

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

FV02 – FERMATA DI CURNO

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
NB1R	02	D	26	CL	FV0200	003	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione per commenti	F. Serrau 	Marzo 2020	A. Maran 	Marzo 2020	M. Berlingeri 	Marzo 2020	A. Perego Marzo 2020

File: NB1R02D26CLFV0200003A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1	CALCESTRUZZO	8
3.2	ACCIAIO	8
4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	9
5	CODICE DI CALCOLO	10
6	MODELLO DI CALCOLO	11
6.1	GEOMETRIA	11
6.2	MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO STRUTTURA	14
7	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	15
7.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (DEAD)	15
7.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (RICOPRIMENTO)	15
7.3	SPINTA DEL TERRENO SUI PIEDRITTI	16
7.4	SPINTA IDROSTATICA DEL LIQUIDO INTERNO	19
7.5	CARICHI ACCIDENTALI	19
7.6	AZIONI INDOTTE DALLE VARIAZIONI TERMICHE	21
7.7	RITIRO	21
7.8	AZIONE SISMICA	21
7.8.1	<i>Pericolosità sismica</i>	22
7.8.2	<i>Forze inerziali e sovraspinta sismica del terreno</i>	24
8	COMBINAZIONI DI CARICO	27
9	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI PER GLI STATI LIMITE ANALIZZATI	33
10	VERIFICHE	36
10.1	VERIFICHE A FLESSIONE E TAGLIO	36

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	3 di 64

10.1.1	Sezione 1 – soletta superiore in mezzeria – Verifica per momento positivo.....	36
10.1.2	Sezione 2 – soletta superiore in appoggio – Verifica per momento negativo.....	38
10.1.3	Sezione 3 – piedritto Testa – Verifica per momento negativo	41
10.1.4	Sezione 4 – piedritto Base – Verifica per momento negativo	44
10.1.5	Sezione 5 – Fondazione attacco al piedritto – Vano Laterale - Verifica per momento negativo	47
10.1.6	Sezione 6 – Fondazione mezzeria – Verifica per momento positivo.....	50
10.1.7	Sezione 7 – Setto Testa– Verifica per momento positivo	51
10.1.8	Sezione 8 – Setto base– Verifica per momento positivo	53
10.1.9	Sezione 9 – Soletta superiore Vano centrale – Verifica per momento negativo all'appoggio	55
10.1.10	Sezione 10 – Soletta superiore Vano centrale – Verifica per momento positivo in mezzeria.....	58
10.1.11	Sezione 11 – Fondazione Vano centrale - Attacco al setto – Verifica per momento negativo	60
10.1.12	Sezione 12 – Fondazione mezzeria Vano centrale – Verifica per momento positivo	63
11	INCIDENZE.....	64

1 PREMESSA

Nell'ambito dell'appalto 2 degli interventi di raddoppio della linea ferroviaria Lecco-Brescia nella tratta fra Ponte S.Pietro, Bergamo e Montello è prevista la realizzazione della Fermata di Curno.

La presente relazione ha per oggetto l'analisi strutturale di una vasca di sollevamento in cui confluiscono le acque provenienti dal sistema di drenaggio previsto per la Fermata di Curno. Tale sistema è costituito da una rete di raccolta e smaltimento delle acque provenienti dalla piattaforma ferroviaria, dalla banchina e dal sottopasso. Il manufatto è realizzato in c.a..

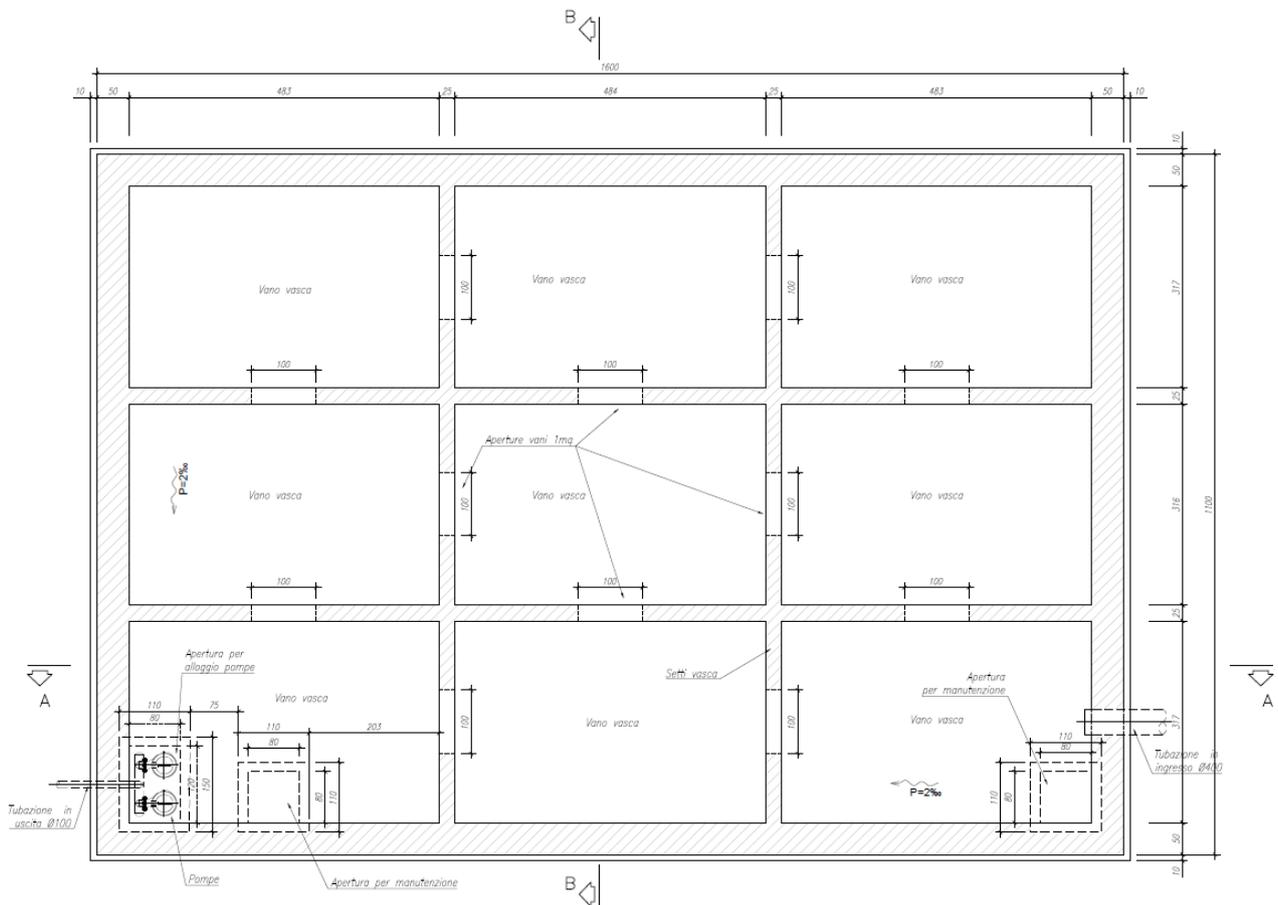


Figure 1-1: pianta

SEZIONE B-B

Scala 1:50

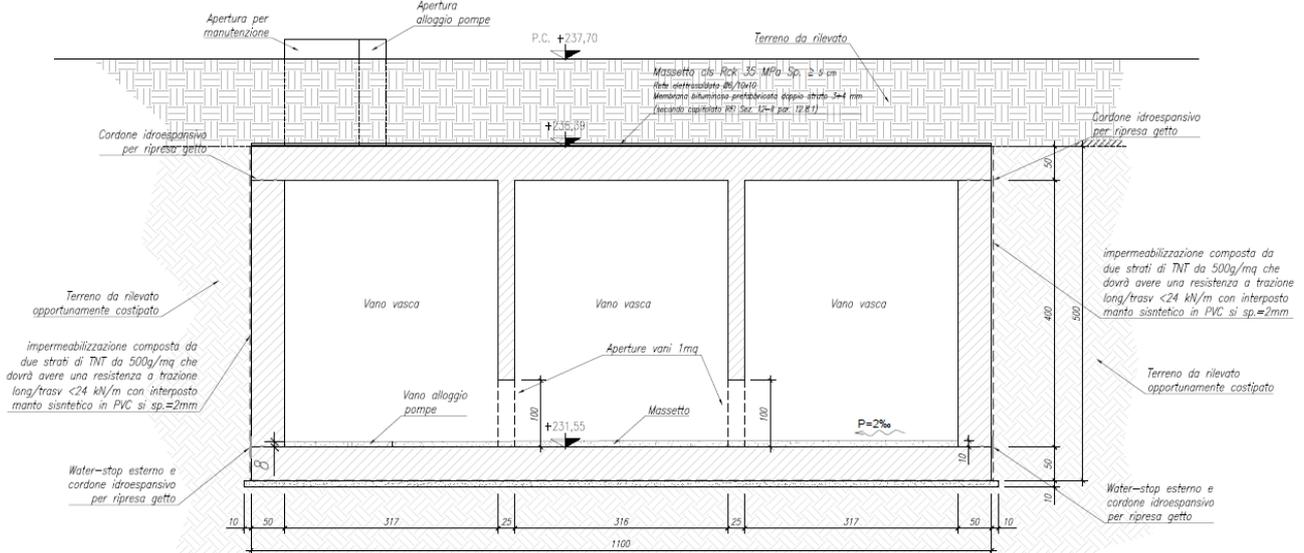


Figure 1-2: sezione trasversale B-B

SEZIONE A-A

Scala 1:50

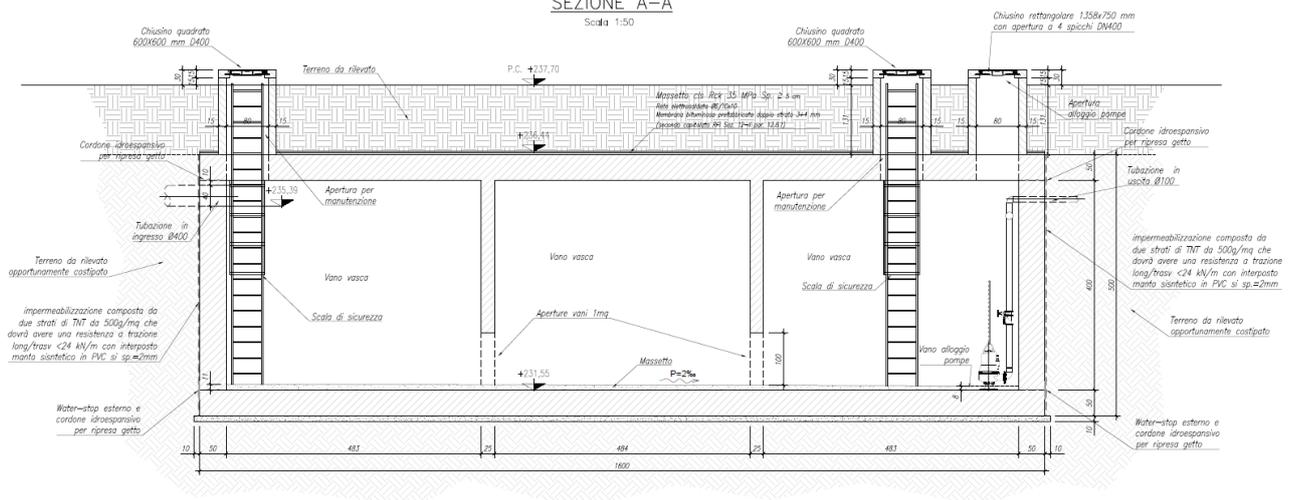


Figure 1-3: sezione trasversale A-A

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO FV02 – FERMATA DI CURNO					
	Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLFV0200003	REV. A

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1 Normativa e istruzioni

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. del 17.01.2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2018);
- Circolare del 21.01.2019 contenente le istruzioni per le l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17.01.2018;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione. prestazione. produzione e conformità - Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206;
- EN 1991-2:2003/AC:2010 “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: carichi da traffico sui ponti”.
- EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”.
- EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi”.
- EN 1997-1 “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali”.
- UNI EN 1998-1:2013 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 2 – “Ponti e strutture” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 3 – “Corpo stradale” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- RFI DTC SI SP IFS 001 C – “Capitolato Generale di Appalto delle Opere Civili”.
- UIC CODE 777-2R “Structures built over railway lines-Construction requirements in the track zone”
- Norme STI:
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019; Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica

di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell’Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

- Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell’Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l’inventario delle attività al fine di individuare le barriere all’accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l’allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l’attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture sono descritti in seguito.

3.1 Calcestruzzo

Classe C30/37 (Soletta superiore – Piedritti – Setti – Soletta di fondazione)

Resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 11.33 \text{ MPa}$

Modulo elastico $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

Classe di esposizione = XA1

Condizioni ambientali: aggressive

Calcestruzzo tipo E

Copriferro minimo = 50mm

3.2 Acciaio

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio

B450C

tensione caratteristica di snervamento

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;

tensione caratteristica di rottura

$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;

resistenza di calcolo a trazione

$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;

modulo elastico

$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$.

4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame, i relativi parametri geotecnici di calcolo. Le indagini di riferimento sono: PNBGF1008. La falda si ipotizza ad una profondità media di 20 metri da p.c.

Strato	Profondità media	Profondità media	Descrizione	
	Da [m da p.c.]	A [m da p.c.]		
Ug2	0	3	S(L), L(S)	Sabbia limosa e limo sabbioso
Ug1	3	25	S(G), S.G	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug3	25	30	A(S), A.S	Argilla sabbiosa e argilla con sabbia

Strato	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					
	γ_n	K_0	φ'	c'	c_u	G_0	E_0	E_{op1}	E_{op2}	ν'	k_v (*)
	[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]
Ug2	19.5	0.56	26	0	30	32	80	8	12	0.25	1.00E-06
Ug1	20	0.43	35	0	-	120 - 160	300 - 400	30 - 40	40 - 60	0.25	1.00E-06
Ug3	19	0.60	24	0	50 - 100	60 - 80	150 - 200	15 - 20	22 - 30	0.25	1.00E-10

Tabella 4.1: stratigrafia e parametri geotecnici

Il piano di posa della fondazione è a circa 6.60 da piano campagna e pertanto, lo strato su cui pogerà la fondazione sarà lo strato UG1. La spinta sui piedritti sarà esercitata sia dal terreno UG1 che dal terreno UG2. Dal momento che il terreno in sito sarà scavato e rimaneggiato, per definire la spinta sui piedritti dello scatolare, a favore di sicurezza, si fa riferimento ai parametri dello strato UG2 che avendo un angolo d'attrito più basso genererà una spinta maggiore sulla struttura.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO FV02 – FERMATA DI CURNO					
	Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLFV0200003	REV. A

5 CODICE DI CALCOLO

In accordo al capitolo 10.2 delle NTC si riporta di seguito origine e caratteristiche del codice di calcolo utilizzato.

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il software Sap 2000 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures, Inc. di Walnut Creek, California.

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: [m]
- forze: [kN]
- temperature: gradi centigradi [C°]

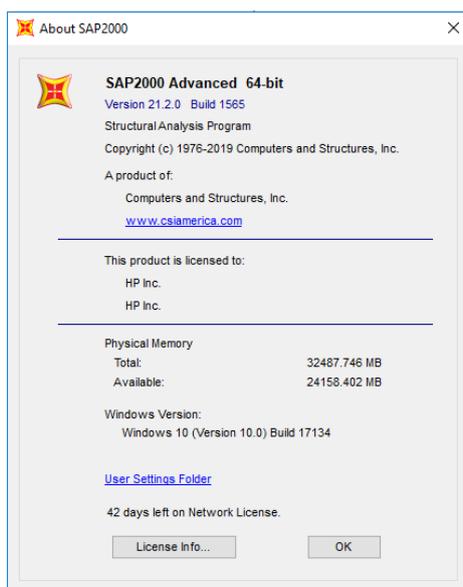


Figure 5-1: Licenza d'uso

6 MODELLO DI CALCOLO

6.1 Geometria

Si indicano di seguito le grandezze geometriche della sezione di calcolo analizzata:

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Larghezza totale	Larg_tot	16.00	m
Lunghezza totale	Lung_tot	11.00	m
Larghezza utile vasche laterali	Larg_net_lat	4.83	m
Larghezza utile vasca centrale	Larg_net_cent	4.84	m
Lunghezza utile vasche laterali	Lung_net_lat	3.17	m
Lunghezza utile vasca centrale	Lung_net_cent	3.16	m
Larghezza da interasse piedritti vasche laterali	Larg_int_lat	5.21	m
Larghezza da interasse setti vasca centrale	Larg_int_cent	5.09	m
Lunghezza da interasse piedritti vasche laterali	Lung_int_lat	3.54	m
Lunghezza da interasse vasca centrale	Lung_int_cent	3.41	m
Spessore soletta superiore	Ss	0.50	m
Spessore piedritti	Sp	0.50	m
Spessore fondazione	Sf	0.50	m
Spessore setti interni	Sw	0.25	m
Altezza totale	Htot	5.00	m
Altezza libera	Hint	4.00	m
Altezza interasse	Ha	4.50	m
Spessore rinterro superiore	Hr	1.50	m

Tabella 6.1: dati geometrici

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	12 di 64

Le analisi per il calcolo delle sollecitazioni agenti sono state condotte su una “fetta” di struttura di 1.00 m.

Si considera una sezione della struttura parallela al lato lungo ($L_{ung,tot} = 16$ m).

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello di telaio piano chiuso che poggia su un letto di molle alla Winkler.

Nella modellazione vengono impiegati elementi finiti di tipo trave a 6 GL, che ovviamente nell’analisi 2D condotta (telaio piano) si riducono a 3. Ai suddetti elementi sono assegnate le caratteristiche inerziali della struttura reale derivanti dalle proprietà dei materiali e dalla geometria della sezione.

La geometria del modello ricalca la linea baricentrica degli elementi costituenti l’opera (modello in asse).

Tale modello sarà considerato valido anche per la direzione perpendicolare ($L_{arg,tot} = 11$ m) dal momento che la direzione analizzata, avendo luci di calcolo maggiori, a parità di altezza e di condizioni di carico, fornisce sollecitazioni maggiori.

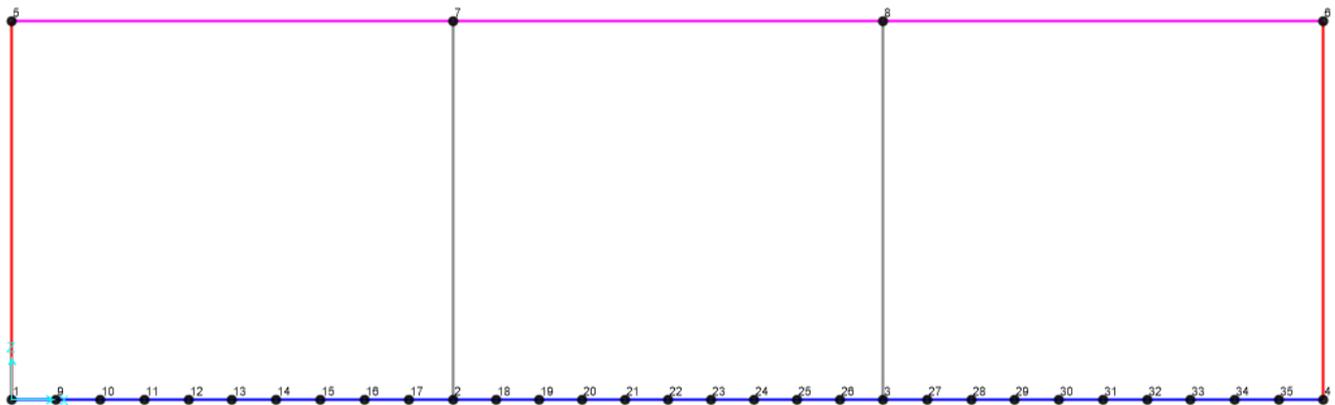


Figure 6-1: vista standard del modello

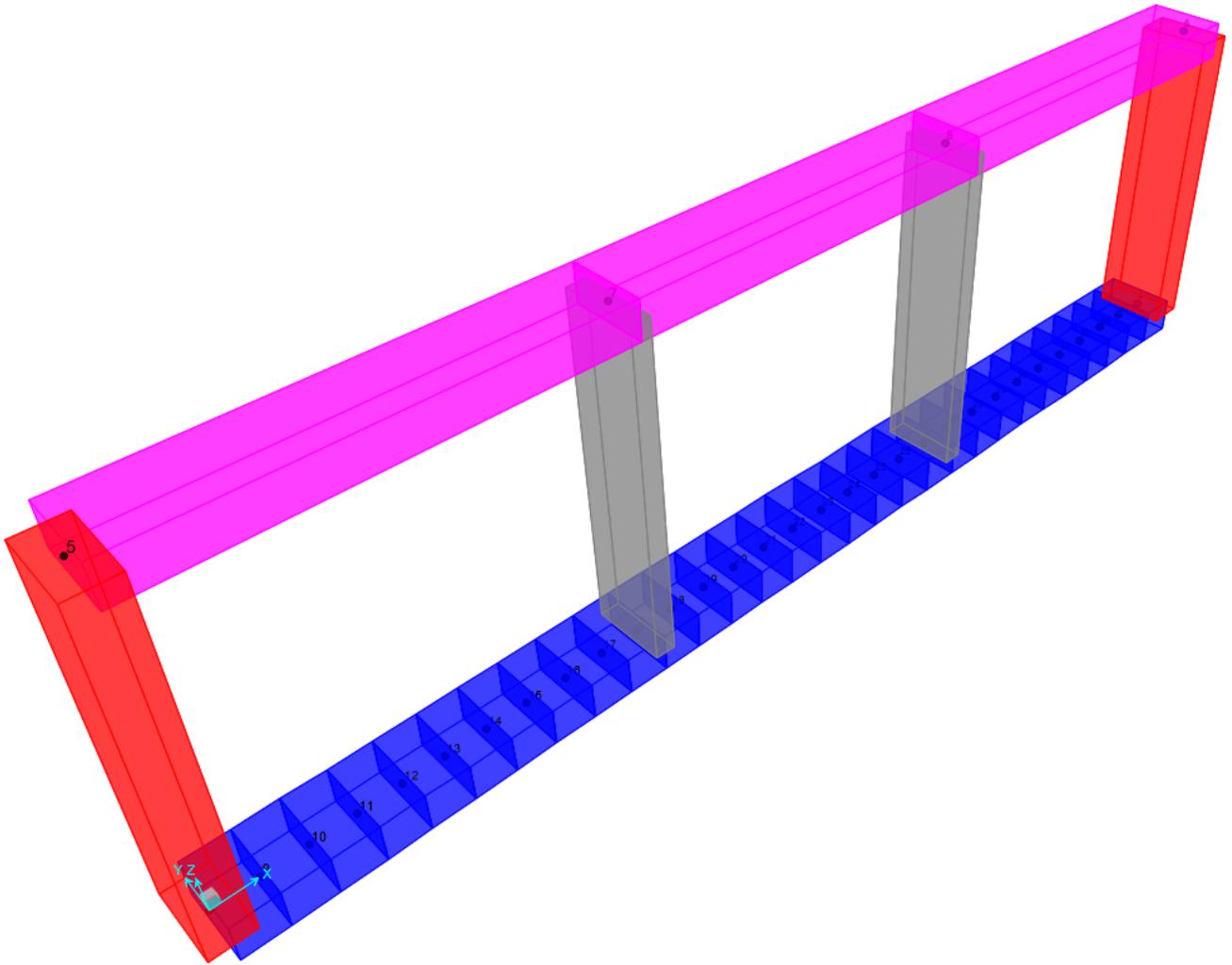


Figure 6-2: vista estrusa del modello

6.2 Modellazione dell'interazione suolo struttura

Secondo le indicazioni contenute nel manuale di progettazione RFI, la soletta di fondazione relativa ad ogni vano, viene suddivisa in 10 elementi, ossia, 11 nodi ai quali sono assegnate le molle verticali e orizzontali. La caratteristica elastica della generica molla viene calcolata attraverso la formulazione di Vogt:

$$k_s = \frac{1.33 \cdot E}{\sqrt[3]{bt^2 \cdot bl}}$$

Considerando il modulo operativo dell'unità UG1 pari a $E=30\text{MPa}$, si ottiene un valore del modulo di reazione verticale del terreno $K_s = 6284 \text{ kN/m}^3$, in base al quale si ricavano i valori delle singole molle. Considerata la profondità unitaria del modello ($b_L=1.00\text{m}$), si ha:

E	30 [MPa]	30'000 [kN/m ²]	modulo operativo
bt	16.00 [m]		larghezza trasversale
bl	1.00 [m]		profondità
Ks	6'284 [kN/m ³]		modulo di reazione verticale - Vogt

larghezza totale struttura	16.00 [m]
altezza totale struttura	5.00 [m]
Luce netta vasche laterali	4.83 [m]
Luce netta vasca centrale	4.84 [m]
Luce da interasse vasche laterali	5.21 [m]
Luce da interasse vasca centrale	5.09 [m]
Luce da interasse sezione trasversale	15.50 [m]
altezza netta vasca	4.00 [m]
altezza da interasse sezione trasversale	4.50 [m]
spessore piedritti	0.50 [m]
spessore soletta superiore	0.50 [m]
spessore fondazione inferiore	0.50 [m]
spessore setto	0.25 [m]
n° elementi in cui dividere la fondazione	10
interasse nodi vasche laterali	0.5205 [m]
interasse nodi vasca centrale	0.5090 [m]

Vasche laterali	verticale	orizzontale
k_nodi_centrali	3'271 [kN/m]	1'308 [kN/m]
k_nodi_spigolo_piedritto_50	6'413 [kN/m]	2'565 [kN/m]
k_nodi_intermedi	4'906 [kN/m]	1'962 [kN/m]
Vasca centrale		
k_nodi_centrali	3'198 [kN/m]	1'279 [kN/m]
k_nodi_intermedi	4'798 [kN/m]	1'919 [kN/m]
k_nodi_spigolo_piedritto_25	6'469 [kN/m]	2'588 [kN/m]

Tabella 6.2: definizione molle verticali e orizzontali

7 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

7.1 Peso proprio della struttura (Dead)

Il peso proprio delle solette, dei piedritti e dei setti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il c.a. $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

7.2 Carichi permanenti portati (Ricoprimento)

Sulla soletta superiore si considera uno spessore di ricoprimento di 1.50m con $\gamma_{ric} = 20.00 \text{ kN/m}^3$.

Peso ricoprimento: $1.50 \times 20.00 = 30 \text{ kN/m}$

In più, viene aggiunto, come carico concentrato nei nodi d'angolo in comune tra la soletta superiore e i piedritti, il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto (la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto).

Peso ricoprimento per metà spessore piedritto: $1.50 \times 20 \times (0.5/2) = 7.50 \text{ kN}$.

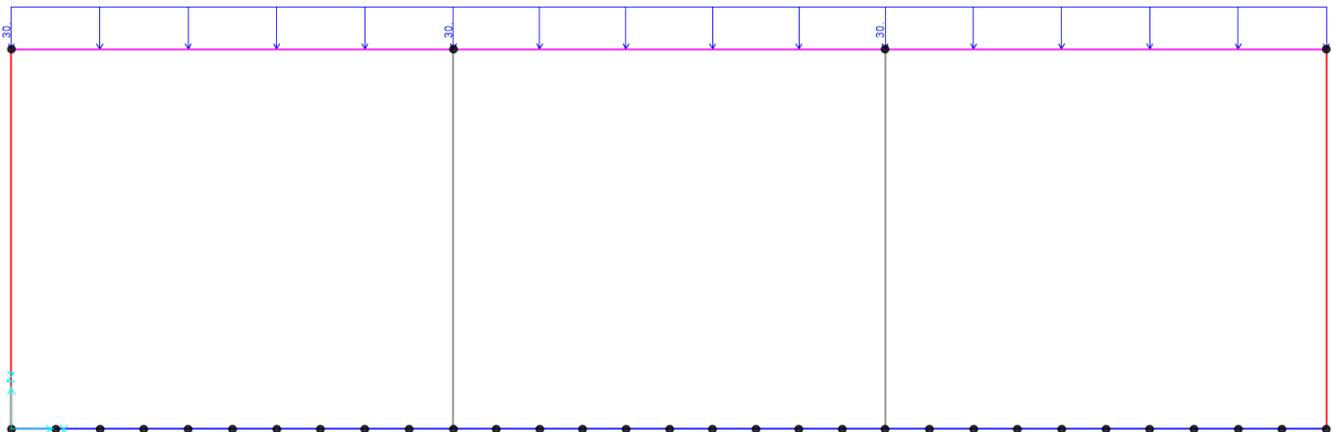


Figure 7-1: carico permanente distribuito sulla soletta superiore

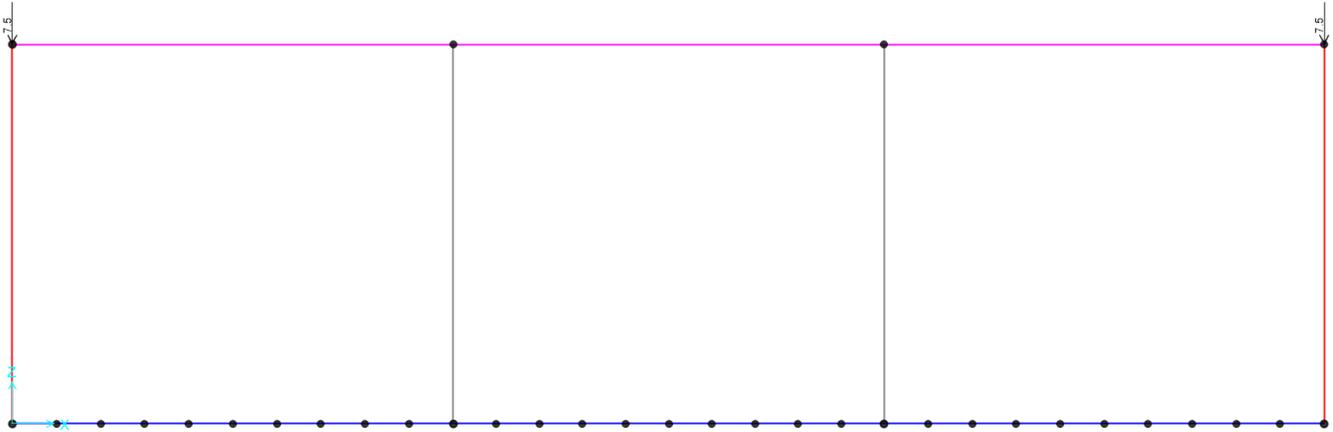


Figure 7-2: forze concentrate sui nodi esterni della soletta superiore

7.3 Spinta del terreno sui piedritti

Si ipotizza che il terreno utilizzato per il riempimento dello scavo sia lo stesso di quello attualmente presente in situ e in particolare riguarda le unità Ug2 e Ug1. Dal momento che il terreno in situ sarà scavato e rimaneggiato, per cui la stratigrafia futura sarà differente da quella attuale, si considerano, a favore di sicurezza, i parametri più cautelativi ovvero, angolo d'attrito $\phi = 26^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, lungo tutta l'altezza dello scatolare. Il coefficiente di spinta a riposo viene calcolato utilizzando la formula:

$K_0 = 1 - \sin\Phi$, per cui si ottiene il valore $K_0 = 0.5616$

La pressione del terreno verrà calcolata secondo la formula:

$$P = (h_{\text{variabile}} * \gamma_{\text{terreno}}) * K_0$$

e per cui risulta alle diverse quote:

k0	0.5616	coefficiente di spinta a riposo
P1	17 [kN/m]	Pressione estradosso soletta superiore
P2	19 [kN/m]	Pressione in asse soletta superiore
P3	70 [kN/m]	Pressione in asse soletta inferiore
P4	73 [kN/m]	Pressione intradosso soletta inferiore

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	17 di 64

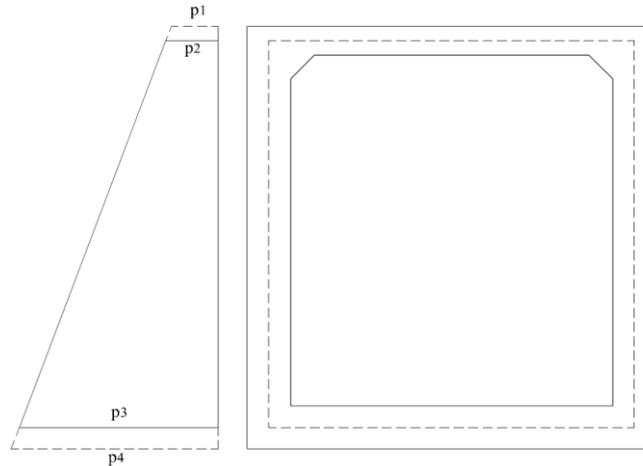


Figure 7-3: spinta del terreno

In più, viene aggiunto, come carico concentrato nei nodi d'angolo in comune tra le solette e i piedritti, per la SPTSX e per la SPTDX la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore:

Spinta semispessore sol. sup.

$$1/2 * (P1+P2)*(Ss/2)= 5.00 \text{ kN}$$

Spinta semispessore sol. inf.)

$$1/2 * (P3+P4)*(Sf/2)= 18.00 \text{ kN}$$

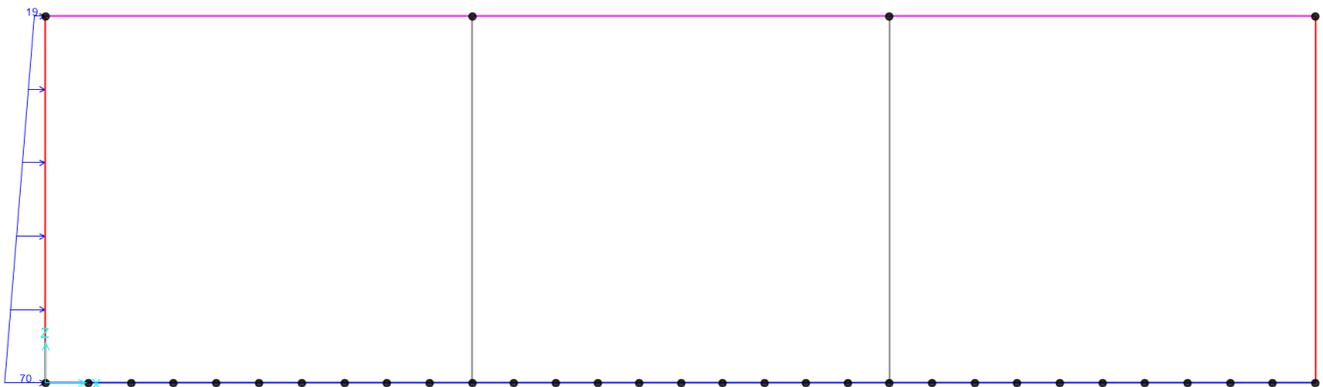


Figure 7-4: spinta terreno su piedritto sinistro - carico distribuito

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	18 di 64

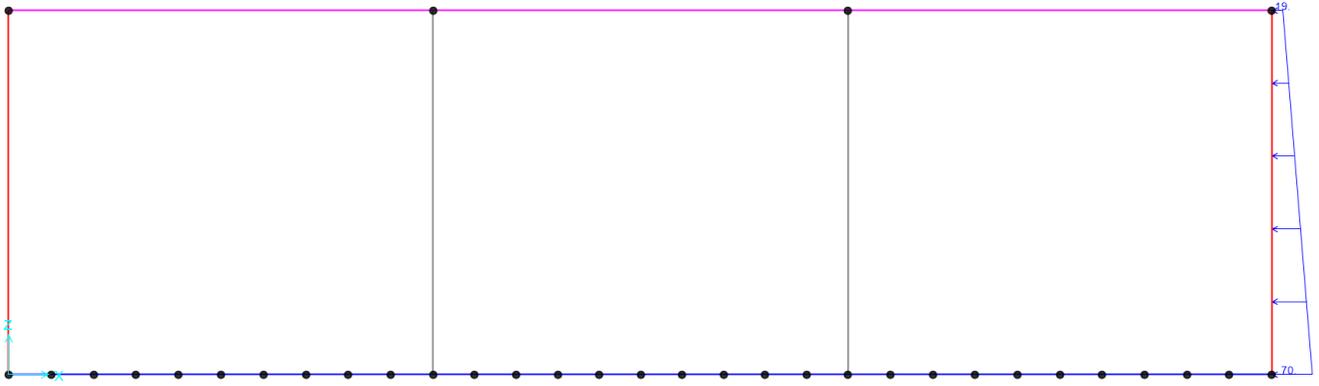


Figure 7-5: spinta terreno su piedritto destro - carico distribuito

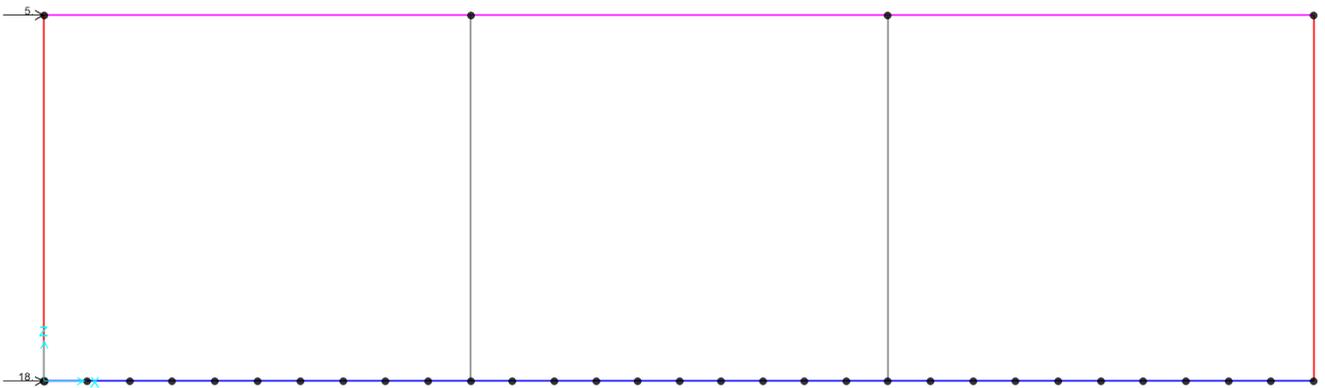


Figure 7-6: spinta terreno su piedritto sinistro – carichi concentrati nei nodi

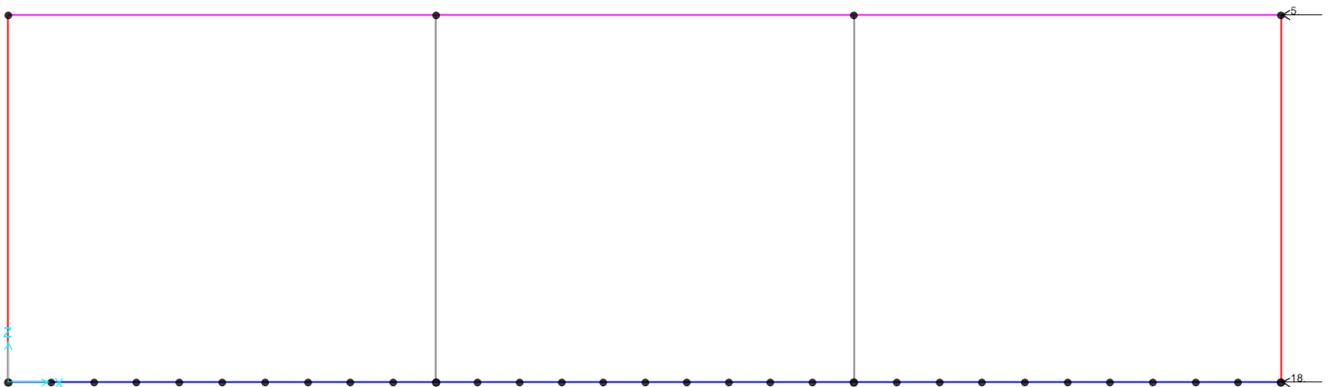


Figure 7-7: spinta terreno su piedritto destro – carichi concentrati nei nodi

7.4 Spinta idrostatica del liquido interno

La spinta idrostatica esercitata dall'acqua sulle pareti non viene considerata a favore di sicurezza poiché si oppone alle sollecitazioni prevalenti dovute alla spinta delle terre.

7.5 Carichi accidentali

L'azione di un ipotetico mezzo che transita al di sopra dello scatolare, viene simulata applicando un carico accidentale di 20kPa, posizionato in modo da massimizzare di volta in volta le sollecitazioni in sezioni differenti. Si riporta di seguito l'applicazione del carico accidentale nel modello. Sui piedritti sarà applicata una pressione pari a $p=q \times k_0 = 20 \times 0.56 = 11.25 \text{ kN/m}$:

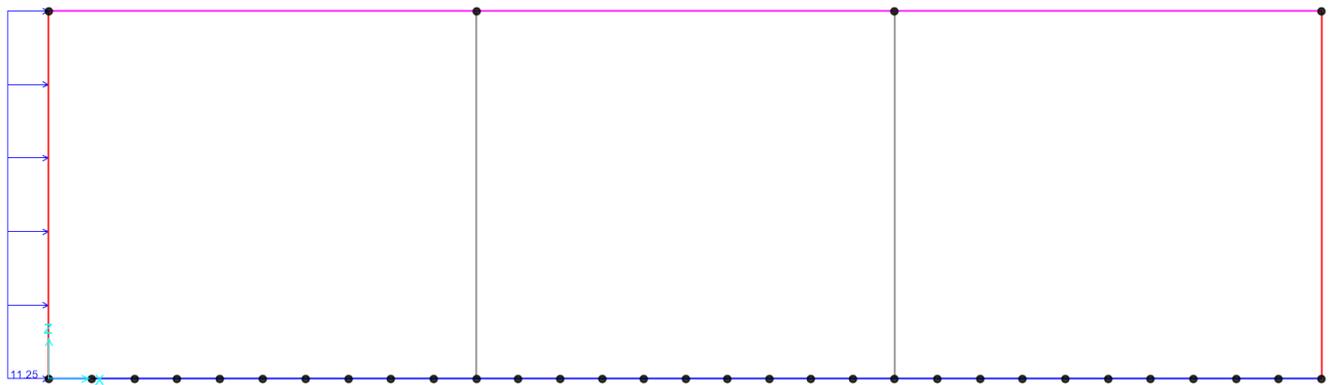


Figure 7-8: carico accidentale in posizione 1 – pressione orizzontale sul piedritto sinistro

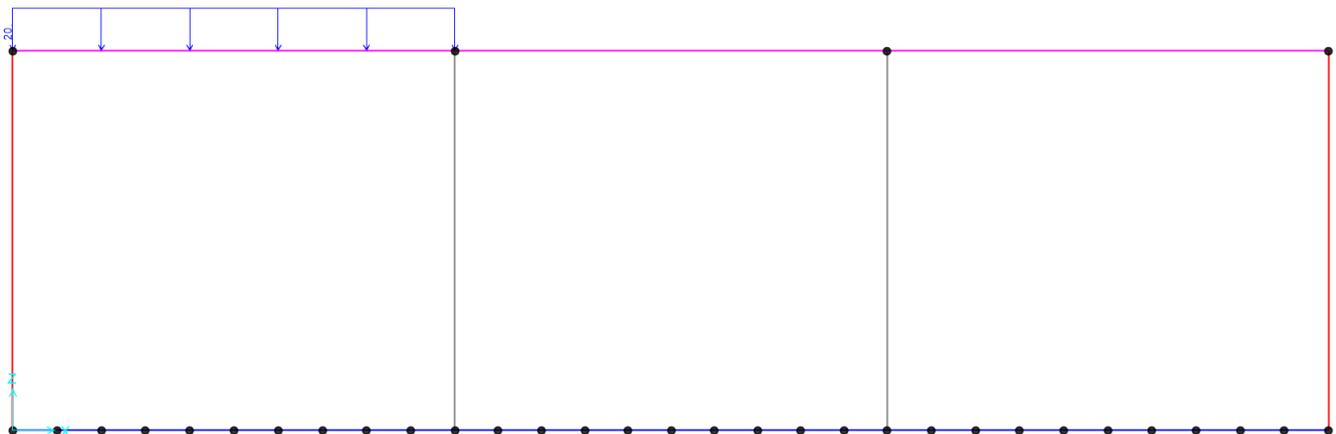


Figure 7-9: carico accidentale in posizione 2 – carico verticale sulla campata 1

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	20 di 64

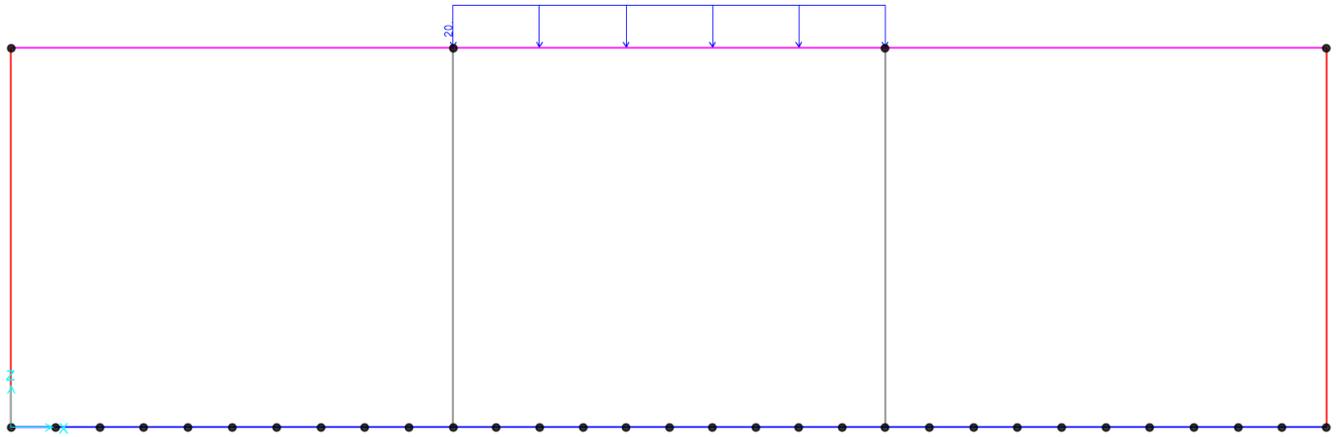


Figure 7-10: carico accidentale in posizione 3 – carico verticale sulla campata 2

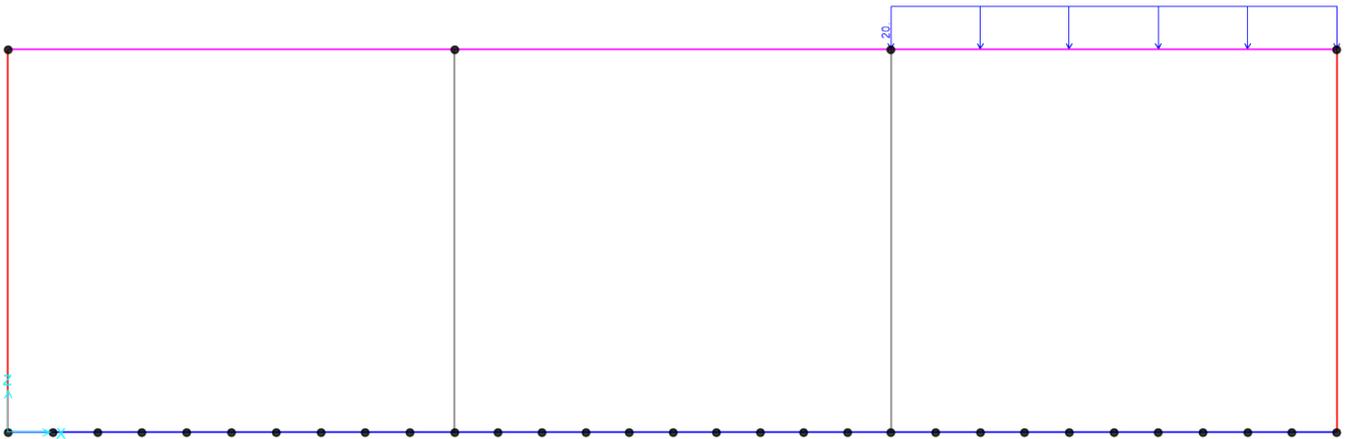


Figure 7-11: carico accidentale in posizione 4 – carico verticale sulla campata 3

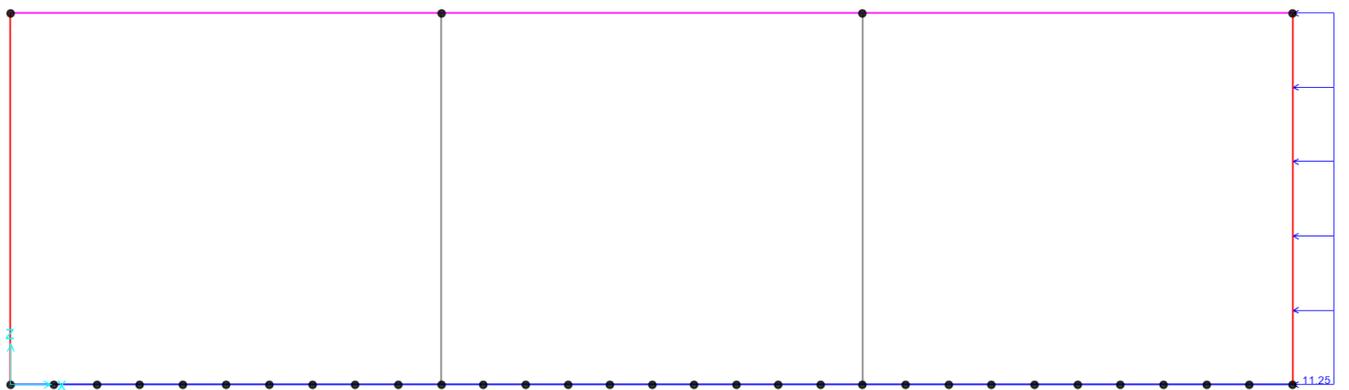


Figure 7-12: carico accidentale in posizione 5 – pressione orizzontale sul piedritto destro

7.6 Azioni indotte dalle variazioni termiche

La variazione termica uniforme applicata alla soletta di copertura è pari a $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$.

La variazione termica a farfalla applicata alla soletta di copertura è pari a $\Delta T = \pm 5^\circ\text{C}$.

7.7 Ritiro

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti ε_{cs} deformazione da ritiro totale e $\phi(t, t_0)$ coefficiente di viscosità, come definiti nell’EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1.

In definitiva, i fenomeni di ritiro vengono considerati applicando alla soletta di copertura una variazione termica equivalente pari a:

$$\Delta T_{\text{rit}} = -10^\circ\text{C}.$$

7.8 Azione sismica

Nell’analisi pseudo-statica l’azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$F_h = k_h \cdot W ; \quad \text{forza sismica orizzontale}$$

$$F_v = k_v \cdot W ; \quad \text{forza sismica verticale}$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\text{max}}}{g} ; \quad \text{coeff. sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h ; \quad \text{coeff. sismico verticale}$$

Dove:

$$a_{\text{max}} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

S_S = coeff. amplificazione stratigrafica

S_T = coeff. di amplificazione topografica

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV).

7.8.1 Pericolosità sismica

Per la caratterizzazione sismica del sito si è utilizzata la zonazione di cui al DM 17/01/2018, introducendo le coordinate geografiche di latitudine e longitudine proprie del sito di costruzione.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta |>

Variabilità dei parametri |>

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri |>

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

L'azione sismica è stata individuata in accordo con le normative vigenti sulla base dei seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso dell'opera III $C_U = 1.5$

La classe d'uso dell'opera è stata considerata pari a III, a favore di sicurezza, in analogia a quanto fatto con il sottopasso della stazione di Curno.



L'azione sismica di progetto viene calcolata con riferimento allo SLV, per il quale si calcola un periodo di ritorno dell'azione sismica di progetto pari a 712 anni. In funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica, sono definiti i parametri di base dell'azione sismica:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.035	2.477	0.210
SLD	75	0.045	2.454	0.230
SLV	712	0.122	2.440	0.275
SLC	1462	0.157	2.478	0.281

Figura 1 – Tabella parametri azione

Per la caratterizzazione sismica si fa riferimento alla MASW 11. I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di categoria B, tuttavia, in ossequio al DGR n.IX/2616 di Regione Lombardia del 30/11/2011, i valori di soglia per il fattore di amplificazione risultano superati, si assume la categoria di suolo più penalizzante, pertanto il terreno deve essere assunto di categoria C.

In funzione della categoria del sottosuolo e della categoria topografica, si valutano le azioni sismiche di base per il sito in esame. In particolare, sono definite:

- Categoria di sottosuolo C

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	24 di 64

- Categoria topografica T1

Da cui si evincono i seguenti valori del coefficiente stratigrafico e topografico

- Coefficiente stratigrafico $S_S = 1.50$
- Coefficiente topografico $S_T = 1.00$

Come anzidetto, il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. 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. I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove :

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

Coefficients sismici agli SLV			
$S = S_S \cdot S_T$	=	1.50	
a_{\max}	=	0.183	g
β_m	=	1.00	Struttura che non subisce spostamenti
K_h	=	0.183	coeff. sismico orizzontale
K_v	=	0.092	coeff. sismico verticale

7.8.2 Forze inerziali e sovraspinta sismica del terreno

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi permanenti strutturali (G1) e ai carichi permanenti non strutturali (G2). In accordo al 5.1.3.12 si assume $\psi_2=0$ per i carichi dovuti al transito dei mezzi.

Sisma orizzontale

Forza orizzontale totale sulla soletta di copertura:

$$F_{h,1} = (20 \times 1.50 + 25 \times 0.50) \times 0.183 = 7.70 \text{ kN/m}$$

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	25 di 64

Forza orizzontale sui piedritti:

$$F_{h,2} = 25 \times 0.50 \times 0.183 = 2.30 \text{ kN/m}$$

Forza orizzontale sui setti:

$$F_{h,3} = 25 \times 0.25 \times 0.183 = 1.15 \text{ kN/m}$$

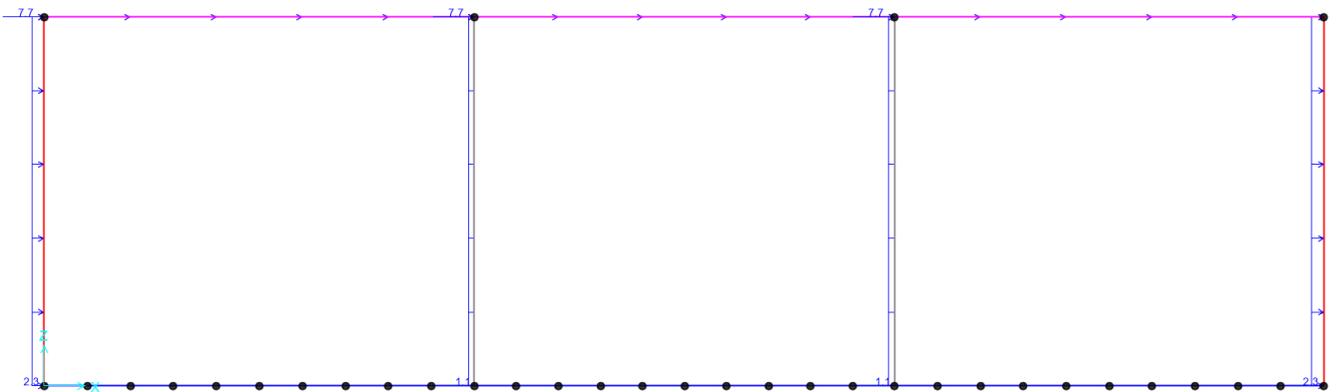


Figure 7-13: inerzia orizzontale

Sisma verticale

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F_{v,1} = (20 \times 1.50 + 25 \times 0.50) \times 0.092 = 3.90 \text{ kN/m}$$

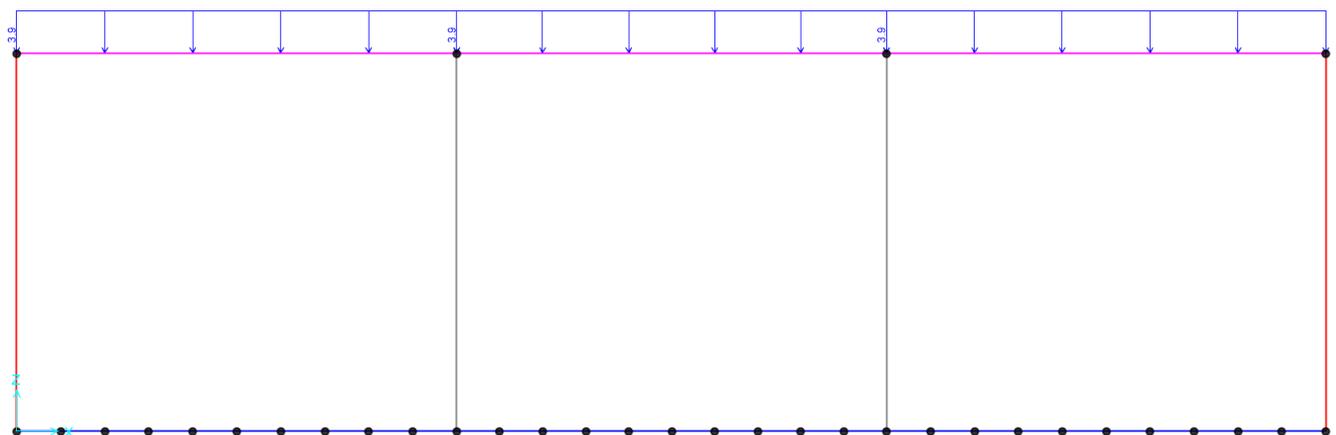


Figure 7-14: inerzia verticale

Spinta delle terre

Le spinte delle terre vengono determinate in base alla teoria di Wood secondo cui la risultante dell'incremento di spinta sismico su una parete di altezza H vale:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 0.183 \times 20 \times 5.0^2 = 91 \text{ kN}$$

Nel modello di calcolo viene applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto:

$$\text{wood} = 0.183 \times 20 \times 5.0 = 18 \text{ kN/m}$$

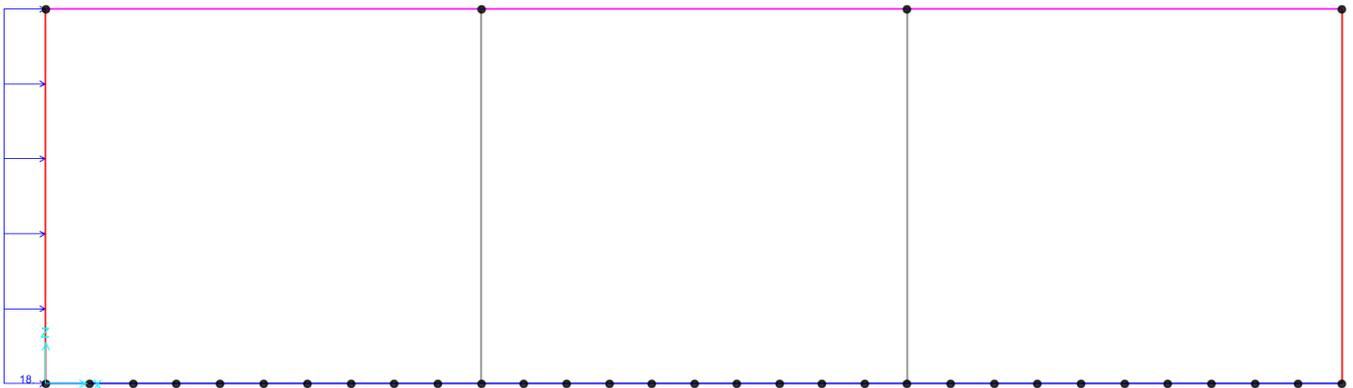


Figure 7-15: incremento sismico da sinistra

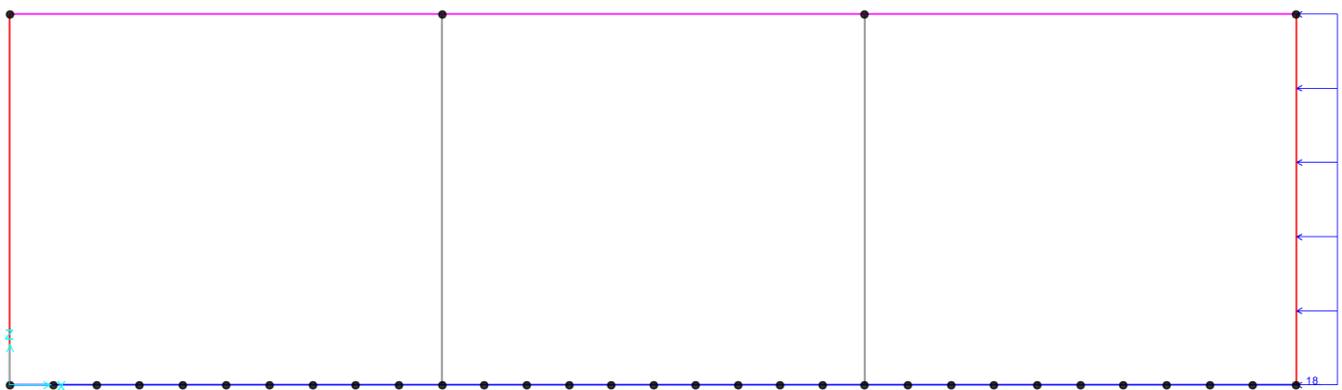


Figure 7-16: incremento sismico da destra

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Sulla base delle condizioni di carico elementare precedentemente illustrate sono state definite le combinazioni di carico.

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

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

Nella valutazione dell'azione sismica, la risposta è calcolata unitariamente per le due componenti come segue:

– $E1 = \pm 1.00 \quad Ex \pm 0.30 \quad Ez$

– $E2 = \pm 0.30 \quad Ex \pm 1.00 \quad Ez$

Ai fini delle verifiche agli SLU, SLV ed SLE per la verifica delle tensioni, si fa riferimento alla tabella 5.1.V per i coefficienti parziali di sicurezza e , alla tabella 5.1.VI per i coefficienti di combinazione ψ .

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

		Coefficiente	EQU ^m	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Figure 8-1: coefficienti parziali di sicurezza

 Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figure 8-2: coefficienti di combinazione

Il carico variabile da traffico stradale è considerato con $\gamma_q=1.35$ e con coefficienti di combinazione $\psi_0=0.75$, $\psi_1=0.75$ e $\psi_2=0.00$ in accordo alle tabelle 5.1.V e 5.1.VI delle NTC 2018.

Le azioni descritte nei paragrafi precedenti ed utilizzati nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

n° Load Case	Load Case
1	dead
2	permanenti esterni - ricoprimento
3	SPTSX - spinta terreno da sx
4	SPTDX - spinta terreno da dx
5	accidentale 1
6	accidentale 2
7	accidentale 3
8	accidentale 4
9	accidentale 5
10	$\Delta T +15$ uniforme
11	$\Delta T -15$ uniforme
12	$\Delta T +5$ lineare
13	$\Delta T -5$ lineare
14	ritiro
15	inerzia orizzontale
16	inerzia verticale
17	wood

Figure 8-3: casi elementari di carico



**PROGETTO DEFINITIVO
RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO
APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA
LINEA DA CURNO A BERGAMO
FV02 – FERMATA DI CURNO**

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	30 di 64

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico implementate nel modello di calcolo:

n° Load Case	Load Case	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6	SLU 7	SLU 8	SLU 9	SLU 10	SLU 11	SLU 12	SLU 13	SLU 14	SLU 15	SLU 16	SLU 17	SLU 18	SLU 19	SLU 20	SLU 21	SLU 22	SLU 23	SLU 24	SLU 25	SLU 26
1	dead	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
2	permanenti esterni - ricoprimento	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
3	SPTSX - spinta terreno da sx	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
4	SPTDX - spinta terreno da dx	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35
5	accidentale 1	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
6	accidentale 2	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
7	accidentale 3	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
8	accidentale 4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
9	accidentale 5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00
10	AT+15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
11	AT-15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	AT+5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	AT-5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
14	ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 8.1: combinazioni di carico allo SLU

n° Load Case	Load Case	RARA 1	RARA 2	RARA 3	RARA 4	RARA 5	RARA 6	RARA 7	RARA 8	RARA 9	RARA 10	RARA 11	RARA 12	RARA 13	RARA 14	RARA 15	RARA 16	RARA 17	RARA 18	RARA 19	RARA 20	RARA 21	RARA 22	RARA 23	RARA 24	RARA 25	RARA 26
1	dead	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	permanenti esterni - ricoprimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	SPTSX - spinta terreno da sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	SPTDX - spinta terreno da dx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	accidentale 1	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
6	accidentale 2	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00
7	accidentale 3	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
8	accidentale 4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00
9	accidentale 5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00
10	AT+15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
11	AT-15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	AT+5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	AT-5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
14	ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 8.2: combinazioni di carico allo SLE - RARA

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
NB1R 02 D 26 CLFV0200003 A 31 di 64

n° Load Case	Load Case	SLV 1	SLV 2	SLV 3	SLV 4	SLV 5	SLV 6	SLV 7	SLV 8	SLV 9	SLV 10	SLV 11	SLV 12	SLV 13	SLV 14	SLV 15	SLV 16	SLV 17	SLV 18	SLV 19	SLV 20	SLV 21	SLV 22	SLV 23	SLV 24	
1	dead	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	permanenti esterni - ricoprimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	SPTSX - spinta terreno da sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	SPTDX - spinta terreno da dx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	accidentale 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	accidentale 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	accidentale 3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	accidentale 4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	accidentale 5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	ΔT+15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
11	ΔT-15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	ΔT+5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	ΔT-5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
14	ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	inerzia orizzontale	1.00	-1.00	-1.00	1.00	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	-1.00	1.00	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	-1.00	1.00	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00
16	inerzia verticale	0.30	0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00
17	wood	1.00	-1.00	-1.00	1.00	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	-1.00	1.00	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	-1.00	1.00	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00

Tabella 8.3: combinazioni di carico allo SLV

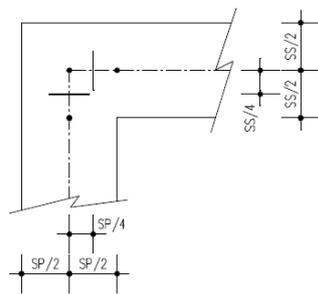
Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	32 di 64

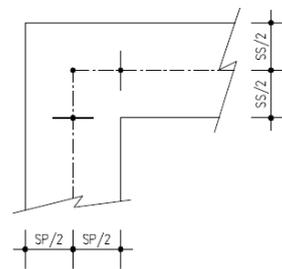
Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

Di seguito le sezioni verificate:

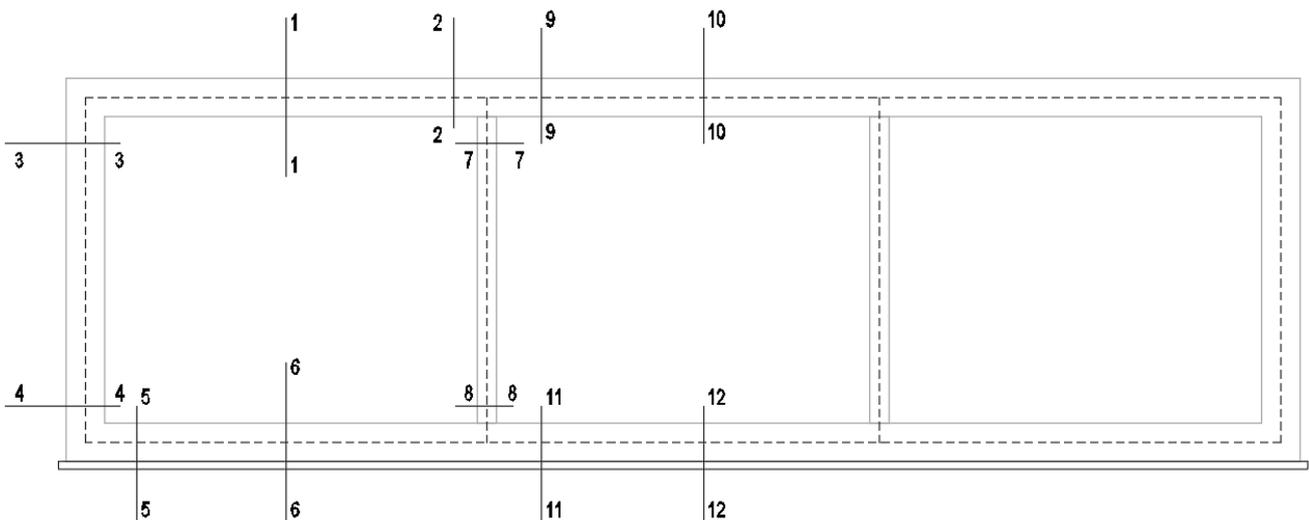


Figura 2: Sezioni di verifica

9 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI PER GLI STATI LIMITE ANALIZZATI

Si riportano di seguito gli involuipi dei diagrammi delle sollecitazioni per lo stato limite ultimo SLU – combinazione fondamentale, stato limite di esercizio SLE - combinazione RARA e stato limite di salvaguardia della vita SLV.

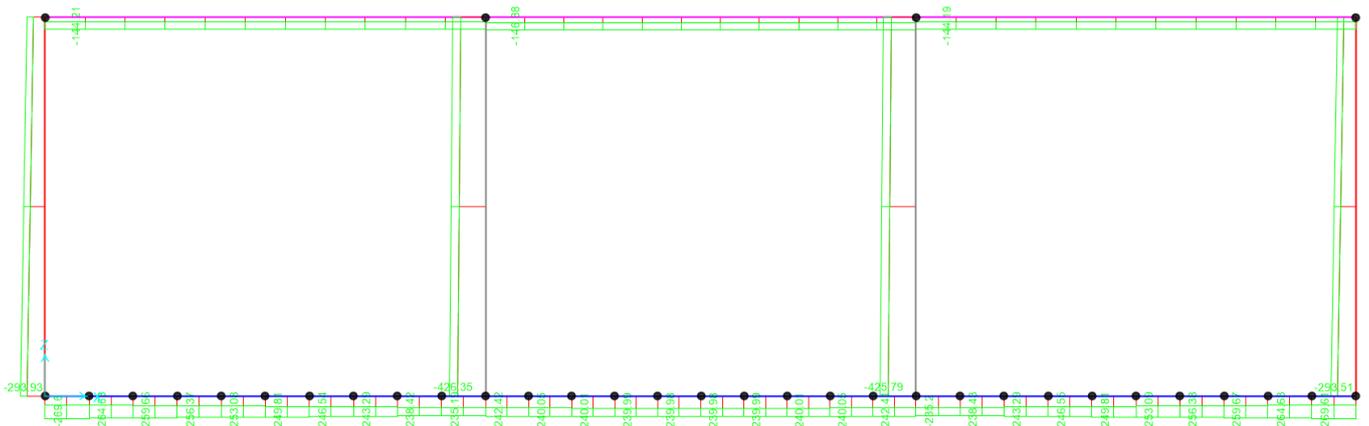


Figure 9-1: involuppo sforzo assiale SLU

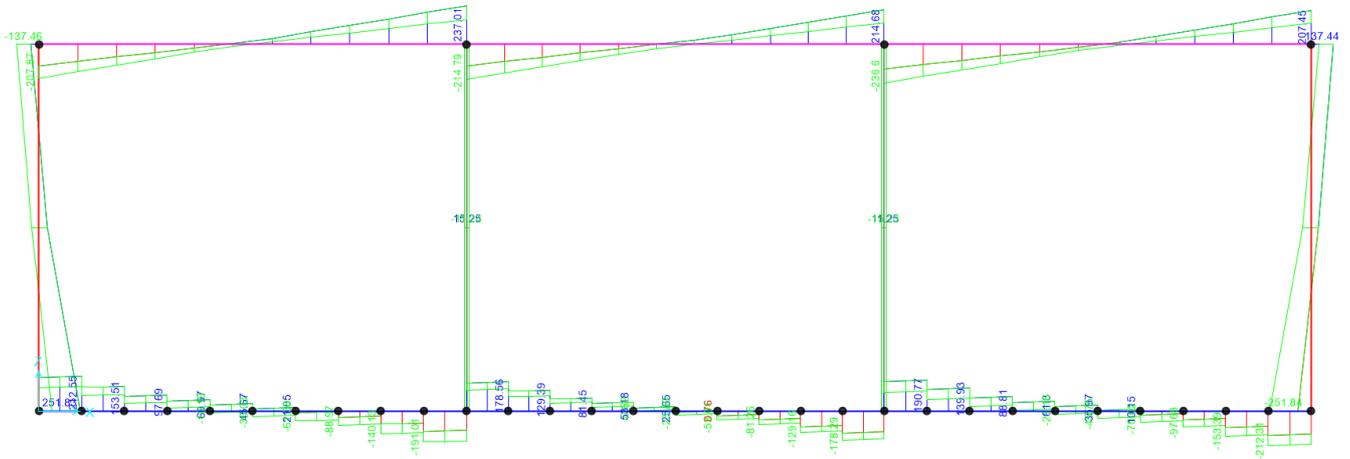


Figure 9-2: involuppo azione tagliante SLU

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	34 di 64

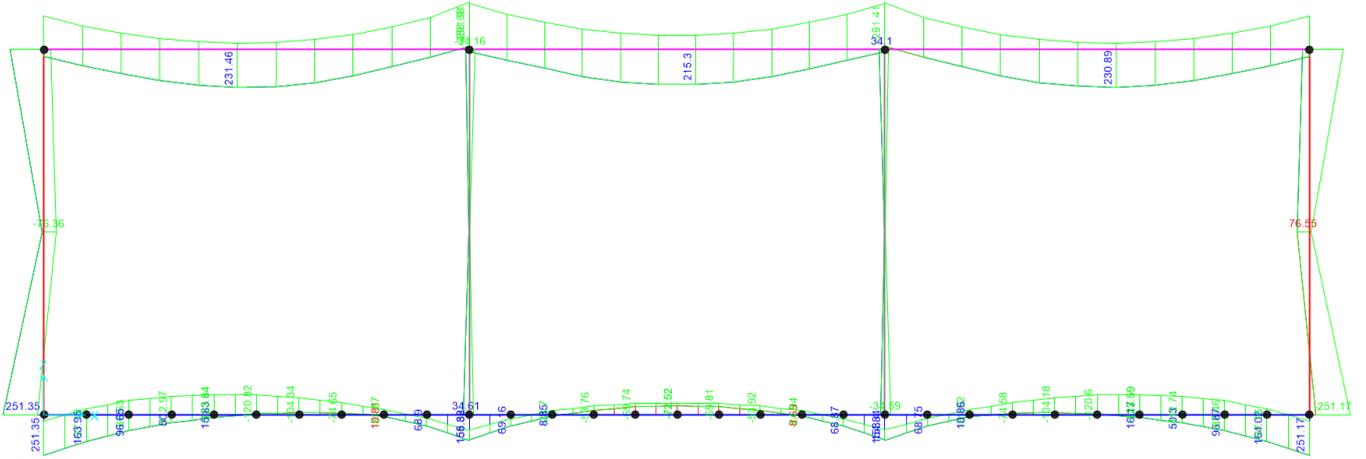


Figure 9-3: involupto momento flettente SLU

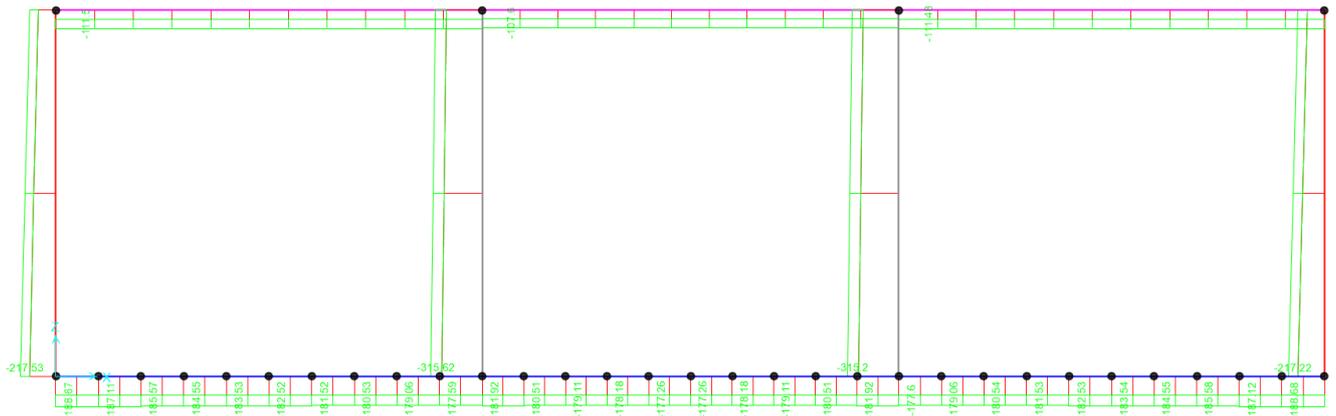


Figure 9-4: involupto azione assiale SLE - RARA

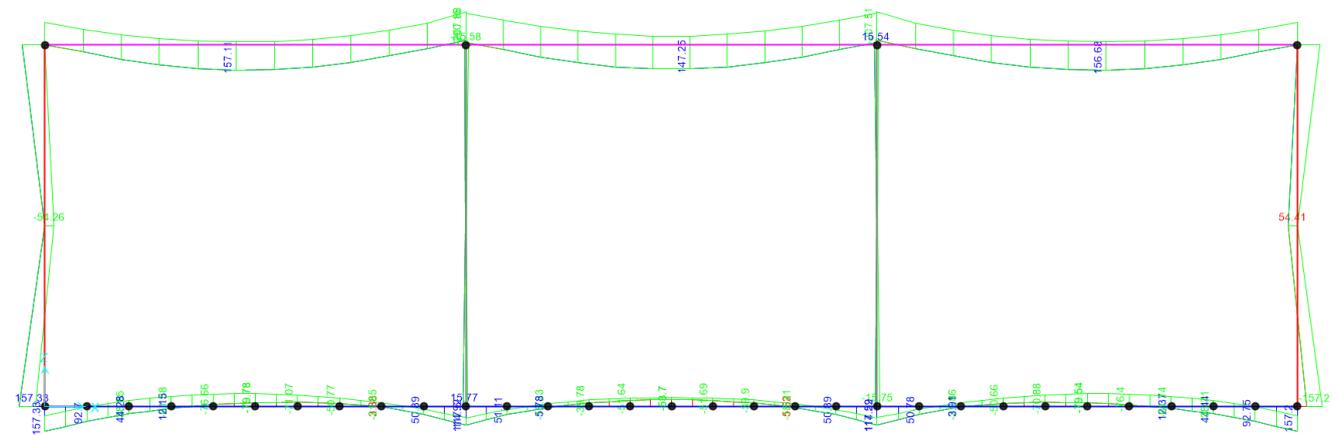


Figure 9-5: involupto momento flettente SLE - RARA

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	35 di 64

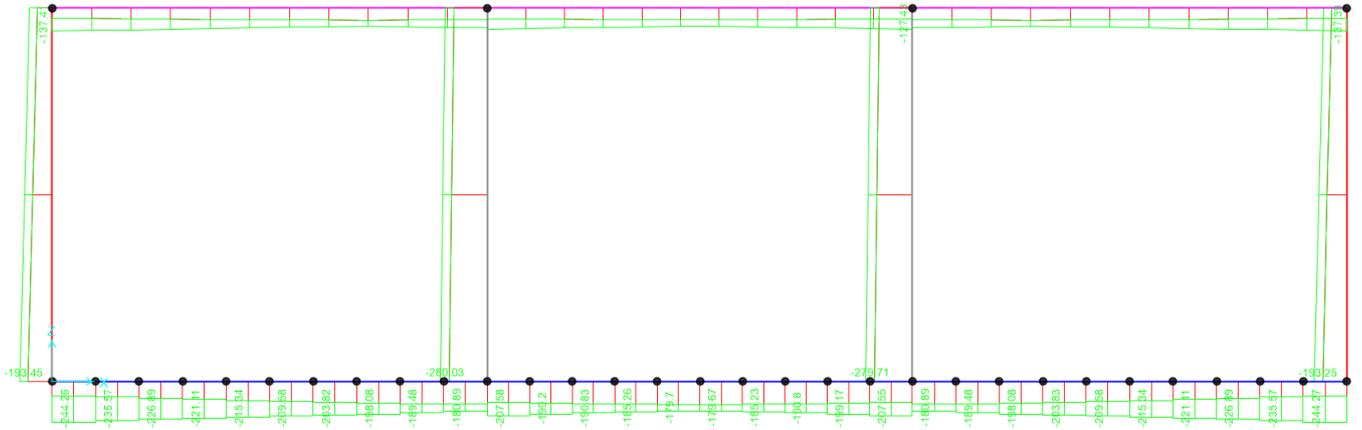


Figure 9-6: involuppo azione assiale SLV

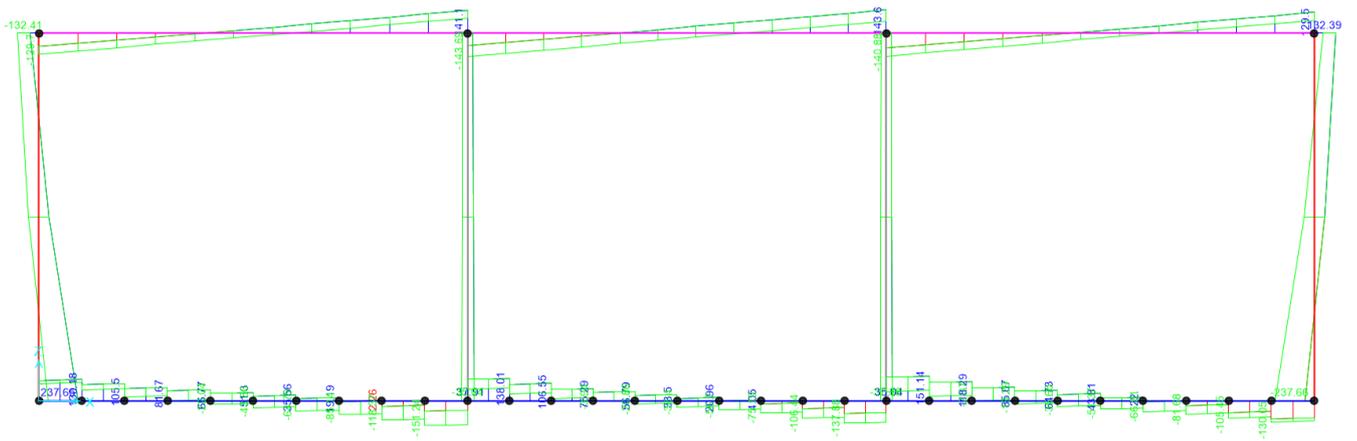


Figure 9-7: involuppo azione tagliante SLV

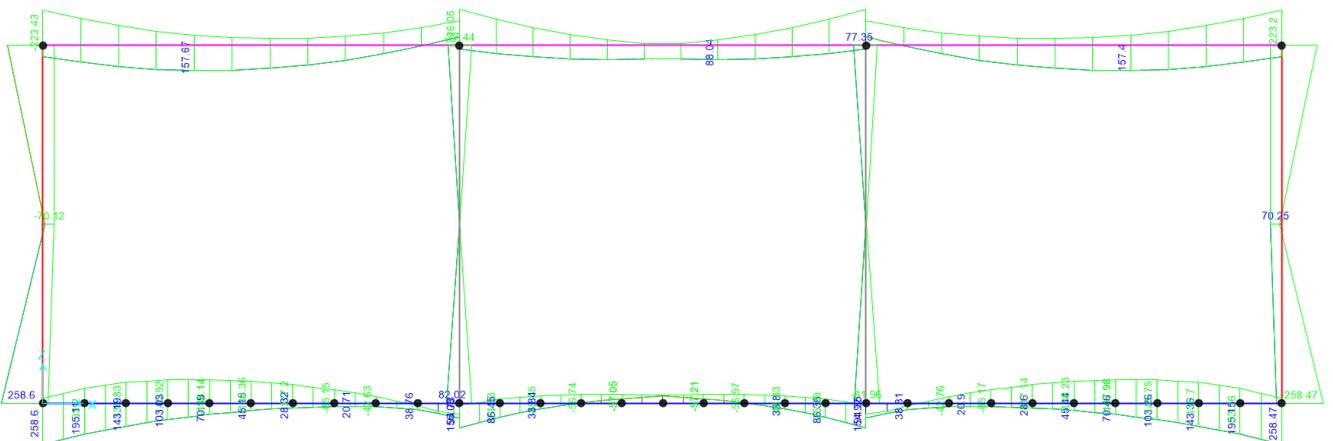


Figure 9-8: involuppo momento flettente SLV

10 VERIFICHE

10.1 Verifiche a flessione e taglio

10.1.1 Sezione 1 – soletta superiore in mezzeria – Verifica per momento positivo

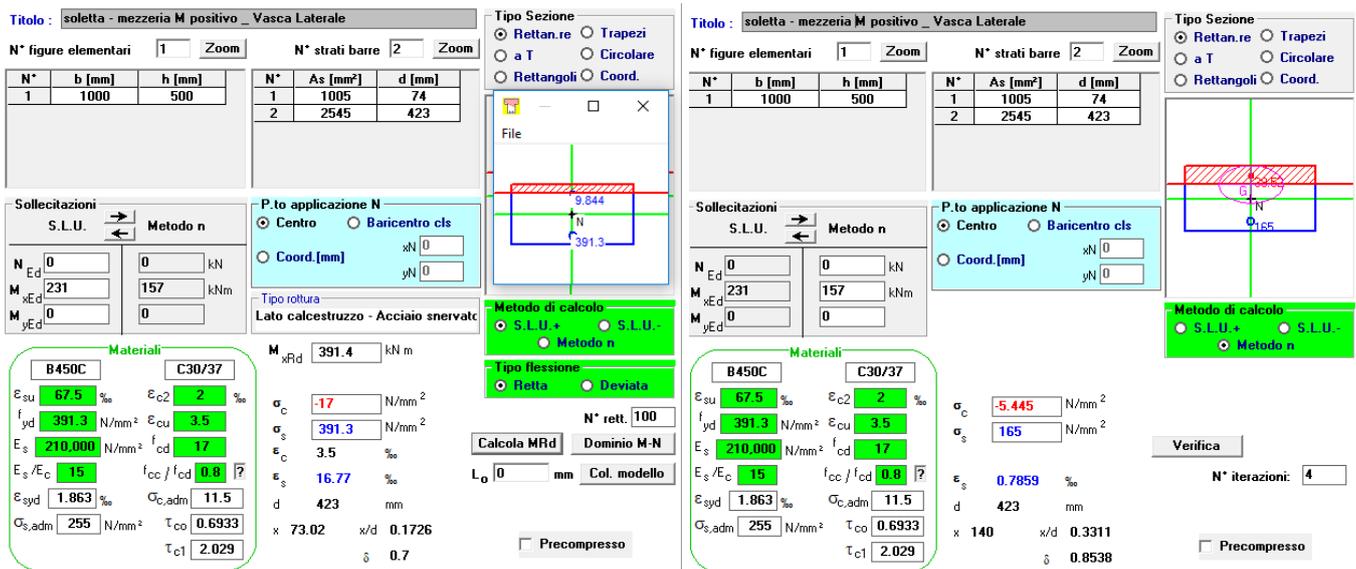


Figure 10-1: verifica a flessione SLU e SLE

Armatura tesa

Φ 18/100

Armatura compressa

Φ 16/200

Armatura a taglio

Φ 10/200x200 per 1.00 metro a partire da estradosso piedritto

$$S.F. SLU = 391/231 = 1.69$$

$$S.F. SLE = 0.2/0.18 = 1.11$$

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls ≤ C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls > 50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
ofess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m ³	b-h ² /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M _{Ed}	157	kNm	momento di calcolo
check	FESSURATO		
σ _s	165	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
α.e	6.40		Es/Ecm
c'	77	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	423	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	140	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	192.5	mm	
(h-x)/3	120.0	mm	
h/2	250.0	mm	
h _{c,ef}	120.0	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
A _{c,eff}	120'000	mm ²	Area efficace= b*hc,ef
A _s	2545	mm ²	Area armatura nella zona tesa
ρ _{eff}	0.02121		Percentuale armatura: As/Ac,eff
ε _{sm}	0.000471		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	68	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro φ ₁
Φ1	18	mm	diametro φ ₁
n2	0		numero di barre con diametro φ ₂
Φ2	0	mm	diametro φ ₂
φ _{eq}	18.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ _{smax}	375.483	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W _d	0.18	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 10-2: calcolo ampiezza di fessura

10.1.2 Sezione 2 – soletta superiore in appoggio – Verifica per momento negativo

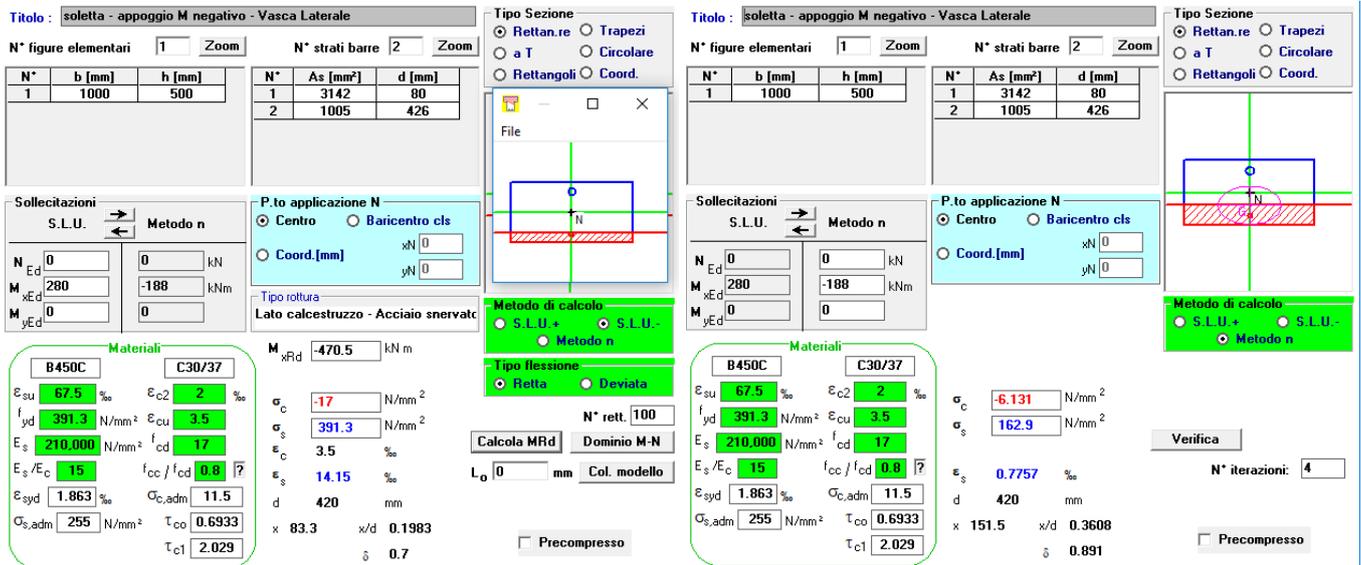


Figure 10-3: verifica a flessione SLU e SLE

Armatura tesa

Φ 20/100

Armatura compressa

Φ 16/200

Armatura a taglio

Φ 10/200x200 per 1.00 metro a partire da intradosso piedritti

S.F. SLU= $470/280=1.68$

S.F. SLE= $0.2/0.17=1.18$

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	39 di 64

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls ≤ C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls > 50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
ofess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m ³	b·h ² /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M _{Ed}	188	kNm	momento di calcolo
check	FESSURATO		
σ _s	163	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	80	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	420	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	152	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	200.0	mm	
(h-x)/3	116.2	mm	
h/2	250.0	mm	
h _{c,ef}	116.2	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
A _{c,eff}	116'167	mm ²	Area efficace= b*hc,ef
A _s	3142	mm ²	Area armatura nella zona tesa
ρ _{eff}	0.02705		Percentuale armatura: As/Ac,eff
ε _{sm}	0.000465		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	70	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro φ ₁
φ1	20	mm	diametro φ ₁
n2	0		numero di barre con diametro φ ₂
φ2	0	mm	diametro φ ₂
φ eq	20.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ _{smax}	363.705	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W _d	0.17	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 10-4: calcolo ampiezza di fessura

10.1.3 Sezione 3 – piedritto Testa – Verifica per momento negativo

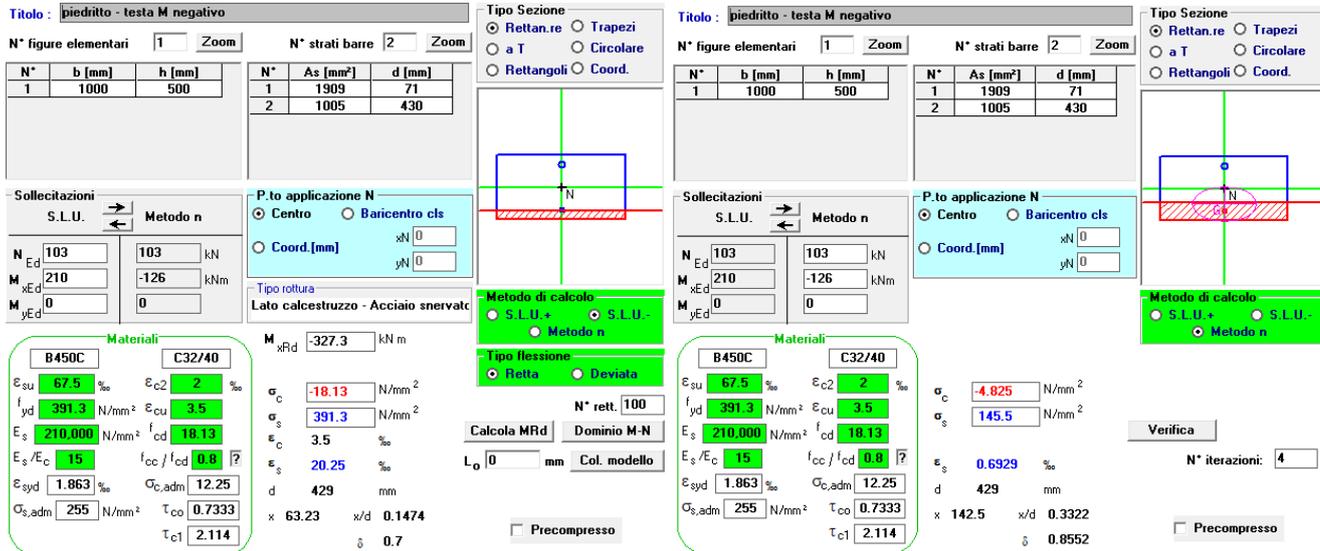


Figure 10-5: verifica a flessione SLU e SLE

A favore di sicurezza, lo sforzo normale in testa al piedritto è quello dovuto ai soli pesi propri e ai permanenti portati.

Armatura tesa $\Phi 18/200 + \Phi 18/400$

Armatura compressa $\Phi 16/200$

Armatura a taglio $\Phi 10/200 \times 200$ per 1.00 metro a partire da intradosso fondazione

S.F. SLU = $327/210 = 1.56$

S.F. SLE = $0.2/0.17 = 1.18$

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	42 di 64

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls ≤ C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls > 50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciai armatura
ofess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m ³	b·h ² /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M _{Ed}	126	kNm	momento di calcolo
check	FESSURATO		
σ _s	146	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	71	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	429	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	143	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	177.5	mm	
(h-x)/3	119.2	mm	
h/2	250.0	mm	
h _{c,ef}	119.2	mm	Altezza efficace armatura = min(2.5*(h-d); (h-x)/3; h/2)
A _{c,eff}	119'167	mm ²	Area efficace = b*hc,ef
A _s	1909	mm ²	Area armatura nella zona tesa
ρ _{eff}	0.01602		Percentuale armatura: As/Ac,eff
ε _{sm}	0.000416		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	7.5		numero di barre con diametro φ ₁
φ1	18	mm	diametro φ ₁
n2	0		numero di barre con diametro φ ₂
φ2	0	mm	diametro φ ₂
φ eq	18.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ _{smax}	401.816	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W _d	0.17	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 10-6: calcolo ampiezza di fessura

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	43 di 64

Verifica di resistenza a taglio

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 7.5$	$\emptyset 18$	$= 19.09 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 450$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$	MPa resist. di calcolo			19.09 cm^2

• **Sollecitazioni** (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = -103.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 127.0 \text{ kN}$$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.667 < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0.412$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = -0.21 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 224.0 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 199.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 224.0 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

10.1.4 Sezione 4 – piedritto Base – Verifica per momento negativo

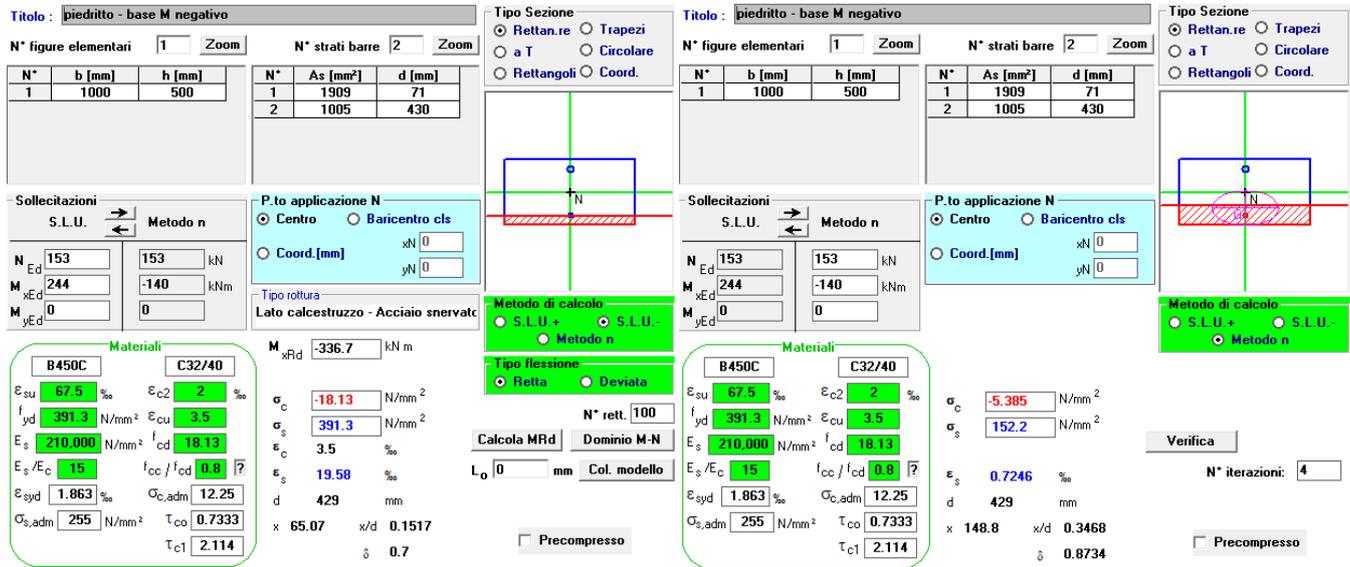


Figure 10-7: verifica a flessione SLU e SLE

A favore di sicurezza, lo sforzo normale in testa al piedritto è quello dovuto ai soli pesi propri e ai permanenti portati.

Armatura tesa $\Phi 18/200 + \Phi 18/400$

Armatura compressa $\Phi 16/200$

Armatura a taglio $\Phi 10/200 \times 200$ per 1.00 metro a partire da intradosso fondazione

S.F. SLU = $337/244 = 1.38$

S.F. SLE = $0.2/0.17 = 1.18$

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	45 di 64

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls ≤ C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls > 50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m ³	b·h ² /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M _{Ed}	140	kNm	momento di calcolo
check	FESSURATO		
σ _s	152	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	71	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	429	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	149	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	177.5	mm	
(h-x)/3	117.1	mm	
h/2	250.0	mm	
h _{c,ef}	117.1	mm	Altezza efficace armatura = min(2.5*(h-d); (h-x)/3; h/2)
A _{c,eff}	117'067	mm ²	Area efficace = b*h _{c,ef}
A _s	1909	mm ²	Area armatura nella zona tesa
ρ _{eff}	0.01631		Percentuale armatura: A _s /A _{c,eff}
ε _{sm}	0.000435		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	7.5		numero di barre con diametro φ ₁
φ1	18	mm	diametro φ ₁
n2	0		numero di barre con diametro φ ₂
φ2	0	mm	diametro φ ₂
φ _{eq}	18.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ _{smax}	398.450	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W _d	0.17	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 10-8: calcolo ampiezza di fessura

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	46 di 64

Verifica di resistenza a taglio

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 1000$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 500$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 50$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 7.5 \text{ } \emptyset 18$	$= 19.09 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 450$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		19.09 cm^2

• **Sollecitazioni** (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = -153.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 230.0 \text{ kN}$$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.667 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.412$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = -0.31 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 230.8 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 206.3 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 230.8 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

10.1.5 Sezione 5 – Fondazione attacco al piedritto – Vano Laterale - Verifica per momento negativo

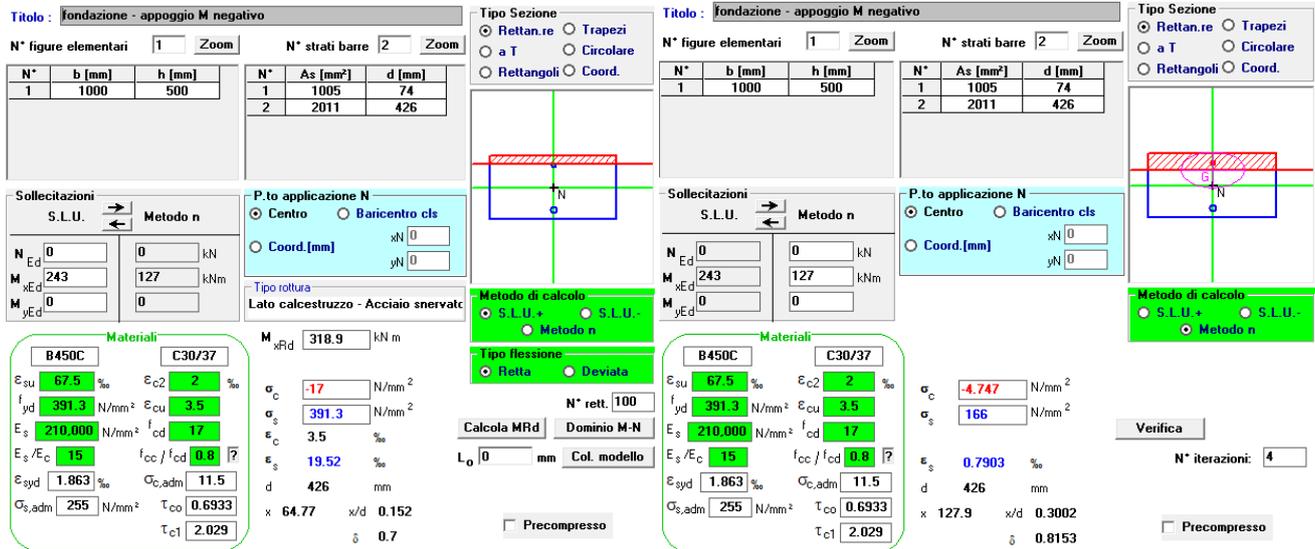


Figure 10-9: verifica a flessione SLU e SLE

Armatura tesa

Φ 16/100

Armatura compressa

Φ 16/200

Armatura a taglio

Φ 10/200x200 per 1.00 metro a partire da intradosso piedritto

S.F. SLU=319/243=1.31

S.F. SLE=0.2/0.19=1.05

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	48 di 64

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls<=C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m ³	b·h ² /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale >0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M _{Ed}	127	kNm	momento di calcolo
check	FESSURATO		
σ _s	166	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	74	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	426	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	128	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	185.0	mm	
(h-x)/3	124.0	mm	
h/2	250.0	mm	
h _{c,ef}	124.0	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
A _{c,eff}	124'033	mm ²	Area efficace= b*hc,ef
A _s	2011	mm ²	Area armatura nella zona tesa
ρ _{eff}	0.01621		Percentuale armatura: As/Ac,eff
ε _{sm}	0.000474		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	66	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro φ ₁
φ1	16	mm	diametro φ ₁
n2	0		numero di barre con diametro φ ₂
φ2	0	mm	diametro φ ₂
φ eq	16.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ _{smax}	392.163	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W _d	0.19	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 10-10: calcolo ampiezza di fessura

10.1.6 Sezione 6 – Fondazione mezzeria – Verifica per momento positivo

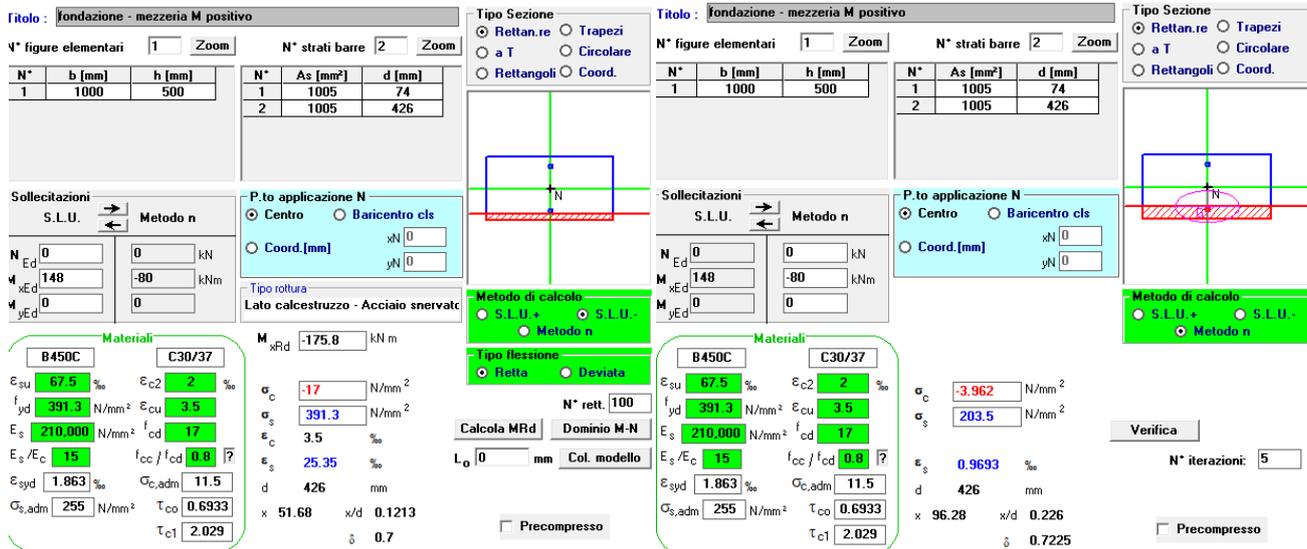


Figure 10-11: verifica a flessione SLU e SLE

- Armatura tesa Φ 16/200
- Armatura compressa Φ 16/200
- Armatura a taglio Φ 10/200x200 per 1.00 metro a partire da intradosso piedritto

S.F. SLU=176/148=1.19

S.F. SLE = sezione non fessurata

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls <= C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls > 50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m³	b-h²/6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
MEd	80	kNm	momento di calcolo
check	NON FESSURATO		

Figure 10-12: verifica a fessurazione

10.1.7 Sezione 7 – Setto Testa– Verifica per momento positivo

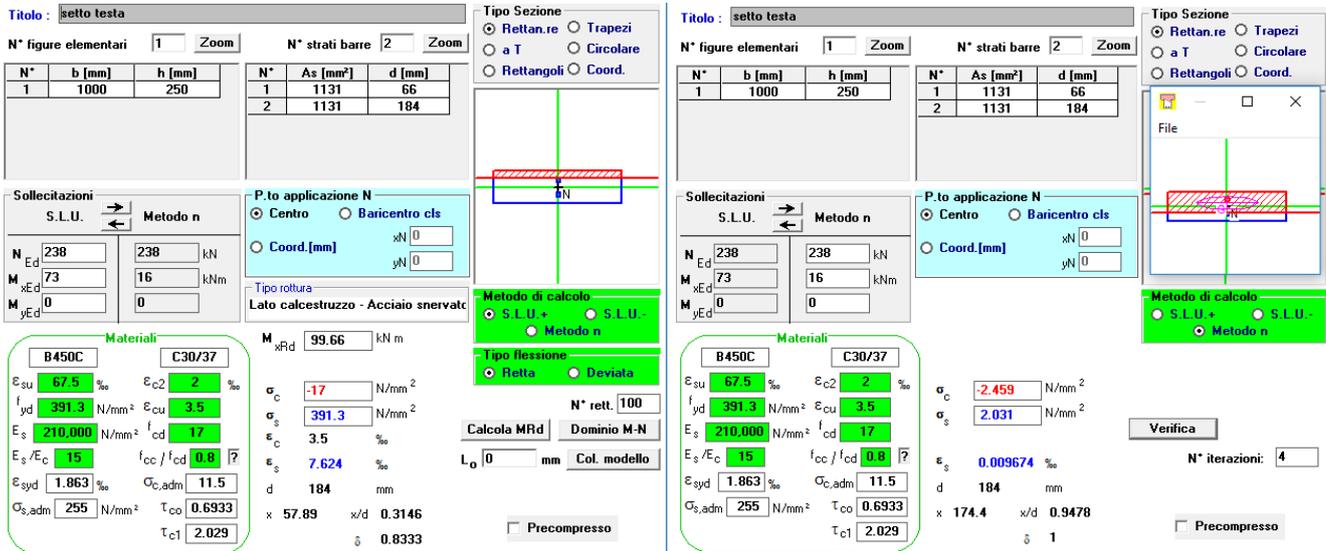


Figure 10-13: verifica a flessione SLU e SLE

A favore di sicurezza, lo sforzo normale in testa al piedritto è quello dovuto ai soli pesi propri e ai permanenti portati.

Armatura tesa Φ 12/100

Armatura compressa Φ 12/100

Armatura a taglio Φ 8/200x200 per 1.00 metro a partire da intradosso fondazione e per 1.00 metro partire da intradosso soletta superiore

S.F. SLU=100/73=1.37

S.F. SLE = sezione non fessurata

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	250	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls<=C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.010	m ³	b·h ² /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale>0 trazione
Mfess	25	kNm	momento di fessurazione
M _{Ed}	16	kNm	momento di calcolo
check	NON FESSURATO		

Figure 10-14: verifica a fessurazione

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	52 di 64

Verifica di resistenza a taglio

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 250$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	$\emptyset 12$	$= 11.31 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 200$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$	MPa resist. di calcolo			11.31 cm^2

• **Sollecitazioni** (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 33.0 \text{ kN}$$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 2.000 < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0.542$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.006 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 123.3 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 108.4 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 123.3 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

10.1.8 Sezione 8 – Setto base– Verifica per momento positivo

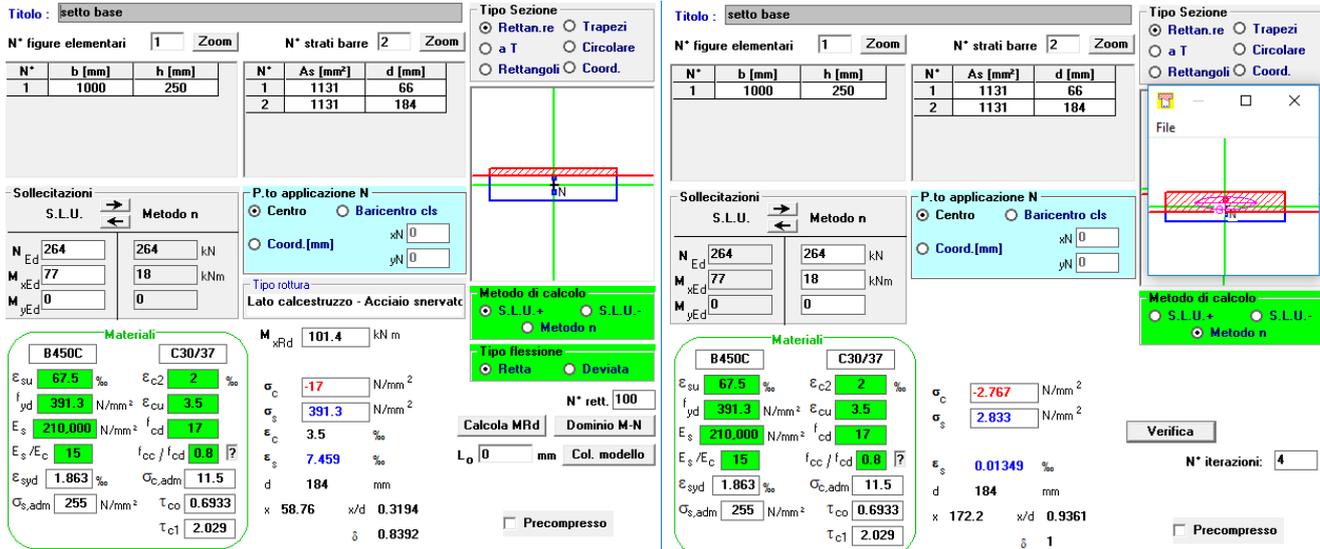


Figure 10-15: verifica a flessione SLU e SLE

A favore di sicurezza, lo sforzo normale in testa al piedritto è quello dovuto ai soli pesi propri e ai permanenti portati.

Armatura tesa Φ 12/100

Armatura compressa Φ 12/100

Armatura a taglio Φ 8/200x200 per 1.00 metro a partire da intradosso fondazione e per 1.00 metro partire da intradosso soletta superiore

S.F. SLU=101/77=1.31

S.F. SLE = sezione non fessurata

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	250	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fc _m	38	MPa	fck+8
fct _m	2.9	MPa	cls<=C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fc _m /10)
E _{cm}	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fc _m /10)^0.3
E _s	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σ _{fess}	2.41	MPa	fct _m /1.2
W _{id}	0.010	m ³	b·h ² /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σ _G	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale >0 trazione
M _{fess}	25	kNm	momento di fessurazione
M _{Ed}	18	kNm	momento di calcolo
check	NON FESSURATO		

Figure 10-16: verifica a fessurazione

10.1.9 Sezione 9 – Soletta superiore Vano centrale – Verifica per momento negativo all'appoggio

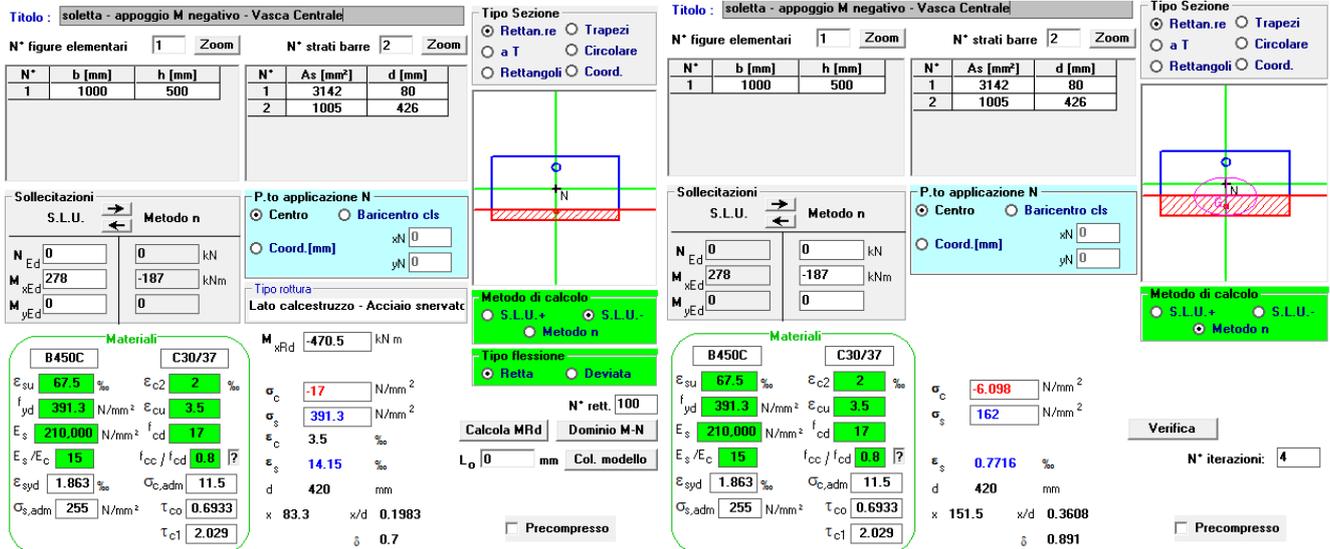


Figure 10-17: verifica a flessione SLU e SLE

Armatura tesa

Φ 20/100

Armatura compressa

Φ 16/200

Armatura a taglio

Φ 10/200x200 per 1.00 metro a partire da intradosso piedritti

S.F. SLU=470/278=1.69

S.F. SLE = 0.20/0.17=1.18

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	56 di 64

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcmm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls ≤ C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls > 50/60 → 2.12*ln(1.0+fcmm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcmm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m ³	b·h ² /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M _{Ed}	187	kNm	momento di calcolo
check	FESSURATO		
σ _s	162	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	80	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	420	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	152	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	200.0	mm	
(h-x)/3	116.2	mm	
h/2	250.0	mm	
h _{c,eff}	116.2	mm	Altezza efficace armatura = min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
A _{c,eff}	116'167	mm ²	Area efficace = b·h _{c,eff}
A _s	3142	mm ²	Area armatura nella zona tesa
ρ _{eff}	0.02705		Percentuale armatura: A _s /A _{c,eff}
ε _{sm}	0.000463		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	70	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro φ ₁
φ1	20	mm	diametro φ ₁
n2	0		numero di barre con diametro φ ₂
φ2	0	mm	diametro φ ₂
φ _{eq}	20.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ _{smax}	363.705	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W _d	0.17	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 10-18: verifica a fessurazione

10.1.10 Sezione 10 – Soletta superiore Vano centrale – Verifica per momento positivo in mezzeria

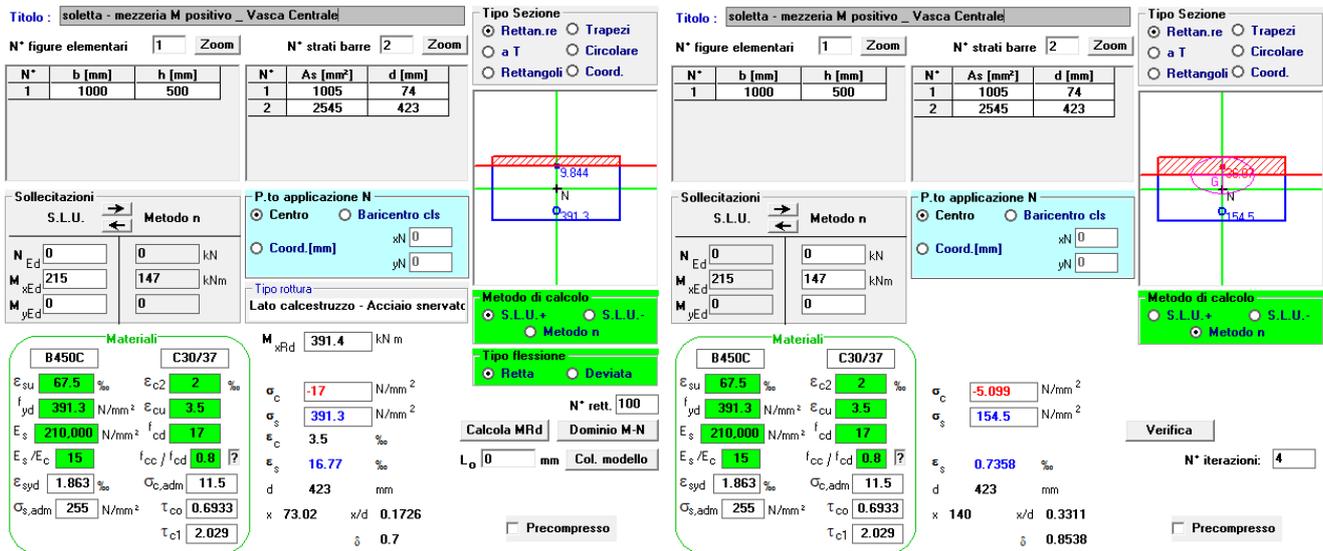


Figure 10-19: verifica a flessione SLU e SLE

Armatura tesa

Φ 18/100

Armatura compressa

Φ 16/200

Armatura a taglio

Φ 10/200x200 per 1.00 metro a partire da intradosso piedritti

S.F. SLU = $391/215 = 1.82$

S.F. SLE = $0.20/0.17 = 1.18$

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	59 di 64

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls<=C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m ³	b·h ² /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale>0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M _{Ed}	147	kNm	momento di calcolo
check	FESSURATO		
σ _s	155	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	77	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	423	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	140	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	192.5	mm	
(h-x)/3	120.0	mm	
h/2	250.0	mm	
h _{c,ef}	120.0	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
A _{c,eff}	120'000	mm ²	Area efficace= b*hc,ef
A _s	2545	mm ²	Area armatura nella zona tesa
ρ _{eff}	0.02121		Percentuale armatura: As/Ac,eff
ε _{sm}	0.000441		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	68	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro φ ₁
φ1	18	mm	diametro φ ₁
n2	0		numero di barre con diametro φ ₂
φ2	0	mm	diametro φ ₂
φ eq	18.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ _{smax}	375.483	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W _d	0.17	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 10-20: verifica a fessurazione

10.1.11 Sezione 11 – Fondazione Vano centrale - Attacco al setto – Verifica per momento negativo

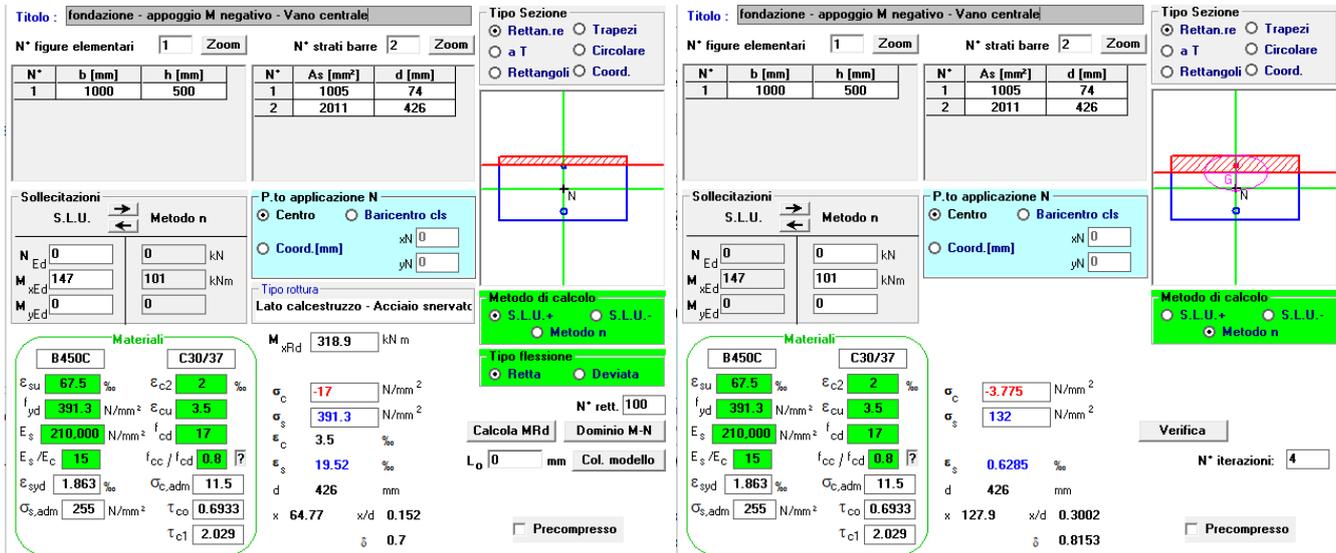


Figure 10-21: verifica a flessione SLU e SLE

- Armatura tesa Φ 16/100
- Armatura compressa Φ 16/200
- Armatura a taglio Φ 10/200x200 per 1.00 metro a partire da intradosso piedritti

S.F. SLU=319/147=2.17

S.F. SLE=0.20/0.15=1.33

Relazione di calcolo vasca di sollevamento acque

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200003	A	61 di 64

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls <= C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls > 50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m ³	b·h ² /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M _{Ed}	101	kNm	momento di calcolo
check	FESSURATO		
σ _s	132	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
α _e	6.40		Es/Ecm
c'	74	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	426	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	128	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	185.0	mm	
(h-x)/3	124.0	mm	
h/2	250.0	mm	
h _{c,ef}	124.0	mm	Altezza efficace armatura = min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
A _{c,eff}	124'033	mm ²	Area efficace = b*h _{c,ef}
A _s	2011	mm ²	Area armatura nella zona tesa
ρ _{eff}	0.01621		Percentuale armatura: A _s /A _{c,eff}
ε _{sm}	0.000377		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	66	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro φ ₁
φ1	16	mm	diametro φ ₁
n2	0		numero di barre con diametro φ ₂
φ2	0	mm	diametro φ ₂
φ _{eq}	16.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ _{smax}	392.163	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W _d	0.15	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 10-22: calcolo ampiezza di fessura

10.1.12 Sezione 12 – Fondazione mezzeria Vano centrale – Verifica per momento positivo

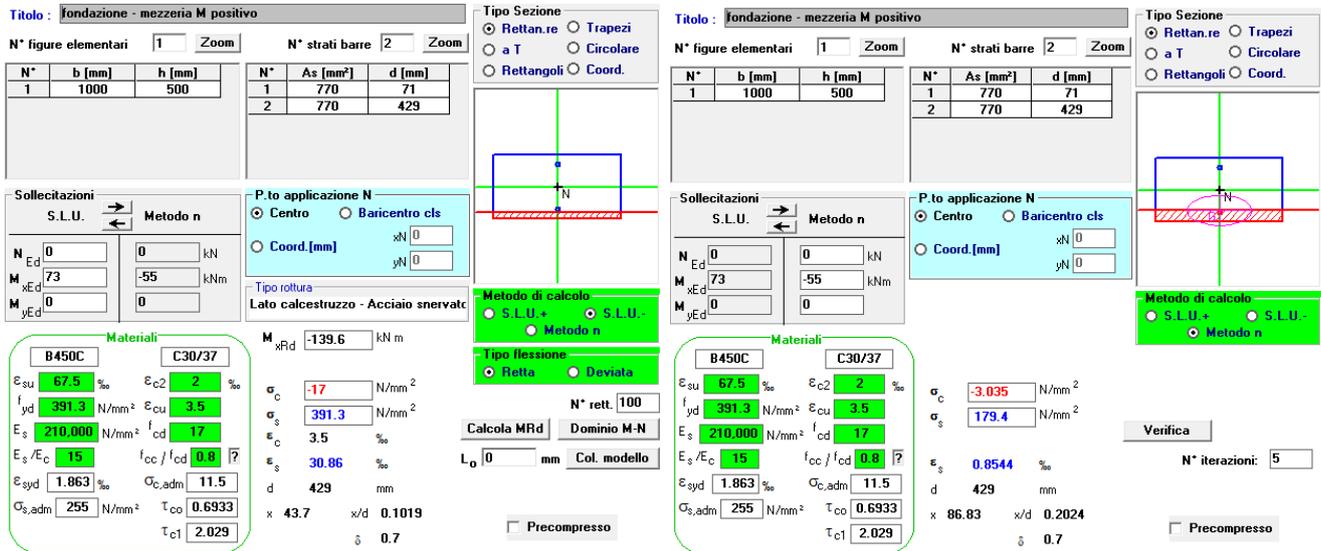


Figure 10-23: verifica a flessione SLU e SLE

- Armatura tesa Φ 16/200
- Armatura compressa Φ 16/200
- Armatura a taglio Φ 10/200x200 per 1.00 metro a partire da intradosso piedritti

S.F. SLU=140/73=1.92

S.F. SLE = sezione non fessurata

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcmm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls <= C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls > 50/60 → 2.12*ln(1.0+fcmm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcmm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
ofess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m ³	b-h ² /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
MEd	55	kNm	momento di calcolo
check	NON FESSURATO		

Figure 10-24: verifica a fessurazione

11 INCIDENZE

Si riportano di seguito le incidenze calcolate:

TABELLA RIEPILOGATIVA INCIDENZA		
ELEMENTO STRUTTURALE	INCIDENZA	
SOLETTA SUPERIORE	130	[kg/m ³]
PIEDRITTI	105	[kg/m ³]
SETTI	120	[kg/m ³]
FONDAZIONE	105	[kg/m ³]

Tabella 11.1: incidenze