

Comuni di MANTA e SALUZZO

Lavori di collettamento dei reflui provenienti dall'agglomerato di Manta all'abitato di Saluzzo eliminando l'impianto esistente abbattendo il costo energetico

Livello di progettazione:	PROGETTO DEFINITIVO
Oggetto elaborato:	Relazione di predimensionamento delle strutture

Progetto:



Sede Legale: Corso Nizza 88 - 12100 Cuneo
Tel. 800.194.065 - Fax 0171.326710
Partita IVA: 02468770041
Capitale sociale € 5.000.000
e-mail: acda@acda.it

Progettazione:

(Ordine Ingegneri di Cuneo n.° A1886)

Dott. Ing. Fabio Monaco

Responsabile Unico del Procedimento:

Dott. Ing. Roberto Beltritti

Collaborazione:

ETC Engineering



COMMESSA	Livello di progetto	Categoria di progetto	Tipo elaborato	N. elaborato	REV.	DATA
P0229	DE	GE	TX	03	01	15.09.2021

REV.	Descrizione:	DATA:	Redatto da:	Verificato da:	Approvato da:
00	EMISSIONE per consegna progetto definitivo	11.03.21	ETC	F. Monaco	R. Beltritti
01	EMISSIONE per revisione rapporto di verifica	15.09.21	ETC	F. Monaco	R. Beltritti

**LAVORI DI COLLETTAMENTO DEI REFLUI
PROVENIENTI DALL'AGGLOMERATO DI MANTA AL
DEPURATORE DI SALUZZO (CN)**

P0229-DE-GE-TX-03_01

Relazione di pre-dimensionamento delle strutture

INDICE

1	PREMESSA	4
2	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO.....	5
2.1	Inquadramento territoriale dell'area di intervento	5
2.2	Caratteristiche del terreno in sito	6
2.3	Caratterizzazione sismica del sottosuolo	8
2.4	Sintesi degli interventi previsti.....	10
2.4.1	Grigliatura.....	10
2.4.2	Sollevamento	10
2.4.3	Locale tecnico.....	10
2.5	Descrizione dei materiali.....	11
2.6	Normative di riferimento e criteri generali di progettazione	14
3	MODELLO DI CALCOLO - METODO DI ANALISI	16
3.1	SLU – Verifiche di resistenza	16
3.2	SLE – verifiche tensionali e di fessurazione	16
3.3	SLU - Verifica carico limite	16
3.4	UPL – Stato Limite di Sollevamento	17
4	MODELLO DI CALCOLO - COMPARTI	18
4.1.1	Descrizione modello	18
4.1.2	Condizioni di carico - Grigliatura.....	18
4.1.3	Condizioni di carico – Sollevamento	18
5	SOFTWARE DI CALCOLO	19
6	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	20
6.1	Carichi permanenti strutturali	20
6.2	Spinta a riposo dei terreni.....	20
6.3	Azione variabile dovuta al liquido contenuto nelle vasche.....	20
6.4	Carichi variabili.....	21
6.5	Azione sismica	21
7	COMBINAZIONI DI CARICO	22
8	RISULTATI DELL'ANALISI E VERIFICHE	24

8.1	Grigliatura	24
8.1.1	SLU – Diagrammi di sollecitazione	24
8.1.2	SLV – Diagrammi di sollecitazione	27
8.1.3	SLU – Verifiche	30
8.1.4	SLV – Verifiche	30
8.1.5	Stato limite di esercizio	30
8.1.6	Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO)	31
8.1.7	Calcolo dei cedimenti della fondazione	31
8.1.8	Verifica di Up-Lift (stato limite di sollevamento)	31
8.2	Sollevamento	32
8.2.1	SLU – Diagrammi di sollecitazione	33
8.2.2	SLV – Diagrammi di sollecitazione	35
8.2.3	SLU – Verifiche	38
8.2.4	SLV – Verifiche	38
8.2.5	Stato limite di esercizio	39
8.2.6	Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO)	39
8.2.7	Calcolo dei cedimenti della fondazione	39
8.2.8	Verifica di Up-Lift (stato limite di sollevamento)	40
8.3	Platea di fondazione – Locale tecnico	41
8.3.1	Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO)	41
8.3.2	Calcolo dei cedimenti della fondazione	41
8.3.3	Verifica di Up-Lift (stato limite di sollevamento)	41
9	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	42

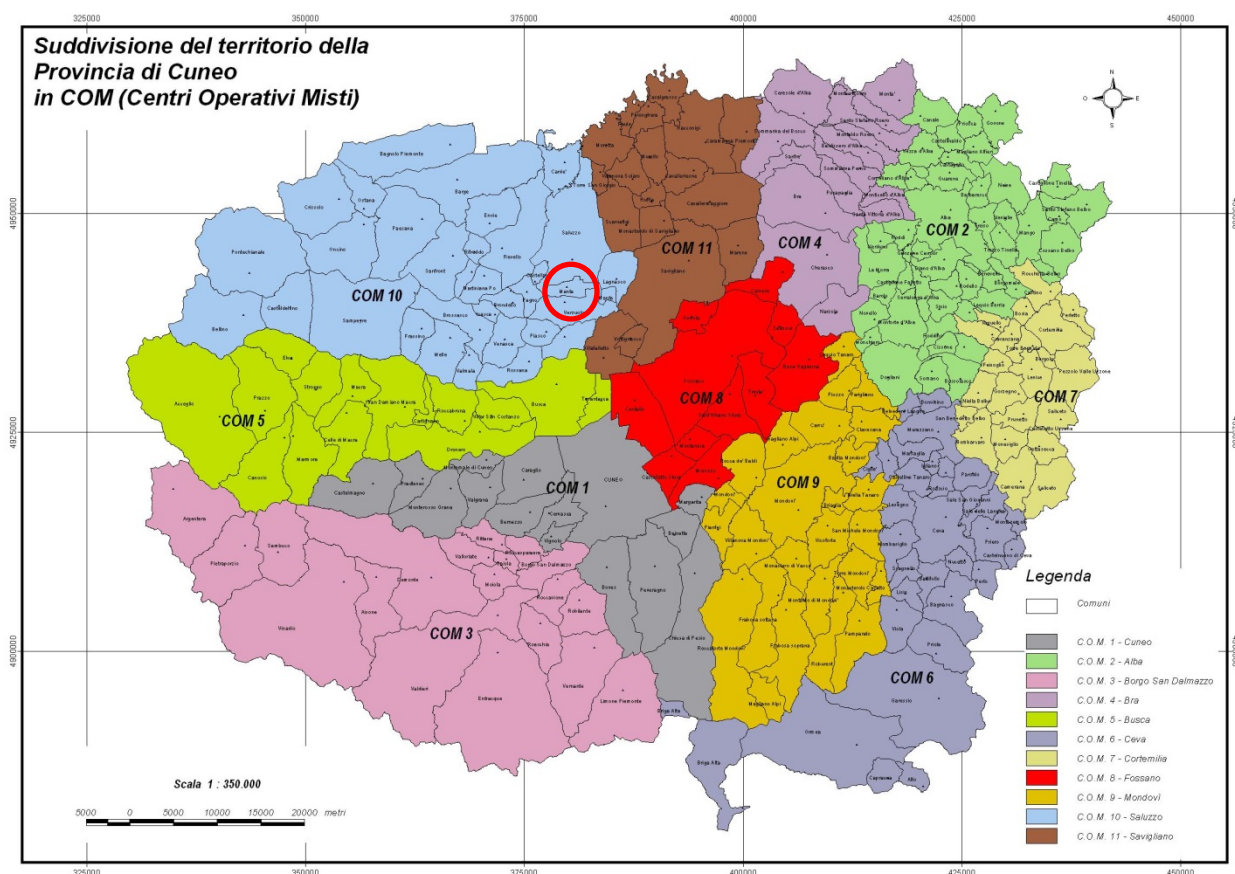
1 PREMESSA

La presente relazione illustra i risultati delle verifiche di calcolo finalizzate al pre-dimensionamento delle strutture di nuova realizzazione presso la stazione di sollevamento dell'agglomerato di Manta (CN) nella configurazione prevista a seguito degli interventi di progetto così come mostrato nell'elaborato P0229-DE-IMP-DW-05 - Planimetria d'insieme di progetto.

2 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO

2.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE DELL'AREA DI INTERVENTO

Il Comune di Manta è situato nella Provincia di Cuneo, nello specifico nel Centro Operativo Misto 10 Saluzzese e si estende per una superficie di 11.8 km² (la provincia di Cuneo con indicazione del comune di Manta è indicata in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).



Gli interventi di realizzazione di una stazione di sollevamento nel depuratore di Manta interessano l'attuale sedime dell'impianto. L'impianto è situato a nord-est dell'abitato di Manta, in una zona industriale; il corpo idrico ricettore della portata di by-pass (maggiore della 5Q_m) è il Combale Santo mentre il corpo idrico recettore dell'effluente depurato è il Rio Torto (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

Dal punto di vista catastale, il sedime dell'impianto esistente occupa la p.ed. 349 individuata sul foglio VII del comune di Manta (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), mentre le nuove aree di cui prevedere servitù e occupazione temporanea per la posa della tubazione di

collettamento al depuratore di Saluzzo sono riportate nella planimetria catastale (P0229-DE-FGN-DW-02).



2.2 CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN SITO

In accordo con la committenza e in attesa degli esiti di specifiche prove in sito, da recepire in fase di progetto esecutivo, si è proceduto ad un dimensionamento cautelativo: la scelta dei parametri di progetto è stata effettuata sulla base delle informazioni reperibili sul documento di "Revisione del quadro di dissesto – Relazione e normativa geologica" redatta dallo studio del Dott. Orlando Costagli per il Piano Regolatore Generale del Comune di Manta, in data Aprile 2016.

Per la definizione dei parametri di progetto necessari al pre-dimensionamento geotecnico delle opere si assume che il terreno di fondazione in sito sia caratterizzato principalmente da litotipi sabbiosi, ai quali si associano i seguenti parametri geotecnici:

Peso terreno saturo $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito $\phi' = 28^\circ$

Si fa inoltre riferimento alle relazioni "Studio e valutazione della vulnerabilità intrinseca delle acque sotterranee" e "Le acque sotterranee della pianura e della collina cuneese", sviluppate per conto della Provincia di Cuneo dal Gruppo di Lavoro in Idrogeologia Applicata del Dipartimento di Ingegneria del Territorio del Politecnico di Torino: secondo quanto riportato, la quota di soggiacenza della falda si attesta tra i 3,00 e i 7,50 m dal p.c. su quasi tutto il territorio comunale, pertanto ai fini del calcolo delle azioni di progetto si assume la condizione più sfavorevole di massima altezza della falda, cioè 3,00 m dal p.c..

2.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

Per la quantificazione delle azioni sismiche di progetto si fa riferimento alla mappa della pericolosità sismica INGV, associando al sito in esame i seguenti parametri (SLV):

Regione: Piemonte

Provincia: Cuneo

Comune: Manta

Categoria sismica sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Vita nominale della costruzione: $V_N = 50$ anni

Coefficiente d'uso della costruzione: $C_U = 1,5$

Sulla base delle informazioni riportate si ricavano i seguenti spettri elastici:

SLV		Parametri	
T[sec]	Se[g]	a _g	0,121 g
0,000	0,145	F₀	2,483
0,129	0,360	T_c*	0,271
0,387	0,360	S_s	1,200
0,467	0,298	C_c	1,429
0,548	0,254	S_t	1,000
0,629	0,221		
0,710	0,196		
0,791	0,176		
0,871	0,160		
0,952	0,146		
1,033	0,135		
1,114	0,125		
1,195	0,117		
1,275	0,109		
1,356	0,103		
1,437	0,097		
1,518	0,092		
1,599	0,087		
1,680	0,083		
1,760	0,079		
1,841	0,076		
1,922	0,072		
2,003	0,070		
2,084	0,067		
2,175	0,061		
2,266	0,056		
2,357	0,052		
2,449	0,048		
2,540	0,045		
2,631	0,042		
2,722	0,039		
2,814	0,037		
2,905	0,034		
2,996	0,032		
3,087	0,030		
3,179	0,029		
3,270	0,027		
3,361	0,026		
3,452	0,024		
3,544	0,024		
3,635	0,024		
3,726	0,024		
3,817	0,024		
3,909	0,024		
4,000	0,024		

SLD		Parametri	
T[sec]	Se[g]	a _g	0,047
0,000	0,057	F₀	2,455
0,110	0,140	T_c*	0,222
0,330	0,140	S_s	1,200
0,399	0,115	C_c	1,487
0,469	0,098	S_t	1,000
0,538	0,085		
0,608	0,076		
0,677	0,068		
0,747	0,062		
0,816	0,056		
0,886	0,052		
0,955	0,048		
1,025	0,045		
1,094	0,042		
1,164	0,040		
1,233	0,037		
1,303	0,035		
1,372	0,034		
1,442	0,032		
1,511	0,030		
1,581	0,029		
1,650	0,028		
1,720	0,027		
1,789	0,026		
1,895	0,023		
2,000	0,021		
2,105	0,019		
2,211	0,017		
2,316	0,015		
2,421	0,014		
2,526	0,013		
2,632	0,012		
2,737	0,011		
2,842	0,010		
2,947	0,009		
3,053	0,009		
3,158	0,008		
3,263	0,008		
3,368	0,007		
3,474	0,007		
3,579	0,006		
3,684	0,006		
3,789	0,006		
3,895	0,005		
4,000	0,005		

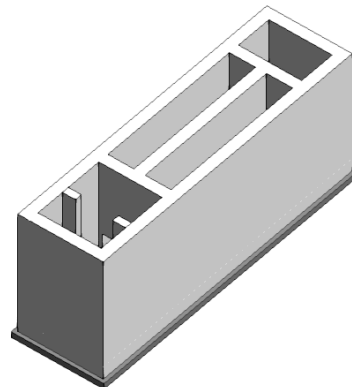
2.4 SINTESI DEGLI INTERVENTI PREVISTI

2.4.1 Grigliatura

Realizzazione di un nuovo manufatto consistente in un canale di grigliatura fine per il trattamento primario del refluo in ingresso all'impianto.

Il manufatto si compone di:

- Platea di fondazione
sp. 40 cm, dimensioni in pianta 8,2 x 2,3 m
piano di posa a 4,2 m dal p.c.;
- Setti perimetrali e divisori interni,
sp. 30 cm e altezza 3,80 m;

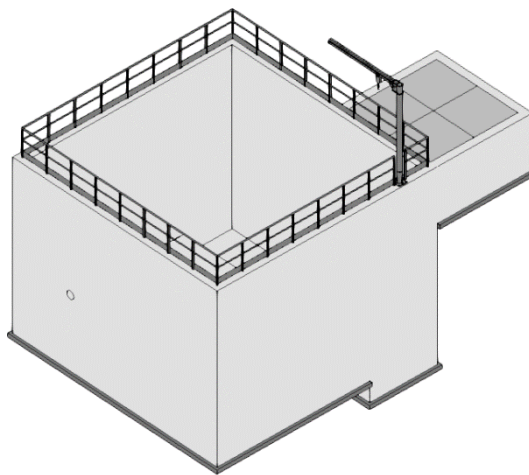


2.4.2 Sollevamento

Realizzazione di un nuovo manufatto consistente in una vasca di raccolta del refluo in uscita dalla grigliatura fine per il rilancio dello stesso alla rete fognaria dopo i trattamenti primari.

Il manufatto si compone di un volume principale e di una camera di manovra superficiale:

- Platea di fondazione principale:
sp. 50 cm, dimensioni in pianta 8,8 x 6,5 m
piano di posa a -6,5 m dal p.c.;
- Platea di fondazione tramoggia:
sp. 50 cm, dimensioni in pianta 8,8 x 2,7 m
piano di posa a -7,3 m dal p.c.;
- Platea di fondazione camera di manovra:
sp. 30 cm, dimensioni in pianta 3,8 x 4,1 m
piano di posa a -2,1 m dal p.c.;
- Setti perimetrali volume principale
sp. 40 cm e altezza variabile tra 6,0 e 6,8 m;
- Setti perimetrali camera di manovra
sp. 30 cm e altezza 1,8 m;



2.4.3 Locale tecnico

Si prevede la realizzazione di un locale tecnico prefabbricato per l'installazione dei nuovi quadri elettrici: oggetto della presente relazione è il calcolo geotecnico riguardante la platea di fondazione da realizzare per l'opera di progetto, di dimensioni 4,2x3,2 mq, spessore 0,2 m.

2.5 DESCRIZIONE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati nella costruzione devono essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. Particolare attenzione viene inoltre dedicata alla valutazione delle problematiche connesse alla durabilità delle strutture, facendo riferimento ai più moderni orientamenti normativi.

Opere in c.a.

Riferimento normativo: UNI 11104 (Applicazione in Italia della EN 206-1):

Acciaio per armatura: Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B 450 C:

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	450 MPa
Tensione caratteristica a rottura f_{tk}	540 MPa
Modulo elastico E	206 Gpa
SLE: in tutte le combinazioni	$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Calcestruzzo per opere non strutturali: magrone

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 12/15
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 12 \text{ MPa}$
Classe di esposizione	X0

Calcestruzzo per elementi completamente immersi in acque reflue (fondazioni a platea)

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 18.8 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 33640 \text{ MPa}$
Classe di esposizione	XC2 + XA2
Massimo rapporto a/c	0,50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m^3
Tipo di cemento	III ÷ IV
Copriferro minimo	$C_{f,min} \geq 40 \text{ mm}$
Classe minima di consistenza	S4
Diametro massimo dell'inerte	16 mm
SLE: combinazione rara	$\sigma_c < 0.6 f_{ck} = 19,9 \text{ MPa}$
SLE: combinazione quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 14,9 \text{ MPa}$

Calcestruzzo per elementi parzialmente immersi in acque reflue (elevazioni):

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 18.8 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 33640 \text{ MPa}$
Classe di esposizione	XC4 + XA2
Massimo rapporto a/c	0,50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m ³
Tipo di cemento	III ÷ IV
Copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40 \text{ mm}$
Classe minima di consistenza	S4
Diametro massimo dell'inerte	16 mm
SLE: combinazione rara	$\sigma_c < 0.6 f_{ck} = 19,9 \text{ MPa}$
SLE: combinazione quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 14,9 \text{ MPa}$

Calcestruzzo per elementi a contatto con terreni non inquinati (fondazioni locali):

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 25/30
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 14.2 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 31000 \text{ MPa}$
Classe di esposizione	XC2
Massimo rapporto a/c	0,60
Contenuto minimo di cemento	300 kg/m ³
Tipo di cemento	I ÷ V
Copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40 \text{ mm}$
Classe minima di consistenza	S4
Diametro massimo dell'inerte	32 mm
SLE: combinazione rara	$\sigma_c < 0.6 f_{ck} = 15,0 \text{ MPa}$
SLE: combinazione quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$

Calcestruzzo alleggerito per riempimenti

Classe di resistenza del calcestruzzo	LC 8/9
Classe di esposizione	XC2+XA2
Classe minima di consistenza	S2
Tipo di inerte	Perle di polistirene espanso
Diametro massimo dell'inerte	5 mm
Densità del prodotto in opera	> 1,3 kN/mc

Per classe di esposizione XA2 impiegare cementi ad alta resistenza al dilavamento ARD e ad alta resistenza chimica ai solfati ARS.

Carpenterie metalliche in acciaio zincato

Riferimento normativo: EN 10025 e 10028-3

<u>Grado</u>	<u>S 235 JR</u>
Certificato secondo	UNI EN 1090
Classe	<u>Travi, pilastri, elementi strutturali:</u> EXC3 <u>Parapetti e grigliati:</u> EXC2
Classe di durabilità	VH (ISO 14713-1:2007)
Necessità prima manutenzione	20-40 anni.
Zincato a caldo conforme a norme	UNI EN ISO 1461
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{yk,u} = 360 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	(40 mm < t ≤ 80 mm) $f_{yk} = 215 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura	(40 mm < t ≤ 80 mm) $f_{yk,u} = 360 \text{ MPa}$
Modulo elastico	E = 210 GPa
Modulo di elasticità trasversale	G = 91,3 GPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho = 7860 \text{ kg/m}^3$

2.6 NORMATIVE DI RIFERIMENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

L'intero compendio della progettazione strutturale si basa sui principi fondamentali contenuti nel D.M. 17.01.2018 – "Norme tecniche per le costruzioni". Le prestazioni e i requisiti di sicurezza relativi alle strutture sono stati pertanto valutati in relazione al complesso degli stati limite che verosimilmente possono verificarsi nel corso della vita utile di progetto degli edifici.

Per quanto attiene l'assegnazione dei carichi di progetto e le modalità di combinazione delle azioni e di conduzione delle verifiche agli stati limite ultimi e d'esercizio, si assumono come riferimento normativo principale i codici riconosciuti a livello internazionale, gli Eurocodici e le norme di calcolo nazionali contenute nel D.M. 17.01.2018.

Si riporta di seguito un elenco completo del corpo normativo cui si riferisce il progetto.

LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. Infrastrutture e Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni";
- Eurocodice 2 – Parte 1-1 – "Progettazione delle strutture in calcestruzzo";
- Eurocodice 3 – Parte 1-1 – "Progettazione delle strutture in acciaio - Regole generali e regole per edifici";
- Eurocodice 3 – Parte 1-8 – "Progettazione delle strutture in acciaio – Progettazione dei collegamenti";
- Eurocodice 8 – Parte 4 – "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: Silos, serbatoi e condotte";
- UNI EN 206:2014 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206;
- UNI EN 197-1:2011 - Cemento - Parte 1: Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI 6156:2015 - Cementi resistenti ai solfati - Classificazione e composizione;
- Istruzioni C.N.R. 10024/86: "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo";
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 - Suppl. Ord. N.5) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

TESTI CONSULTATI

- Bareš R., Calcolo di lastre e piastre con la teoria elastica lineare, San Marino, 2007;
- Bowles J.E., *Fondazioni. Progetto e analisi*, Milano, McGraw-Hill, 1998;

- Lancellotta R., Calavera J., *Fondazioni*, Milano, McGraw-Hill, 1999;
- Terzaghi K., Peck R.B., *Geotecnica*, Torino, UTET, 2000;
- Lancellotta R., *Geotecnica*, Bologna, 2008.

3 MODELLO DI CALCOLO - METODO DI ANALISI

3.1 SLU – VERIFICHE DI RESISTENZA

FLESSIONE E TAGLIO

La resistenza degli elementi strutturali viene verificata in relazione alle massime sollecitazioni registrate, flettenti e di taglio; nei corrispondenti paragrafi si riporta il confronto tra azioni e resistenze, eseguito mediante il calcolo di un fattore di sicurezza, corrispondente al rapporto R_d/E_d , il quale deve risultare superiore all'unità per il soddisfacimento della verifica.

3.2 SLE – VERIFICHE TENSIONALI E DI FESSURAZIONE

Per gli Stati Limite di Esercizio si confrontano i valori di tensione nel calcestruzzo (sc) e nell'acciaio (ss) con i seguenti limiti (calcestruzzo di classe C32/40):

Tensioni nell'acciaio:	$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$	tutte le combinazioni;
Tensioni nel calcestruzzo	$\sigma_c < 0,6 f_{ck} = 15,0 \text{ MPa}$	combinazione rara;
	$sc < 0,45 f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$	combinazione q.p.;

Per quanto riguarda lo stato limite di apertura delle fessure, con riferimento alla tabella 4.1.IV delle N.T.C.2018, si sono adottati i seguenti limiti:

Classe di esposizione XC2/XC4+XA2, condizioni ambientali aggressive, armatura poco sensibile

$w_3 = 0,3 \text{ mm}$ combinazione frequente

$w_2 = 0,2 \text{ mm}$ combinazione q.p.

3.3 SLU - VERIFICA CARICO LIMITE

Il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione, nel caso di elementi strutturali bidimensionali, è stato eseguito mediante la formula di Brinch-Hansen, valida per fondazioni a base quadrata o rettangolare; la combinazione adottata per le verifiche geotecniche corrisponde all'approccio 1, combinazione 2 (A1+M1+R3) come indicato in NTC18, in quanto condizione che porta ad ottenere i risultati più gravosi.

Rispetto alla formula trinomia di Terzaghi si introducono i coefficienti correttivi:

s: fattore di forma – Platea di fondazione

d: fattore di profondità – Piano di posa

i: fattore di inclinazione - Risultante di carico

b: fattore di inclinazione - Piano di posa

g: fattore di inclinazione - Superficie terreno

La formula per il calcolo della capacità portante risulta quindi:

$$\textbf{Condizioni drenate:} \quad q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q + q' N_c s_c d_c i_c b_c g_c$$

Dove N_γ , N_q , N_c sono fattori di capacità portante; si riportano in seguito le formule impiegate per la stima dei parametri di calcolo ($b_i = g_i = 0$):

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \exp(\pi \tan \varphi')$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi'$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotan \varphi'$$

<i>s</i>	<i>d</i>	<i>i</i>
$s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \frac{(1 + \sin \varphi')}{1 - \sin \varphi'}$	$d_\gamma = 1$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B L c' \cot \varphi'} \right]^{m+1}, (*)$
$s_q = s_\gamma$	$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2, \quad B \geq D$ $d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1}(D/B), \quad B < D$	$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B L c' \cot \varphi'} \right]^m, (*)$
$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \frac{(1 + \sin \varphi')}{1 - \sin \varphi'}$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$

$$(*) m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

3.4 UPL – STATO LIMITE DI SOLLEVAMENTO

La verifica viene condotta in accordo col paragrafo 6.2.4.2 NTC 2018, di cui si riporta la tabella dei coefficienti parziali da applicare alle azioni.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

4 MODELLO DI CALCOLO - COMPARTI

4.1.1 Descrizione modello

L'analisi delle strutture è stata eseguita mediante il programma di calcolo Autodesk Robot, impiegando il modello analitico tridimensionale ad elementi finiti piani tipo "shell" contestuale alle strutture modellate tramite il software Autodesk Revit.

I vincoli interni alle strutture (collegamenti tra elevazioni e elevazioni-platea di fondazione) sono stati schematizzati come incastri lineari; l'interazione terreno-struttura è stata simulata nel modello attraverso un letto di molle alla Winkler di costante di sottofondo pari a 5 N/cm^3 , applicato all'intradosso della fondazione.

4.1.2 Condizioni di carico - Grigliatura

Si sono prese in considerazione le azioni permanenti e quelle variabili:

- Azioni permanenti:
 - pesi propri strutturali delle opere, caratterizzati da una $\rho_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$;
 - Spinta delle terre sul paramento esterno – $h = 3,8 \text{ m}$;
 - Spinta del fluido sul paramento interno – $h = 3,3 \text{ m}$
- Azioni variabili:
 - azione variabile Cat E pari a 4 kN/mq
 - azione variabile da traffico trasmessa al terreno da mezzi circolanti in prossimità dei manufatti, quantificato pari a 20 kN/mq ;

Infine, è stata considerata l'azione sismica sulle strutture.

4.1.3 Condizioni di carico – Sollevamento

Si sono prese in considerazione le azioni permanenti e quelle variabili:

- Azioni permanenti:
 - pesi propri strutturali delle opere, caratterizzati da una $\rho_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$;
 - Spinta delle terre sul paramento esterno – $h = 6,8 \text{ m}$;
 - Spinta del fluido sul paramento interno – $h = 6,3 \text{ m}$
- Azioni variabili:
 - azione variabile Cat E pari a 4 kN/mq
 - azione variabile da traffico trasmessa al terreno da mezzi circolanti in prossimità dei manufatti, quantificato pari a 20 kN/mq ;

Infine, è stata considerata l'azione sismica sulle strutture.

5 SOFTWARE DI CALCOLO

Le elaborazioni tramite calcolatore elettronico sono state eseguite utilizzando i seguenti software:

- Spettri-NTCver.1.0.3.: programma Excel fornito dal Consiglio Superiore Lavori Pubblici per il calcolo degli spettri di risposta rappresentativi le componenti orizzontali e verticali delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale;
- VcaSLU Ver.7.5: programma per il progetto a flessione e a taglio delle sezioni in cemento armato, distribuito in modo libero dal prof. Piero Gelfi, università di Brescia.

I programmi sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

6 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

6.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Riguarda il peso proprio delle strutture. Il peso per unità di volume del calcestruzzo armato è stato assunto di 25 kN/m^3 , mentre quello dell'acciaio strutturale è stato considerato pari a $78,5 \text{ kN/m}^3$.

6.2 SPINTA A RIPOSO DEI TERRENI

Attiene alla spinta, agente sulle pareti, esercitata dalla terra in condizioni di riposo e calcolata tenendo conto delle caratteristiche geotecniche del sito e del materiale impiegato nei rinterri:

$$\gamma_{s,k} = 18,0 \text{ kN/m}^3 ; c' = 0 ; \varphi' = 28,0^\circ$$

determinando il coefficiente di spinta attiva, secondo la formula:

$$K_0 = 1 - \tan(\varphi') = 0,53$$

La spinta delle terre genera sulle pareti un carico distribuito di forma triangolare, con valore nullo alla quota del piano campagna e massimo alla quota dell'estradosso della fondazione.

Nella determinazione delle spinte orizzontali, è stata considerata la falda a 3,0 m di profondità.

Sommità: $p_{\text{sommità}} = 0$

Quota falda: $p_{\text{falda}} = K_A \times (\gamma_{d,k} \times H_{\text{falda}})$

Quota fondazione:

$$p_{\text{fondazione}} = K_A \times (\gamma_{d,k} \times H_{\text{falda}} + (\gamma_{s,k} - \gamma_w) \times (H_{\text{fondazione}} - H_{\text{falda}})) + \gamma_w \times (H_{\text{fondazione}} - H_{\text{falda}})$$

essendo $H_{\text{fondazione}}$, pari alla profondità della parete rispetto al piano campagna e H_{falda} , la profondità della falda rispetto al p.c..

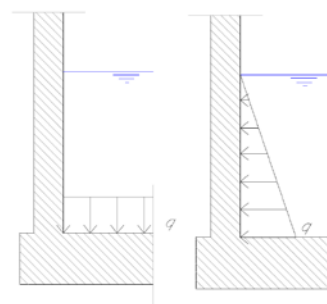
6.3 AZIONE VARIABILE DOVUTA AL LIQUIDO CONTENUTO NELLE VASCHE

Per quanto riguarda il fluido contenuto nelle vasche, la sua densità è prossima a quella dell'acqua limpida; si adotta pertanto cautelativamente:

$$\gamma_{\text{fluido}} = 11 \text{ kN/m}^3;$$

Il liquido contenuto nelle vasche determina quindi una spinta di tipo triangolare sulle pareti di contenimento, calcolata moltiplicando la densità del fluido per la profondità rispetto al pelo libero.

Gli stessi valori di pressione, calcolati sul fondo delle vasche, sono utilizzati per "caricare" l'intradosso della platea di fondazione.



6.4 CARICHI VARIABILI

- Sovraccarico verticale cautelativo pari a 4.00 kN/m².
- Parapetti: carico variabile orizzontale di 1.00 kN/m², applicato al corrente superiore.
- Sovraccarico traffico veicolare: in corrispondenza delle strade adiacenti ai manufatti è stato considerato un sovraccarico accidentale di 20 kN/m², applicato al piano viario, che incide sulle condizioni di spinta dei terreni sui manufatti adiacenti.

6.5 AZIONE SISMICA

Per quanto riguarda le azioni determinate dal sisma sulle vasche, si è optato per un'analisi statica equivalente. Le azioni orizzontali derivanti dallo scuotimento del suolo vengono quindi calcolate moltiplicando le masse interessate per un coefficiente moltiplicativo orizzontale k_h , determinato secondo la formula seguente:

$$k_h = a_g/g \times S_s \times S_T = 0,145$$

Attraverso questo procedimento vengono di seguito calcolate l'azione sismica dovuta alle inerzie delle masse strutturali, la sovra-spinta delle terre dovuta al terremoto e la sovra-spinta del fluido sulle pareti delle vasche.

L'azione sismica dovuta alle inerzie delle masse strutturali vale:

$$F_i = k_h \times W$$

Dove W è il peso dell'elemento strutturale considerato.

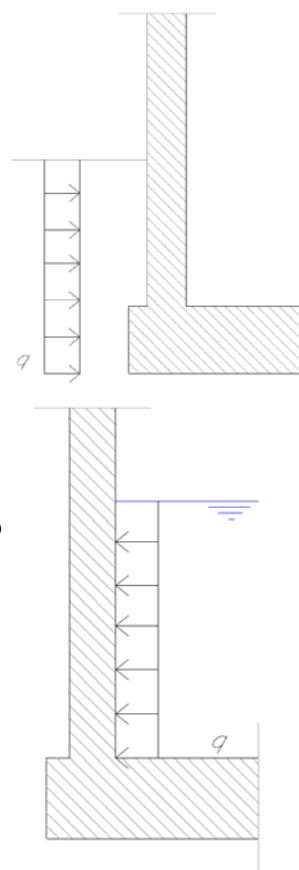
Per il calcolo della sovra-spinta sismica ΔS dei terreni, si adotta la formula proposta da Wood:

$$\Delta P_d = k_h \times \gamma_r \times H$$

Sotto l'azione sismica si suppone scarica dal sisma la parete opposta a quella su cui la spinta è applicata.

Per il calcolo della sovra-spinta sismica ΔS del liquido contenuto nelle vasche, si adotta la medesima formula proposta da Wood, ottenendo quanto segue.

$$\Delta S = k_h \times \gamma_r \times H$$



7 COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite.

Le condizioni di carico elementari sono state cumulate in modo da determinare situazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni, con i rispettivi valori più sfavorevoli, come previsto dalle norme vigenti.

N°	Condizione
1	Pesi propri strutturali
2	Spinta a riposo delle terre
3	Azione variabile liquido vasche
4	Sovraccarichi accidentali
5	Sisma – Direzione X
6	Sisma – Direzione Y

SLU								
Combinazione	C	Y	C	Y	C	Y	C	Y
SLU 01	1	1,3	2	0	3	1,5	4	1,5
SLU 02	1	1,3	2	1,5	3	0	4	1,5
SLU 03	1	1,3	2	1,5	3	1,5	4	1,5

SLE								
Combinazione	C	Y	C	Y	C	Y	C	Y
SLE RARA 01	1	1	2	0	3	1	4	1
SLE RARA 02	1	1	2	1	3	0	4	1
SLE FREQ 01	1	1	2	0	3	1	4	0,9
SLE FREQ 02	1	1	2	1	3	0	4	0,9
SLE QP 01	1	1	2	0	3	1	4	0,8
SLE QP 02	1	1	2	1	3	0	4	0,8

SLV - SLD												
Combinazione	C	Y	C	Y	C	Y	C	Y	C	Y	C	Y
SLV 01	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0,3
SLV 02	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	-0,3
SLV 03	1	1	2	1	3	1	4	1	5	-1	6	0,3
SLV 04	1	1	2	1	3	1	4	1	5	-1	6	-0,3

SLV 05	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0,3	6	1
SLV 06	1	1	2	1	3	1	4	1	5	-0,3	6	1
SLV 07	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0,3	6	-1
SLV 08	1	1	2	1	3	1	4	1	5	-0,3	6	-1

8 RISULTATI DELL'ANALISI E VERIFICHE

Le azioni descritte, applicate ai modelli di calcolo e combinate secondo le combinazioni di cui al punto precedente, hanno permesso di ricavare le sollecitazioni agenti sulla struttura, in base alle quali è stato eseguito il dimensionamento.

Convenzioni di segno:

- Azione assiale: positiva se di compressione;
- Momento flettente:
 - nelle pareti, positivo se tende le fibre sul lato esterno della vasca;
 - nelle platee, positivo se tende l'estradosso della fondazione.

8.1 GRIGLIATURA

Sono state analizzate le pareti e le fondazioni del manufatto.

Le sezioni del modello maggiormente sollecitate sono le seguenti:

- **Pareti esterne:** sezione di base, all'altezza dell'estradosso della platea;

La tabella seguente contiene il quantitativo di armatura da disporre sulla sezione individuata.

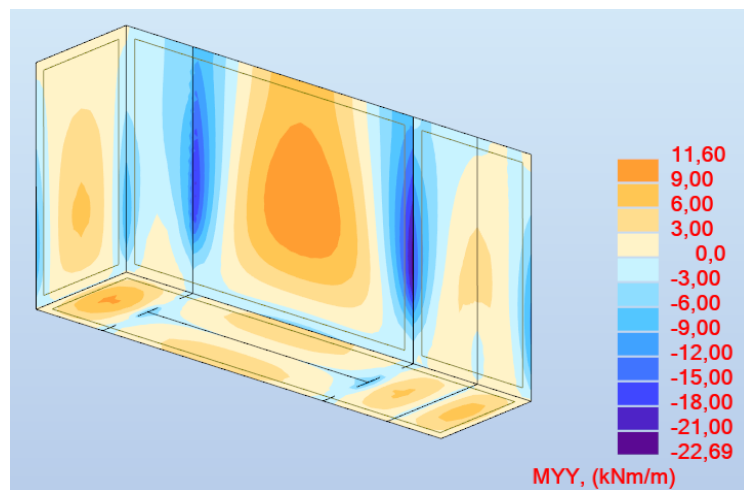
L'armatura integrativa è da considerarsi aggiuntiva all'armatura di base.

Elemento	Armatura	Note
Parete esterna	$\Phi 12/20 \times 20$	Paramento interno/esterno
Platea	$\Phi 14/30 \times 30$	Intradosso/estradosso

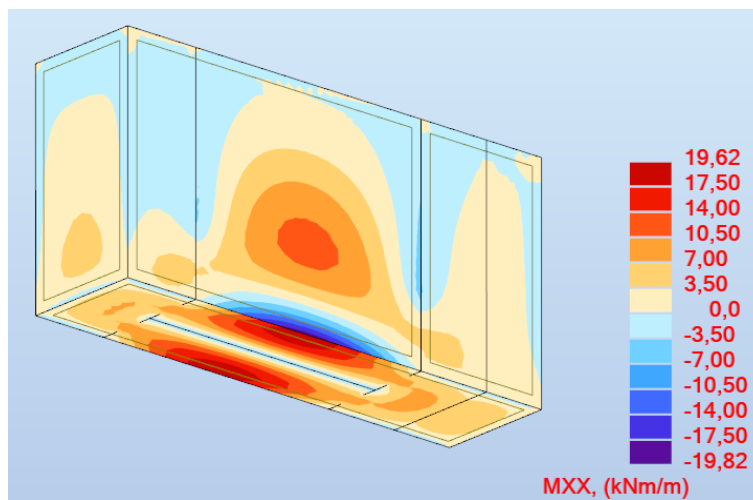
Si riportano le principali verifiche eseguite, distinte per stato limite.

8.1.1 SLU – Diagrammi di sollecitazione

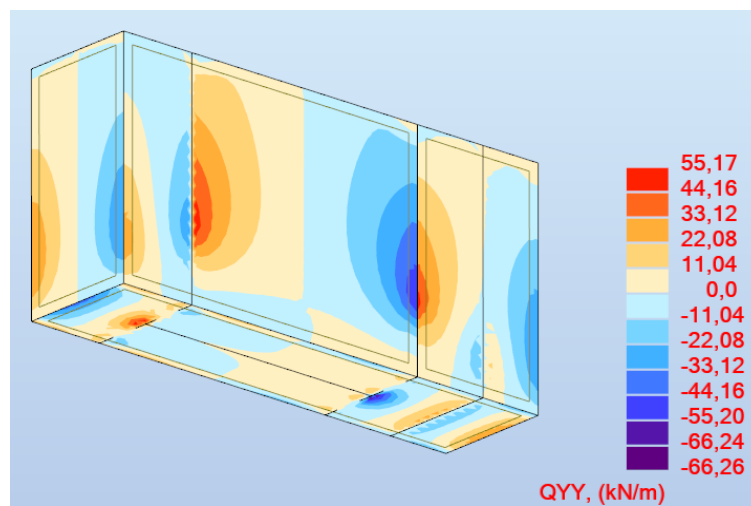
SLU01 – Azione flettente M_x [kNm]



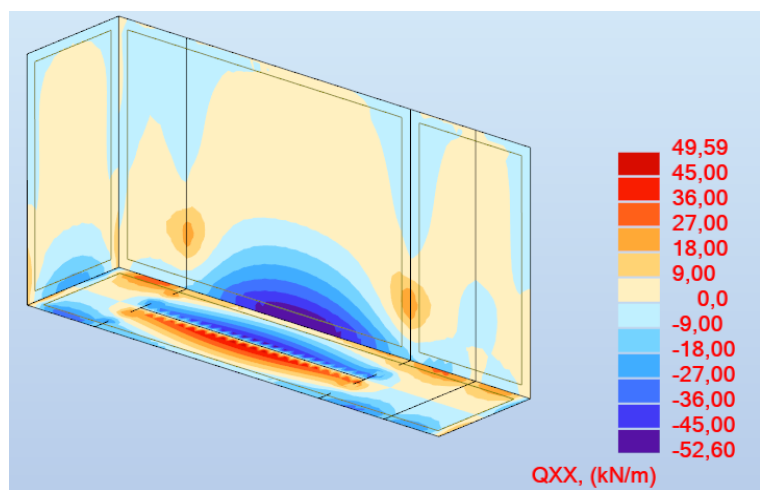
SLU01 – Azione flettente My [kNm]



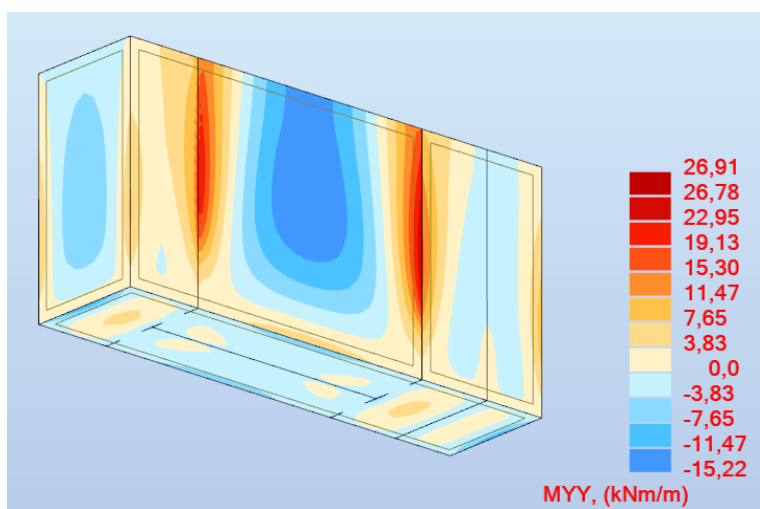
SLU01 – Azione tagliante Vx [kN]



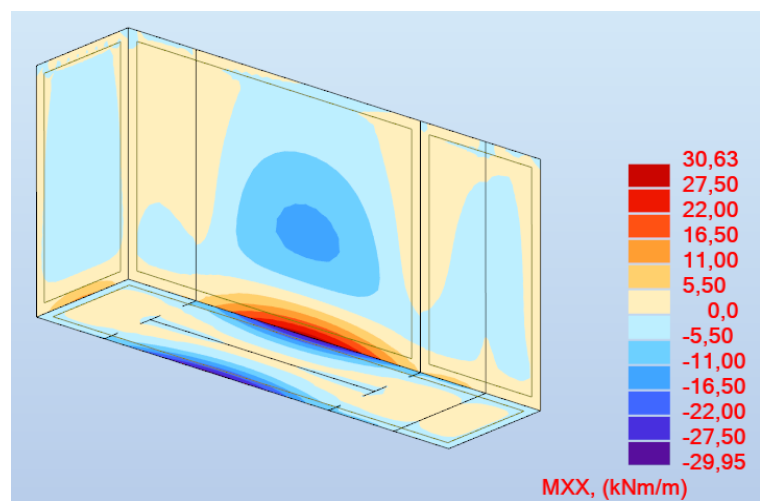
SLU01 – Azione tagliante Vy [kN]



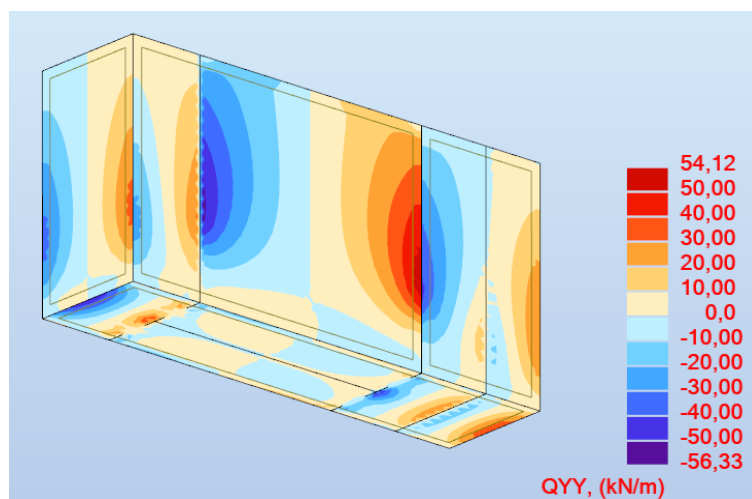
SLU02 – Azione flettente Mx [kNm]



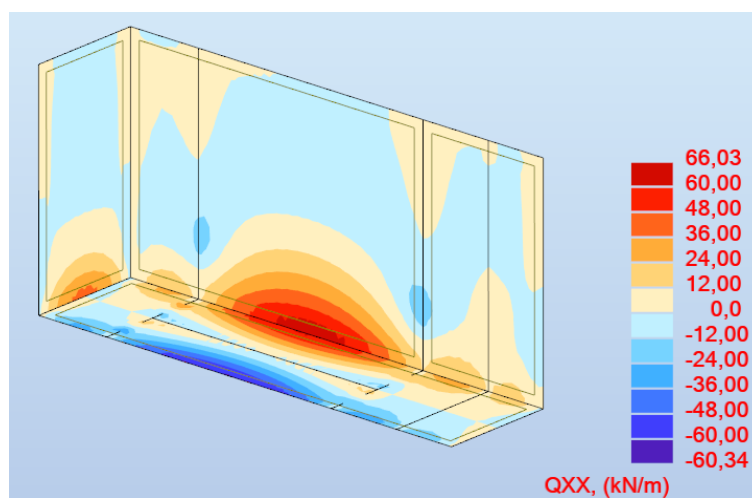
SLU02 – Azione flettente My [kNm]



SLU02 – Azione tagliante Vx [kN]

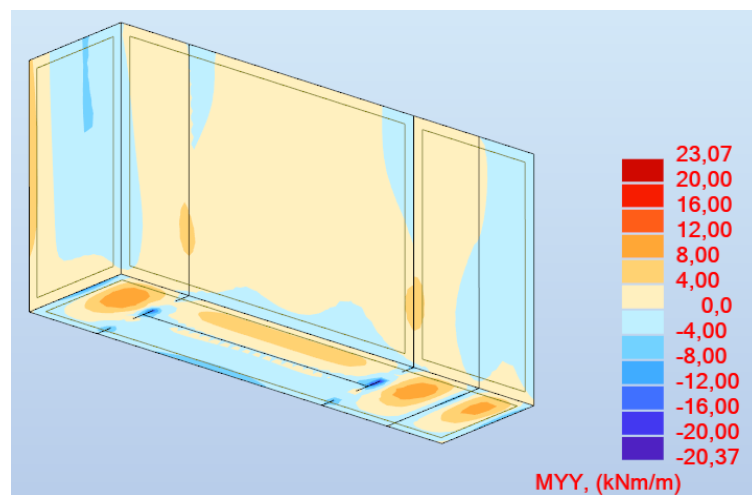


SLU02 – Azione tagliante V_y [kN]

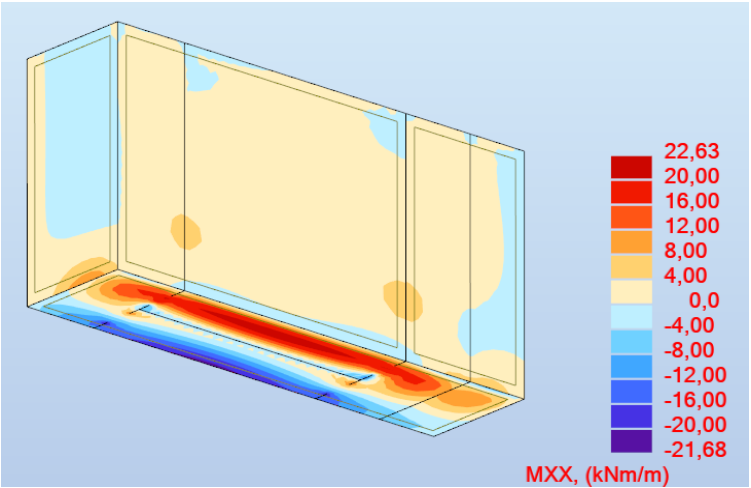


8.1.2 SLV – Diagrammi di sollecitazione

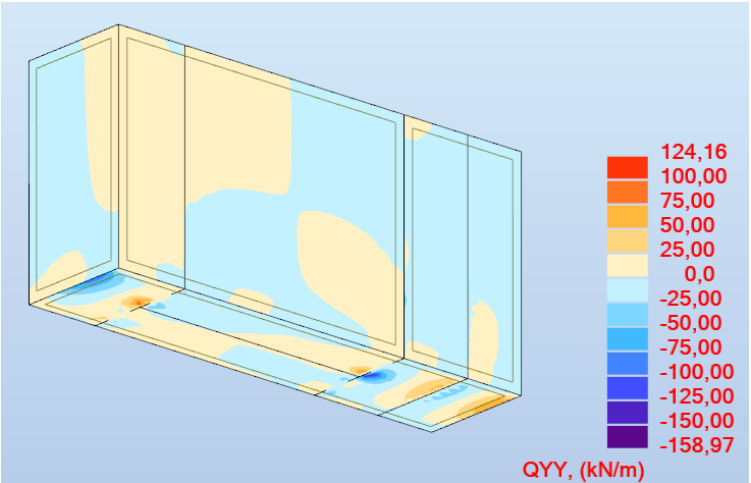
SLV01 – Azione flettente M_x [kNm]



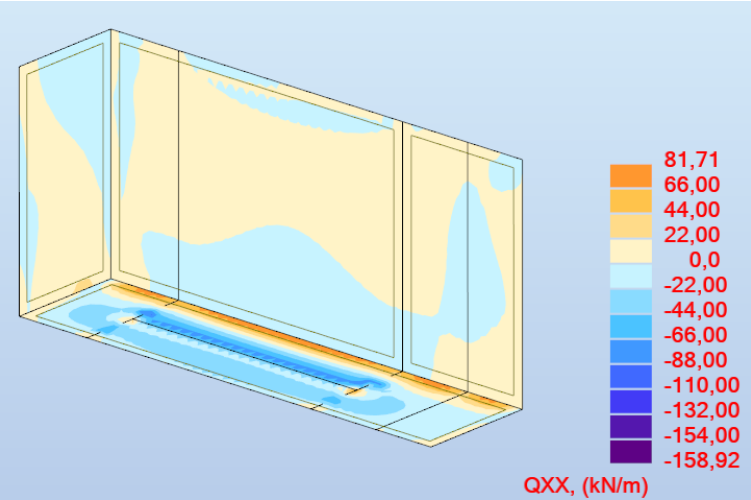
SLV01 – Azione flettente My [kNm]



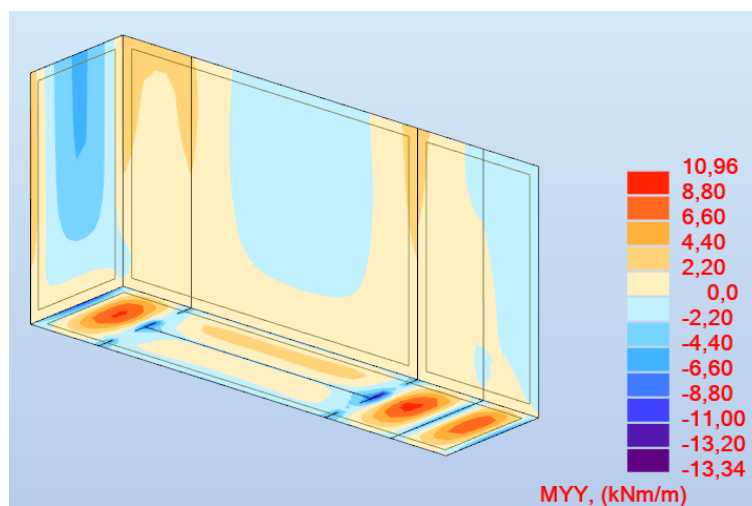
SLV01 – Azione tagliante Vx [kNm]



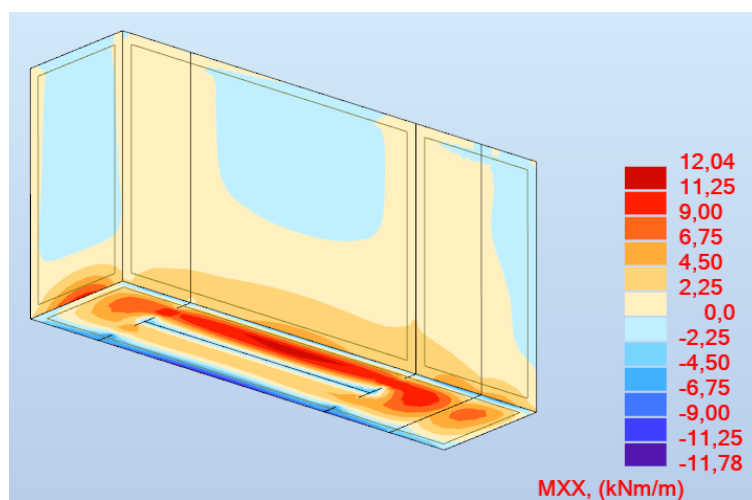
SLV01 – Azione tagliante Vy [kNm]



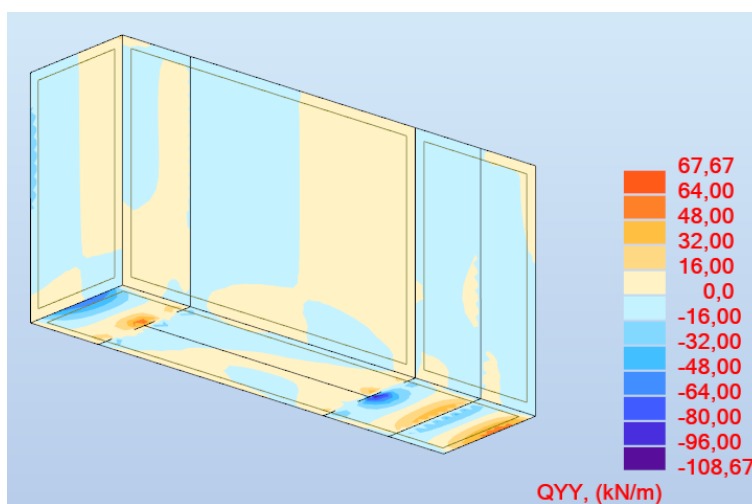
SLV05 – Azione flettente Mx [kNm]



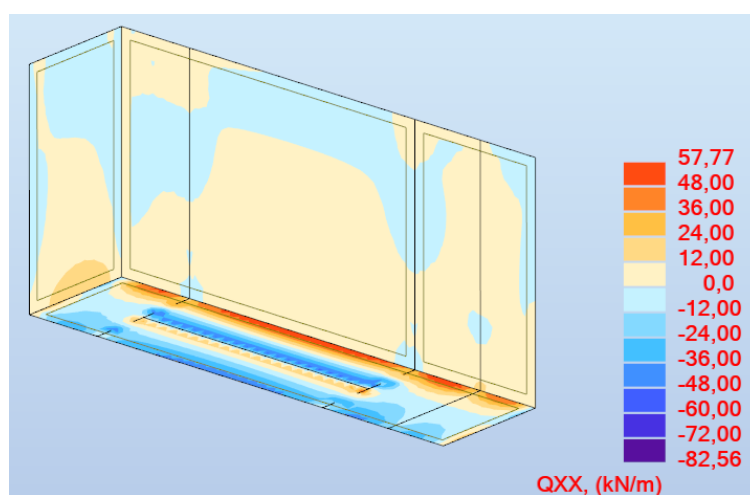
SLV05 – Azione flettente M_y [kNm]



SLV05 – Azione tagliante V_x [kNm]



SLV05 – Azione tagliante V_y [kNm]



8.1.3 SLU – Verifiche

Si riporta il valore delle azioni agenti ed i coefficienti di sicurezza, calcolati come rapporto tra il momento/taglio resistente di calcolo ed il momento/taglio sollecitante.

Elemento	Direzione	M (-) (kNm)	M (+) (kNm)	V (kN)	C.s. $M_{Rd}/M(-)$	C.s. $M_{Rd}/M(+)$	C.s. V_{Rd}/V
Parete perimetrale	X	15,2	26,9	66	3,67	2,08	2
	Y	22,1	30,6		2,54	1,85	
Platea	X/Y	22,1	30,6	-	3,21	2,31	-

8.1.4 SLV – Verifiche

Le azioni allo Stato Limite di salvaguardia della Vita risultano, in questo caso, inferiori a quelle registrate per lo Stato Limite Ultimo e non risultano pertanto vincolanti per il dimensionamento.

8.1.5 Stato limite di esercizio

Per gli Stati Limite di Esercizio si riportano i valori di tensione nel calcestruzzo (σ_c), nell'acciaio (σ_s) ed il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d).

Elemento	Direzione	M (kNm)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_d (mm)
Parete perimetrale	X	10,1	1,38	74,65	0,09
	X	18,1	2,46	133,2	0,16
	Y	14,0	1,91	103,4	0,12
	Y	20,5	2,79	151,2	0,18
Platea	X/Y	14	1,18	81,5	0,14

Elemento	Direzione	M (kNm)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_d (mm)
	X/Y	20,5	1,73	118,6	0,20

8.1.6 Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO)

In accordo con le NTC 2018, la verifica della capacità portante della fondazione è stata condotta seguendo l'Approccio 2 (che prevede coefficienti tipo A1+M1+R3).

Dimensioni platea di fondazione:

B = 2,3 m;

L = 8,2 m.

D = 4,2 m

Coefficienti						E_d [kN/mq]	Q_{lim} [kN/mq]	R_d [kN/mq]
N_{\square}	16,72	N_c	25,8	N_q	14,72	173,3	1406,6	611,6

8.1.7 Calcolo dei cedimenti della fondazione

n° strato	Profondità dal piano di posa [m]	E_u [kPa]	Coeff. Poisson [-]	Cedimento totale [mm]
1	4,2	51000	0,35	28
			Totale	28

Il §9.4 del testo *Geotecnica* di R.Lancellotta, per il tipo di struttura in esame, pone i seguenti limiti al di sotto dei quali non si riscontrano danni alle opere:

$\Delta_{max} = 65-100$ mm;

I cedimenti stimati sono quindi compatibili con i limiti sopra esposti.

8.1.8 Verifica di Up-Lift (stato limite di sollevamento)

La verifica viene svolta per la configurazione più gravosa, cioè vasca vuota:

- Azioni favorevoli: peso proprio delle strutture

$R_d = 0.9 (W_{cls}) = 0.9 (1337) \text{ kN} = 1203,4 \text{ kN}$

- Azioni sfavorevoli: sotto-spinta falda sulla platea di fondazione

$E_d = 1.5 \text{ Sup } \sigma_w = 1.5 (226) \text{ kN} = 339,5 \text{ kN}$

F.S. = 3,54

8.2 SOLLEVAMENTO

Sono state analizzate le pareti e le fondazioni del manufatto.

Le sezioni del modello maggiormente sollecitate sono le seguenti:

- **Pareti esterne:** sezione di base, all'altezza dell'estradosso della platea;

La tabella seguente contiene il quantitativo di armatura da disporre sulla sezione individuata.

L'armatura integrativa è da considerarsi aggiuntiva all'armatura di base.

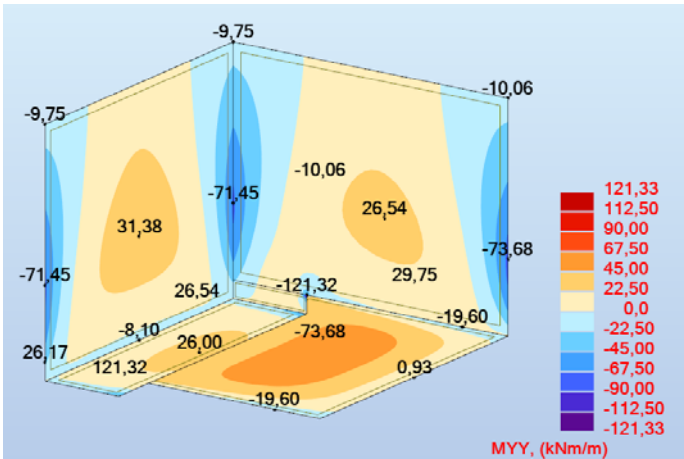
Elemento		Armatura di base	Infittimenti
Parete perimetrale	Paramento interno	$\Phi 12/20 \times 20$	Dir. X 12/40 (incastrati laterali) Dir Y $\emptyset 18/20$ (incastrati di base)
	Paramento esterno	$\Phi 12/20 \times 20$	Dir. X 18/20 (incastrati laterali) Dir Y $\emptyset 20/20$ (incastrati di base)
Platea	Intradosso	$\Phi 14/30 \times 30$	Dir. X/Y 20/30 (incastrati pareti)
	Esrtadosso	$\Phi 14/30 \times 30$	Dir. X/Y 12/30 (incastrati pareti)

Al fine di garantire la resistenza alle sollecitazioni taglianti, in corrispondenza degli incastrati tra pareti contigue e con la platea di fondazione risulta necessario un quantitativo di armatura a taglio composto da ferri piegati $\emptyset 18/20$ in direzione X (incastrati laterali) e $\emptyset 20/20$ in direzione Y (incastrati di base)

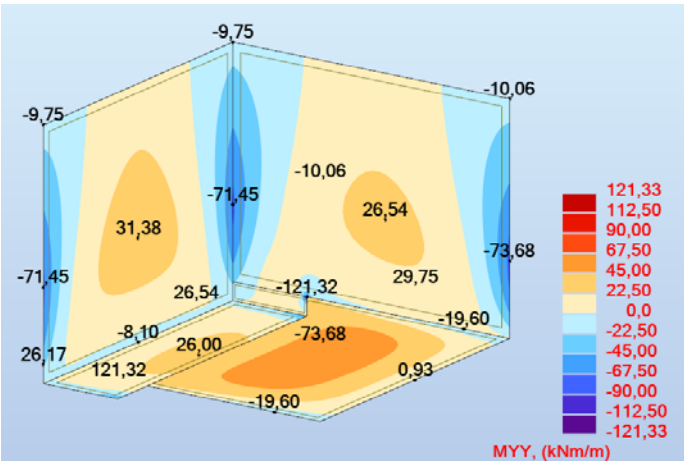
Si riportano le principali verifiche eseguite, distinte per stato limite.

8.2.1 SLU – Diagrammi di sollecitazione

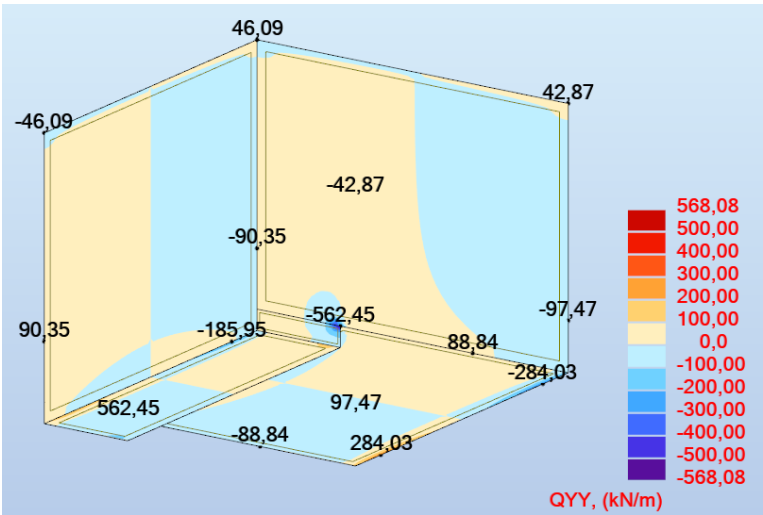
SLU01 – Azione flettente Mx [kNm]



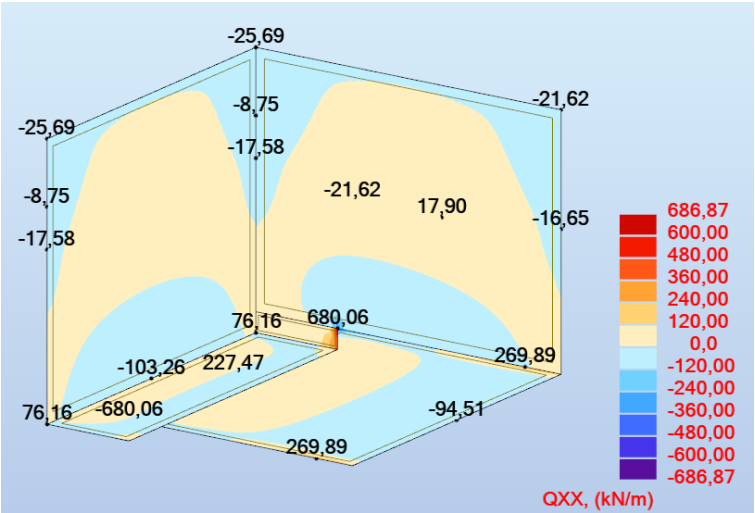
SLU01 – Azione flettente My [kNm]



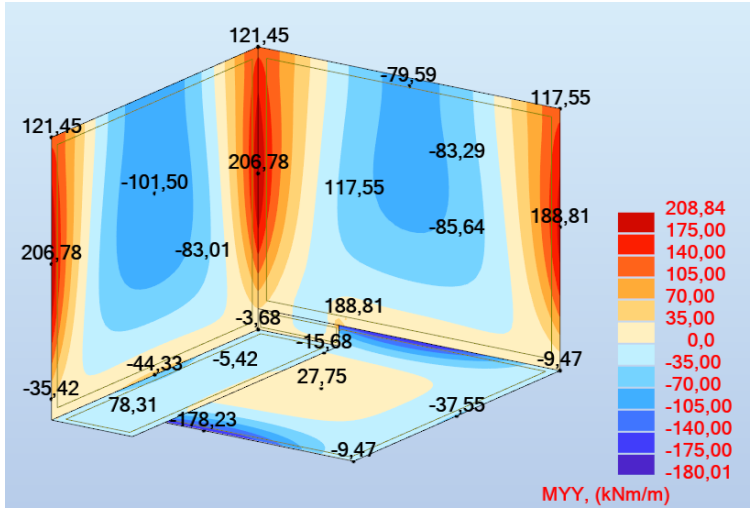
SLU01 – Azione tagliante Vx [kN]



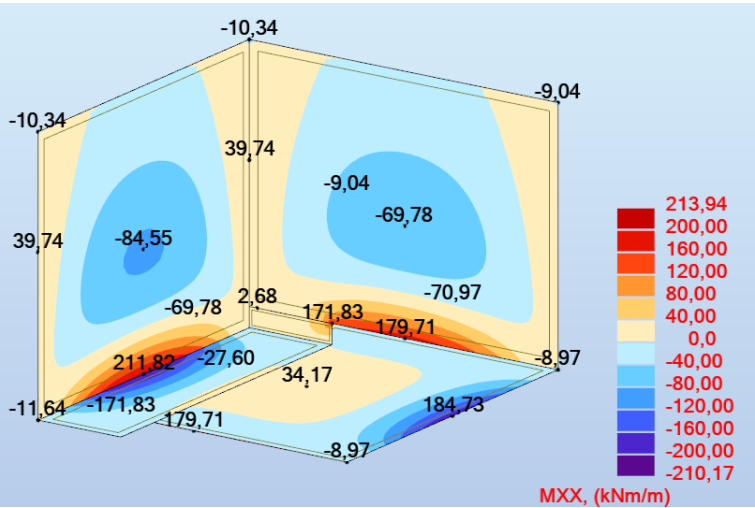
SLU01 – Azione tagliante Vy [kN]



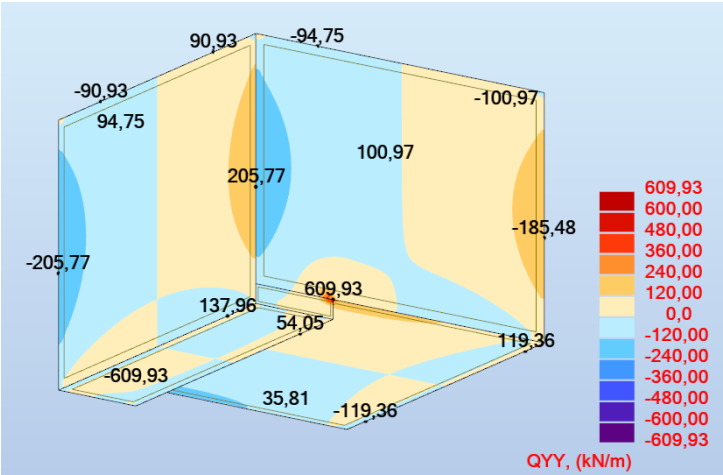
SLU02 – Azione flettente Mx [kNm]



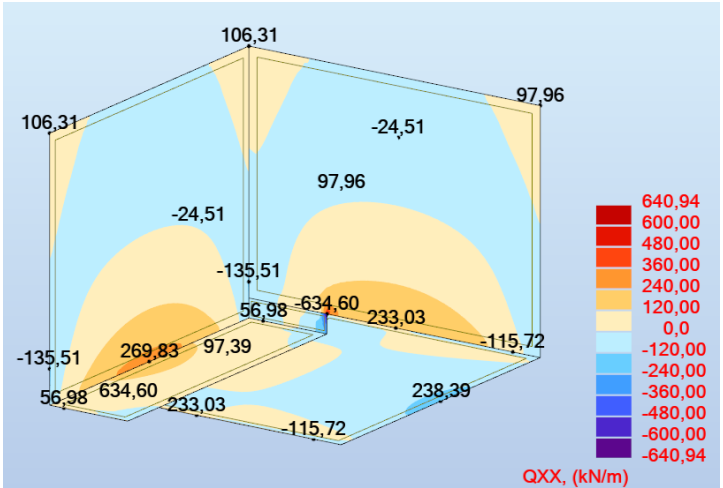
SLU02 – Azione flettente My [kNm]



SLU02 – Azione tagliante Vx [kN]

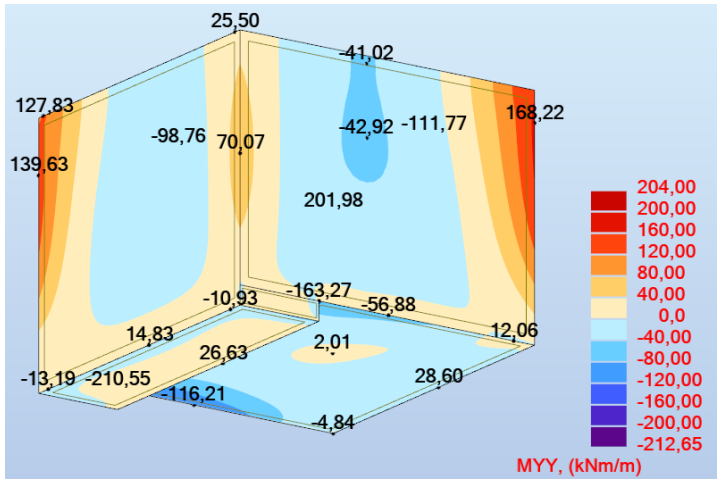


SLU02 – Azione tagliante Vy [kN]

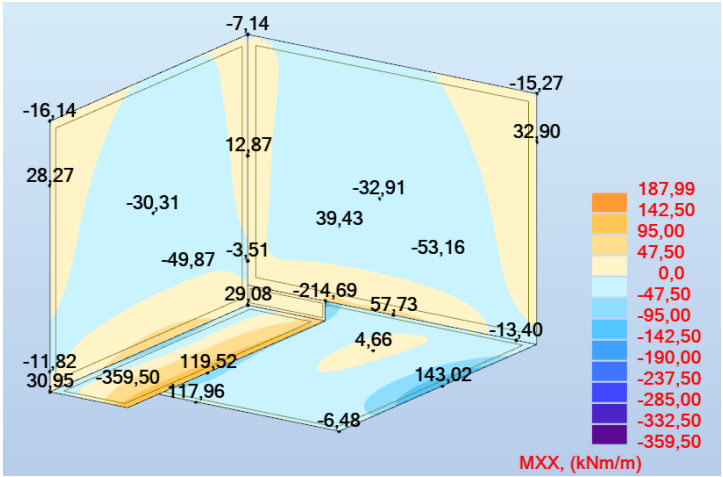


8.2.2 SLV – Diagrammi di sollecitazione

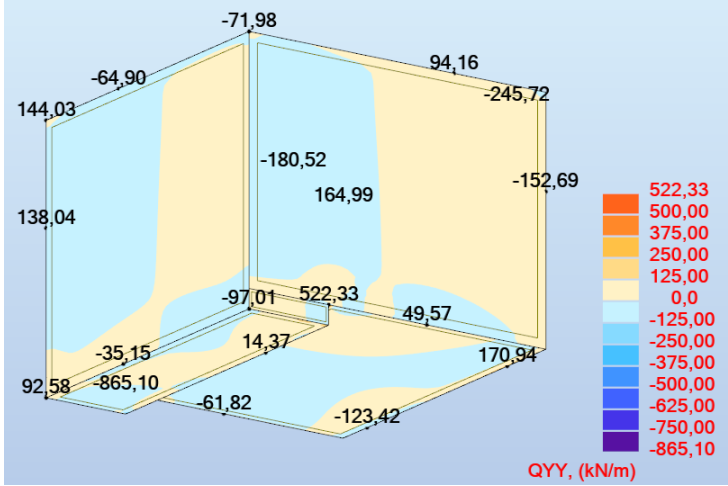
SLV01 – Azione flettente Mx [kNm]



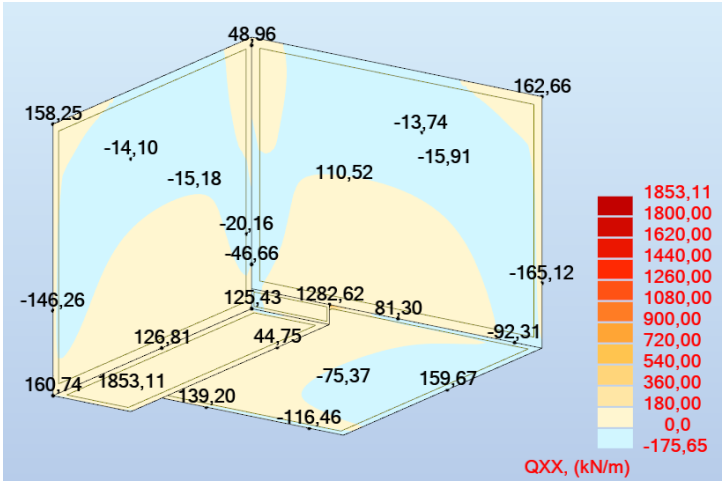
SLV01 – Azione flettente My [kNm]



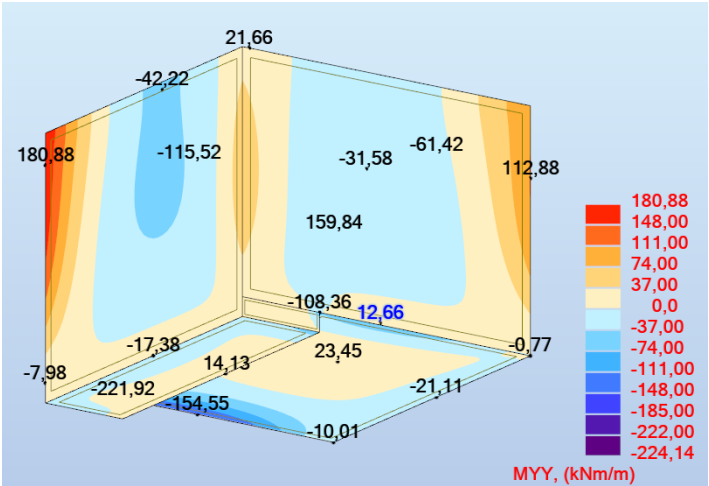
SLV01 – Azione tagliante Vx [kNm]



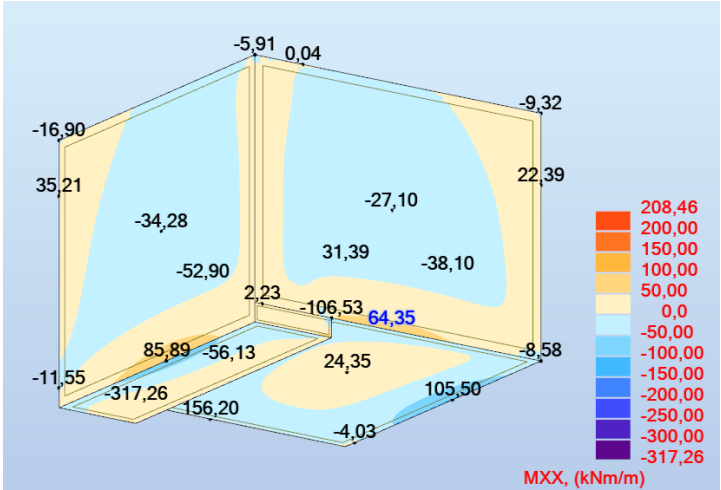
SLV01 – Azione tagliante Vy [kNm]



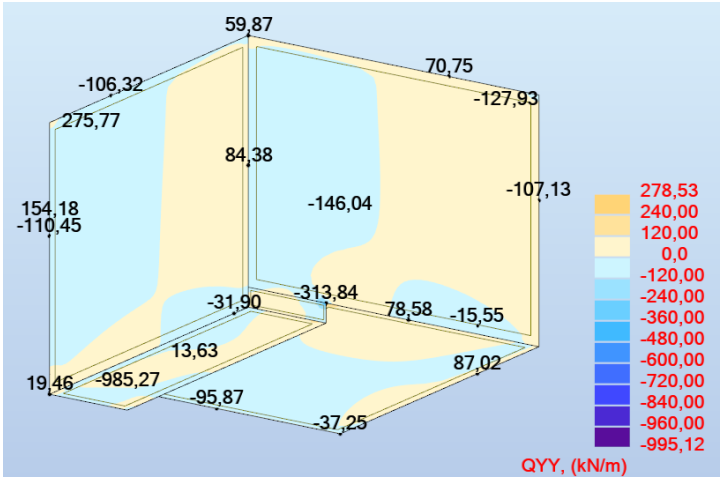
SLV05 – Azione flettente Mx [kNm]



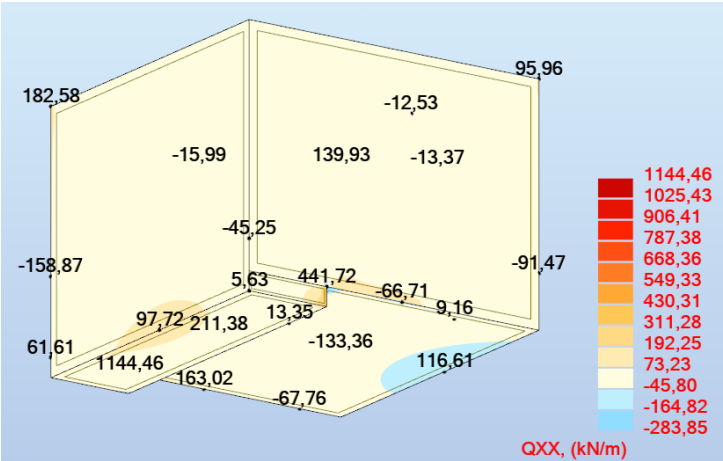
SLV05 – Azione flettente My [kNm]



SLV05 – Azione tagliante Vx [kNm]



SLV05 – Azione tagliante Vy [kNm]



8.2.3 SLU – Verifiche

Si riporta il valore delle azioni agenti ed i coefficienti di sicurezza, calcolati come rapporto tra il momento/taglio resistente di calcolo ed il momento/taglio sollecitante.

Elemento	Direzione	M (-) (kNm)	M (+) (kNm)	V (kN)	C.s. $M_{Rd}/M(-)$	C.s. $M_{Rd}/M(+)$	C.s. V_{Rd}/V
Parete perimetrale	X	73,7	206,8	205	1,57	1,17	1,11
	Y	179,2	211,8	269	1,35	1,32	1,04
Platea	X/Y	184,7	83,7	-	1,43	1,83	-

8.2.4 SLV – Verifiche

Le azioni allo Stato Limite di salvaguardia della Vita risultano, in questo caso, inferiori a quelle registrate per lo Stato Limite Ultimo e non risultano pertanto vincolanti per il dimensionamento.

8.2.5 Stato limite di esercizio

Per gli Stati Limite di Esercizio si riportano i valori di tensione nel calcestruzzo (σ_c), nell'acciaio (σ_s) ed il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d).

Elemento	Direzione	M (kNm)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_d (mm)
Parete perimetrale	X	51,3	3,48	182,1	0,190
	X	137,0	6,93	231,1	0,198
	Y	128,7	6,51	217,5	0,181
	Y	143,9	6,91	210,3	0,176
Platea	X/Y	62,9	2,85	165,3	0,178
	X/Y	128,0	4,56	195,6	0,176

8.2.6 Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO)

In accordo con le NTC 2018, la verifica della capacità portante della fondazione è stata condotta seguendo l'Approccio 2 (che prevede coefficienti tipo A1+M1+R3).

Dimensioni platea di fondazione:

B = 8,8 m;

L = 10,8 m;

D = 7,0 m

Coefficienti						E_d [kN/mq]	Q_{lim} [kN/mq]	R_d [kN/mq]
N_{\square}	16,72	N_c	25,8	N_q	14,72	64,5	2438	1060

8.2.7 Calcolo dei cedimenti della fondazione

n° strato	Profondità dal piano di posa [m]	E_u [kPa]	Coeff. Poisson [-]	Cedimento totale [mm]
1	7,0	51000	0,35	13
Totale				13

Il §9.4 del testo *Geotecnica* di R.Lancellotta, per il tipo di struttura in esame, pone i seguenti limiti al di sotto dei quali non si riscontrano danni alle opere:

$\Delta_{max} = 65-100$ mm;

I cedimenti stimati sono quindi compatibili con i limiti sopra esposti.

8.2.8 Verifica di Up-Lift (stato limite di sollevamento)

La verifica viene svolta per la configurazione più gravosa, cioè vasca vuota:

Azioni favorevoli: peso proprio delle strutture, attrito laterale elevazioni-terreno

$$R_d = 0.9 (W_{CLs} + R_D) = 0.9 (3361,6 + 3432,5) \text{ kN} = 6114,7 \text{ kN}$$

Azioni sfavorevoli: sotto-spinta falda sulla platea di fondazione

$$E_d = 1.5 \text{ Vol } \gamma_w = 1.5 (2851) \text{ kN} = 4276 \text{ kN}$$

$$F.S. = 1,38$$

8.3 PLATEA DI FONDAZIONE – LOCALE TECNICO

8.3.1 Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO)

In accordo con le NTC 2018, la verifica della capacità portante della fondazione è stata condotta seguendo l'Approccio 2 (che prevede coefficienti tipo A1+M1+R3).

Dimensioni platea di fondazione:

B = 3,2 m;

L = 4,2 m;

D = 0,20 m

Coefficienti						E_d [kN/mq]	Q_{lim} [kN/mq]	R_d [kN/mq]
N_{γ}	16,72	N_c	25,8	N_q	14,72	35,6	544,9	236,9

8.3.2 Calcolo dei cedimenti della fondazione

n° strato	Profondità dal piano di posa [m]	E_u [kPa]	Coeff. Poisson [-]	Cedimento totale [mm]
1	0,2	51000	0,35	15
Totale				15

Il §9.4 del testo *Geotecnica* di R.Lancellotta, per il tipo di struttura in esame, pone i seguenti limiti al di sotto dei quali non si riscontrano danni alle opere:

$\Delta_{max} = 65-100$ mm;

I cedimenti stimati sono quindi compatibili con i limiti sopra esposti.

8.3.3 Verifica di Up-Lift (stato limite di sollevamento)

La verifica non viene svolta per il manufatto in questione in quanto il piano di posa della fondazione è situato a una quota superiore rispetto a quella di scorrimento della falda.

9 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione illustra i risultati delle verifiche di calcolo finalizzate al pre-dimensionamento delle strutture di nuova realizzazione presso la stazione di sollevamento dell'agglomerato di Manta (CN), così come previsto dai D.Lgs. 50/16, D.Lgs. 163/06, D.P.R. 207/10 e D.Lgs. 56 del 19 aprile 2017.

Le analisi condotte hanno permesso di dimensionare gli elementi strutturali delle nuove opere previste in progetto; esse non si sono spinte nella verifica dei dettagli costruttivi, coerentemente con gli obiettivi del progetto definitivo. Nella prossima fase di progettazione sarà necessario affinare i calcoli sulle strutture.