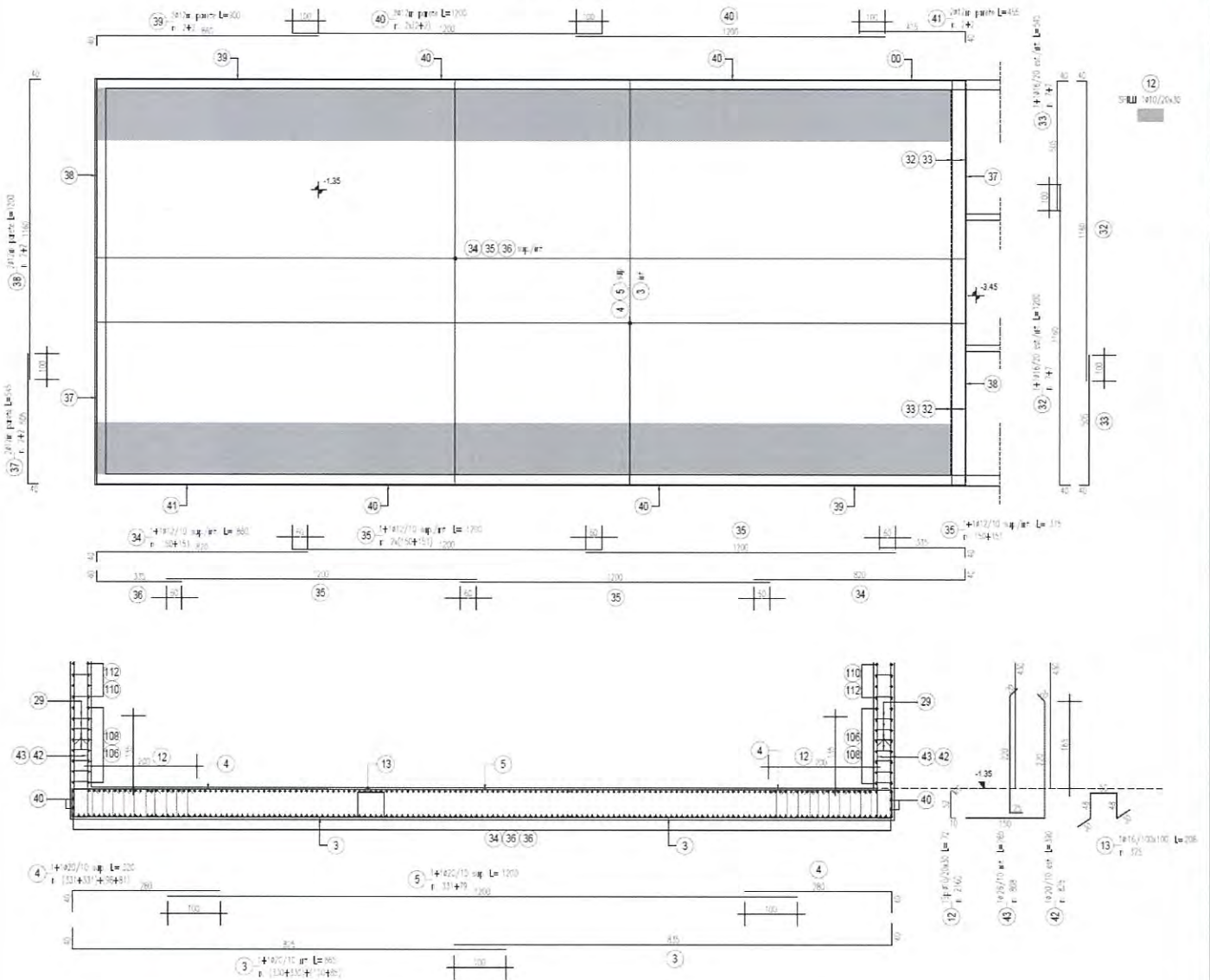
Foglio  
49 di 58

## 12. FONDAZIONE

La platea di fondazione ha uno spessore pari a 60 cm, si riportano delle immagini delle armature rimandando per maggiori dettagli agli elaborati grafici di progetto.

### PIANTA A Q.TA -1.35

SCALA 1/100



*Armatura fondazione*

Doc. N.

Progetto  
INOR

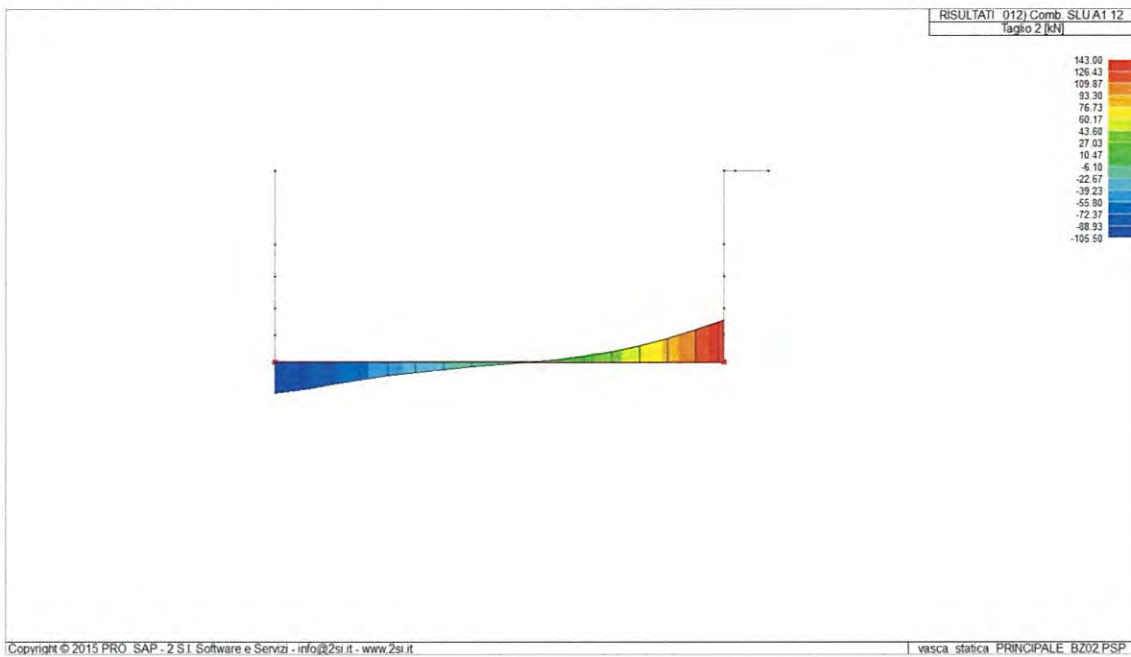
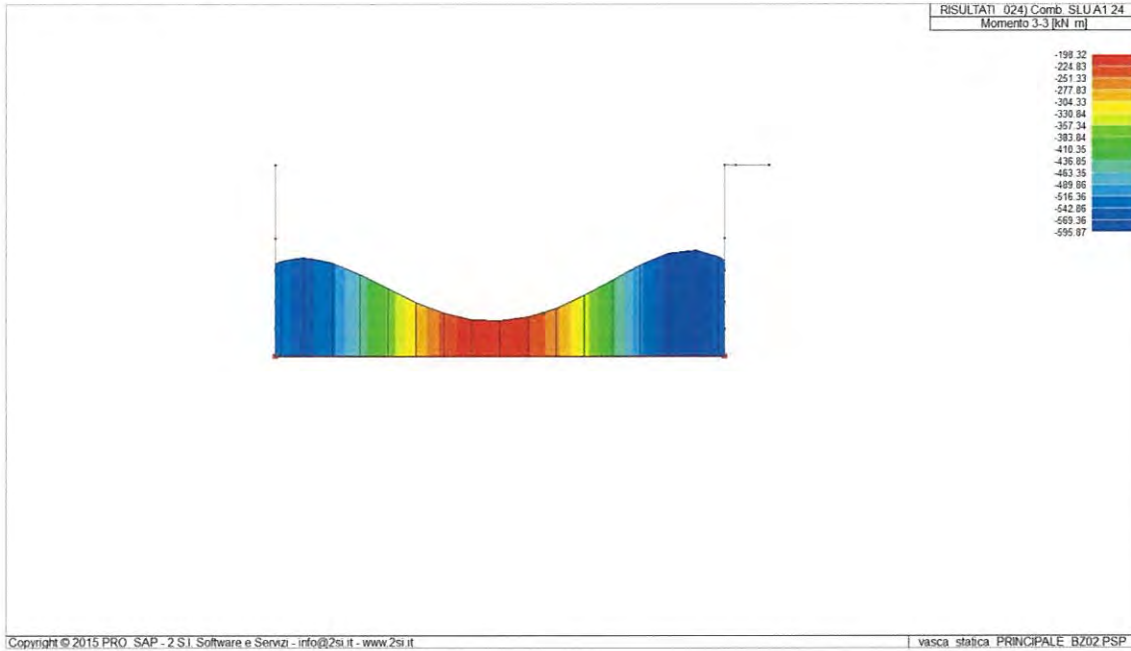
Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001

Rev.  
A

Foglio  
50 di 58

**12.1. Sollecitazioni SLU**



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001

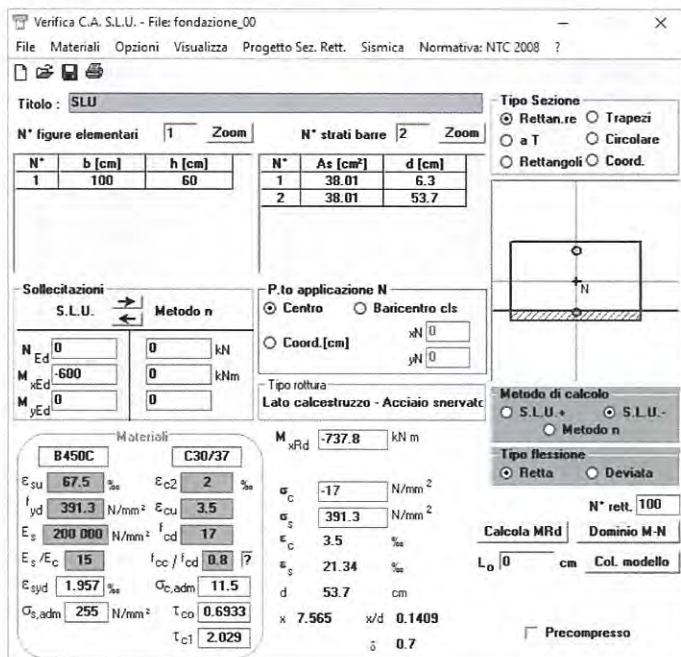
Rev.  
A

Foglio  
51 di 58

### 12.2. Verifiche SLU

Si riporta la verifica di resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali) secondo quanto previsto § 4.1.2.1.2. Poiché l'armatura è simmetrica si riporta la verifica per la sollecitazione più sfavorevole tra quella che tende le fibre estradosso o all'intradosso.

Momento negativo  $M_{Ed} = -600$  kNm (tende fibre esterne)

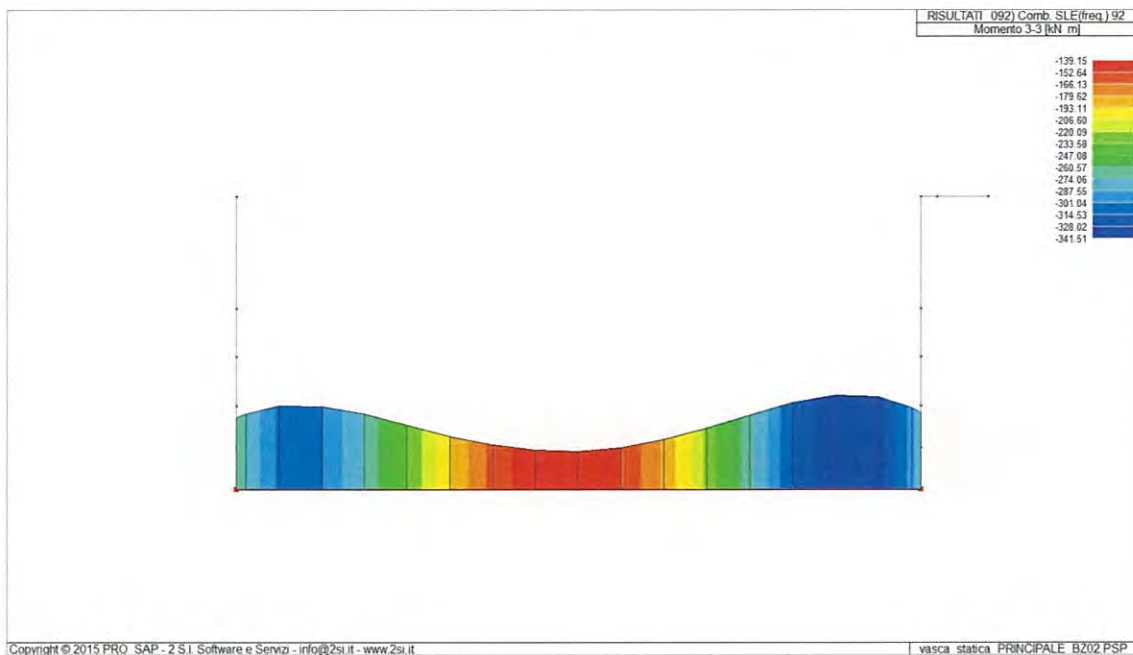
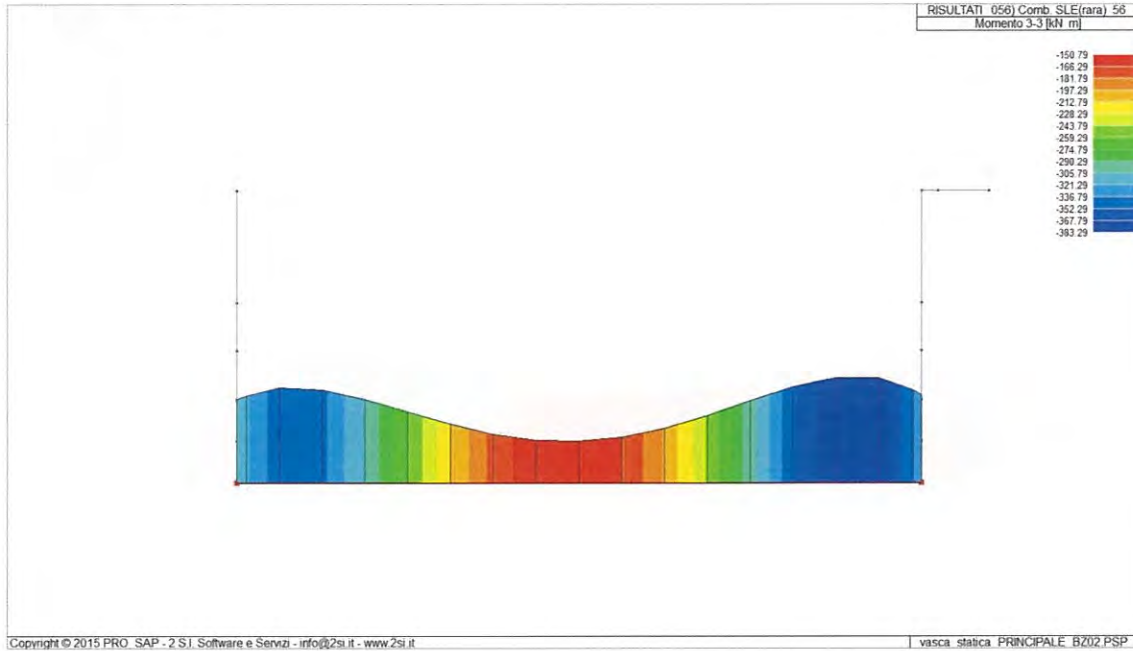


**Verificato**

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						$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	OK
$b_w$ (cm)	$h$ (cm)	$c$ (cm)	$d$ (cm)	$R_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	(kN)	(kN)	
100.00	60.00	6.30	53.70	37.00	450.00	0.00	150.00	
Resistenza a taglio senza armatura specifica						$V_{Rd}$	$V_{Ed} / V_{Rd}$	OK
$A_{SL,tot}$ (mmq)	$k$	$v_{min}$ (MPa)	$\rho_L$	$\sigma_{cp}$ (MPa)	(kN)			
38.013	1.61	0.40	0.0071	0	289.60	0.52		

### 12.3. Sollecitazioni SLE



Doc. N.

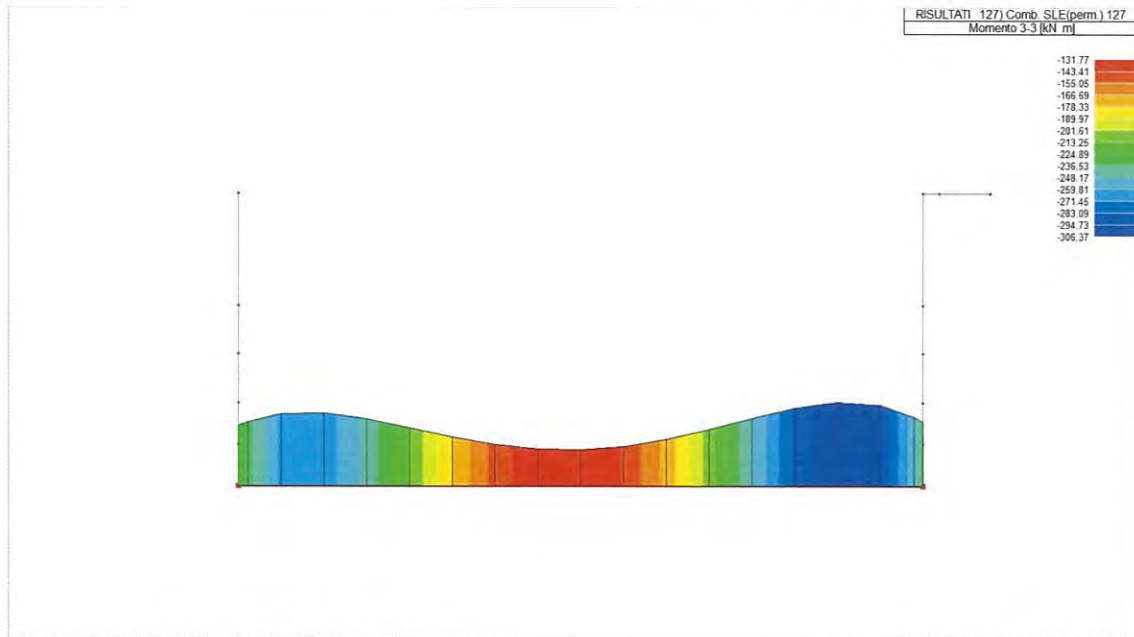
Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001

Rev.  
A

Foglio  
53 di 58



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001

Rev.  
A

Foglio  
54 di 58

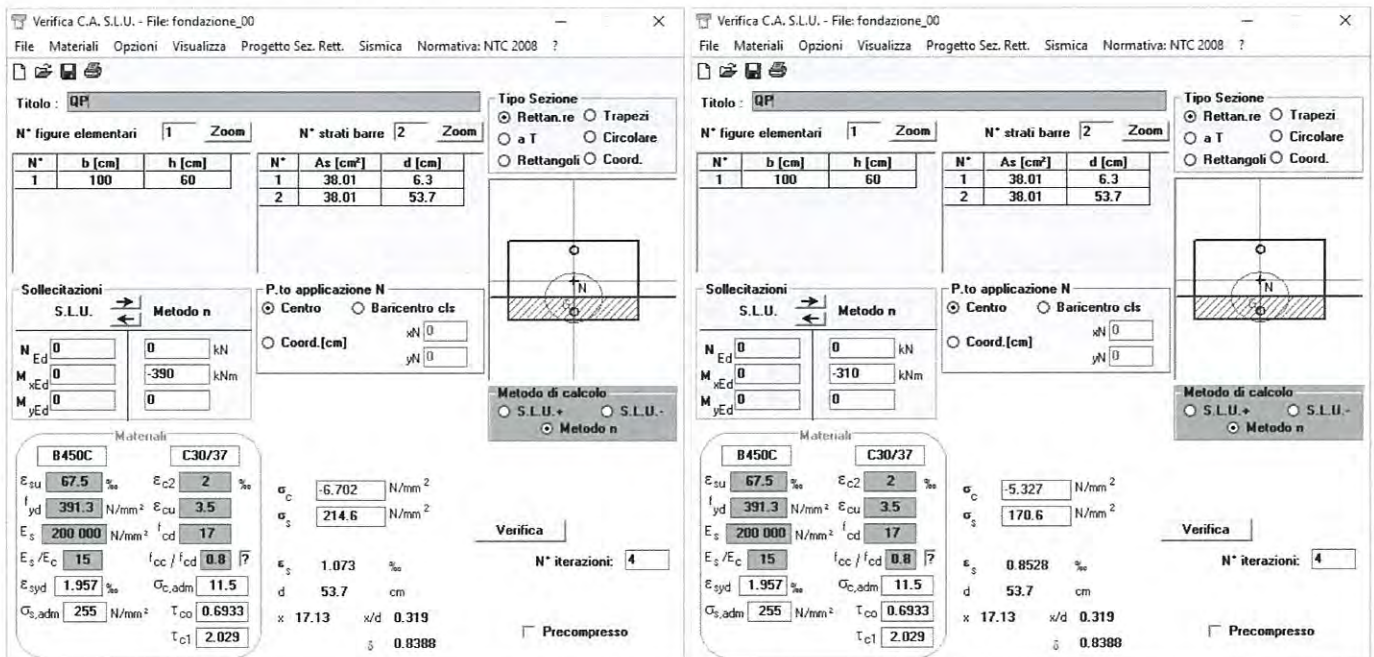
### 12.4. Verifiche SLE

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 <sub>d</sub>
b	Aggressive	frequente	≤ w <sub>2</sub> = 0.3mm
		quasi permanente	≤ w <sub>1</sub> = 0.2mm

### Verifiche tensioni di esercizio

Si riportano le verifiche più sfavorevoli.



Combinazione RARA

$$\sigma_c = 6.7 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} (= 0.60 f_{ck})$$

Verificato

$$\sigma_s = 214.6 \text{ MPa} \leq 313 \text{ MPa} (= 0.80 f_{yk})$$

Verificato

Combinazione QP

$$\sigma_c = 5.3 \text{ MPa} \leq 13.5 \text{ MPa} (= 0.45 f_{ck})$$

Verificato

## Verifiche fessurazione

<b>Calcolo tensioni per la Combinazione:</b>	<b>Frequente</b>	
momento sollecitante comb. caratt. (valore assoluto)	$M_{Ed,caratt}$	350.00 kNm
posizione asse neutro	x	17.13 cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J_x$	996994.70 cm <sup>4</sup>
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>-6.01 MPa</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>192.56 MPa</b>

(- compressione, + trazione)

(- compressione, + trazione)

$\alpha_e$	6.36	
$A_{c,eff}$	1428.940669	cm <sup>2</sup>
$\rho_{eff}$	0.03	
$k_t$	0.4	
$\epsilon_{sm}$	<b>6.7067E-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>317.39</b>	<b>mm</b>

<b><math>w_d</math></b>	<b>0.213</b>	<b>mm</b>
-------------------------	--------------	-----------

OK

<b>Calcolo tensioni per la Combinazione:</b>	<b>Quasi permanente</b>	
momento sollecitante comb. caratt. (valore assoluto)	$M_{Ed,caratt}$	310.00 kNm
posizione asse neutro	x	17.13 cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J_x$	996994.70 cm <sup>4</sup>
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>-5.33 MPa</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>170.55 MPa</b>

(- compressione, + trazione)

(- compressione, + trazione)

$\alpha_e$	6.36	
$A_{c,eff}$	1428.940669	cm <sup>2</sup>
$\rho_{eff}$	0.03	
$k_t$	0.4	
$\epsilon_{sm}$	<b>5.6588E-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>317.39</b>	<b>mm</b>

<b><math>w_d</math></b>	<b>0.180</b>	<b>mm</b>
-------------------------	--------------	-----------

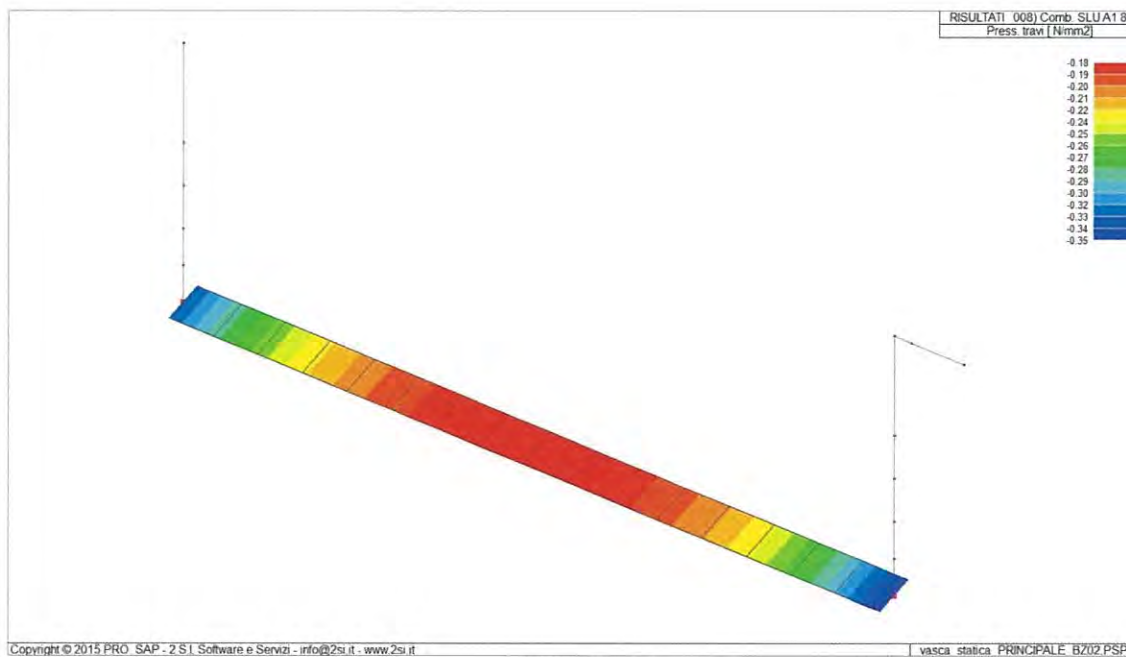
OK



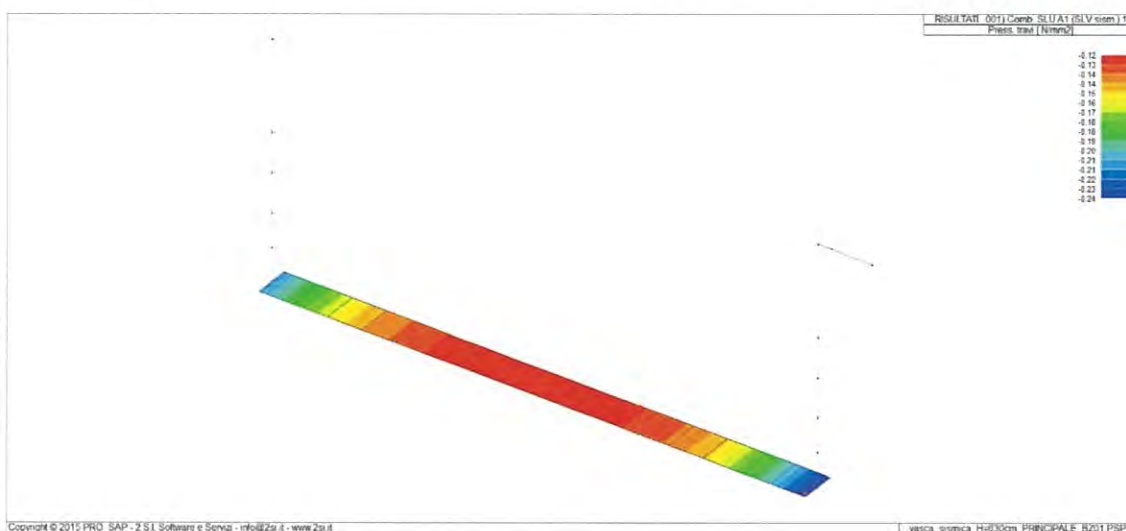
## 12.5. Pressioni fondazione

Si riportano le mappe colore con le pressioni minime di compressione sulla platea di fondazione per la combinazione statica e sismica di tipo SLU.

### Pressioni combinazioni statiche SLU



### Pressioni combinazioni sismiche SLV



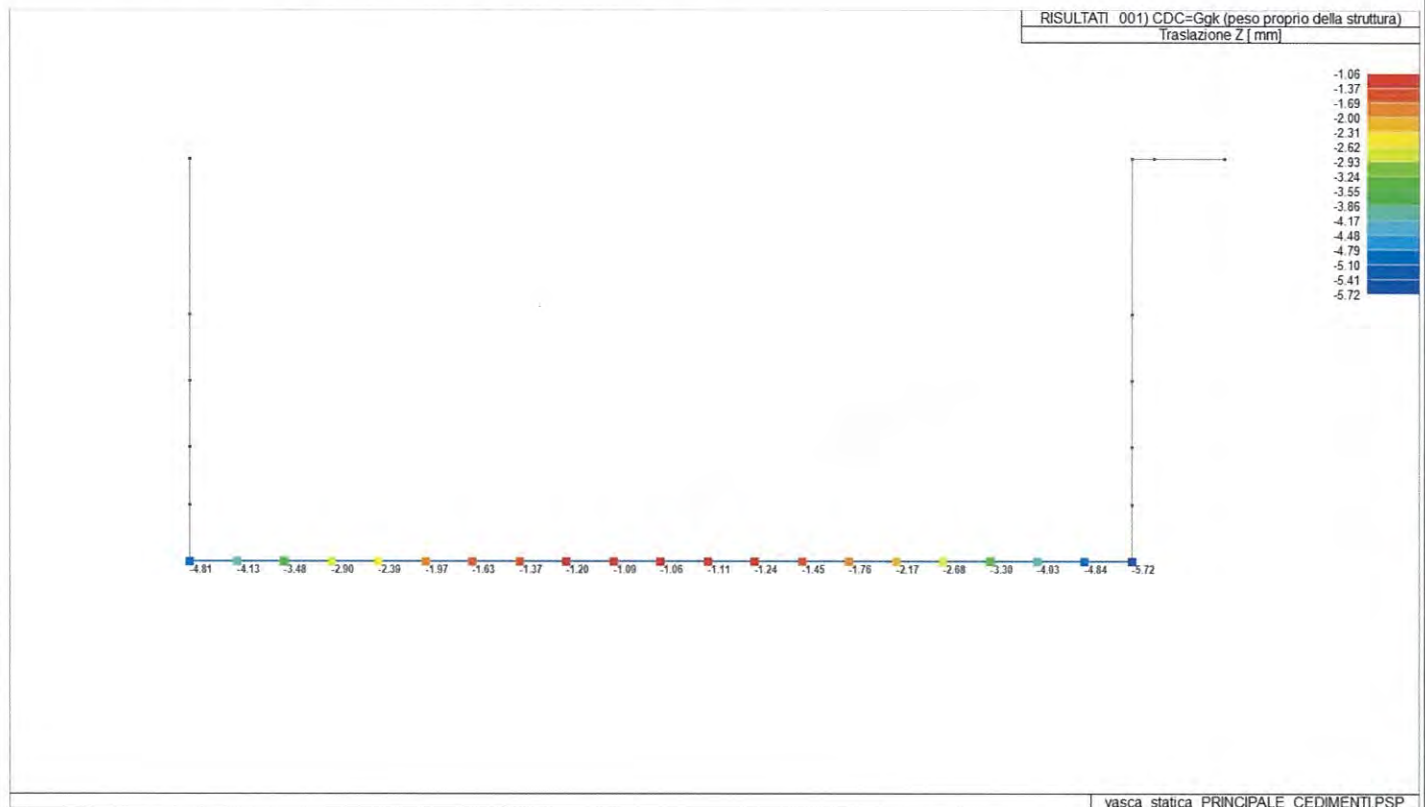


Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15C 0 001	Rev. A	Foglio 57 di 58
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

**12.5.1. 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.

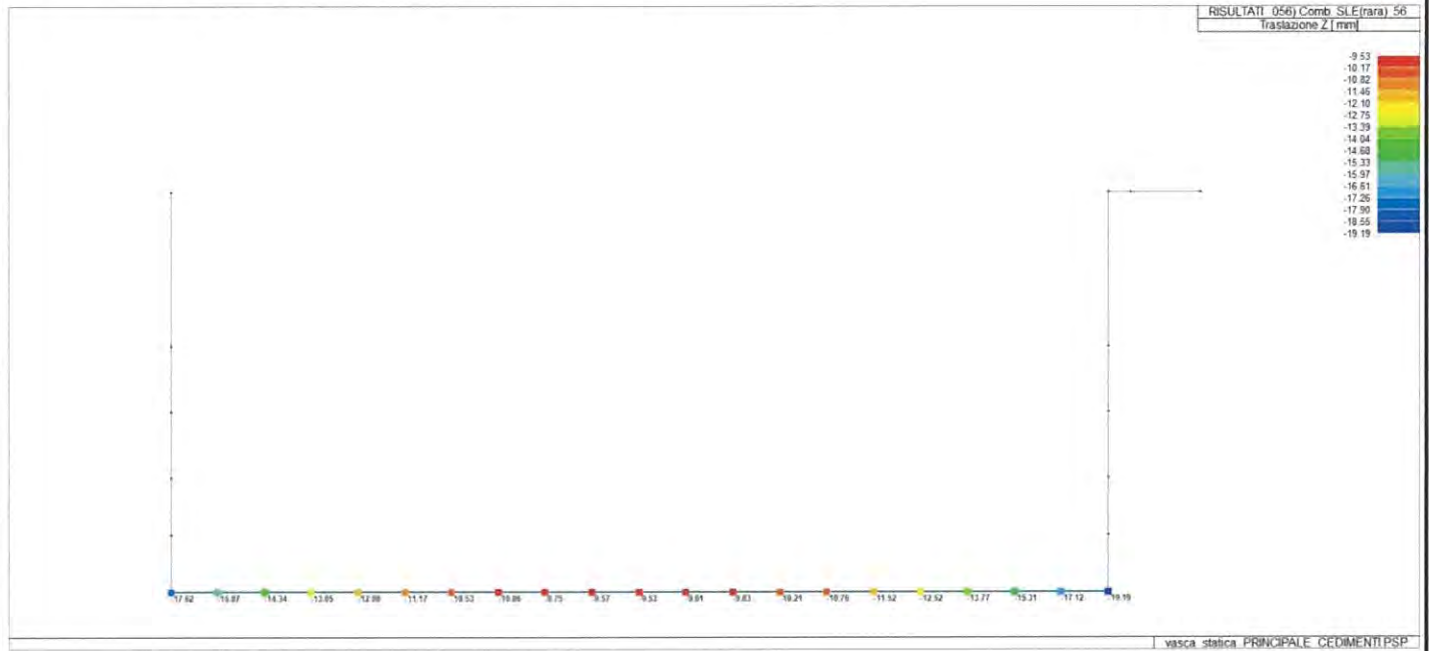
Cedimenti della platea di fondazione nella combinazione G1



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL OV 15C 0 001Rev.  
AFoglio  
58 di 58

## Cedimenti della platea di fondazione nella combinazione caratteristica



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 13 mm, il quale si ritiene possa essere compatibile con le funzionalità dell'impianto.