

# COMUNE DI CARPIGNANO SESIA (NO)



**ACQUA  
NOVARA.VCO  
S.p.A.**

Via Triggiani, 9 - 28100 NOVARA (NO)  
Tel. 0321 413111 - Fax. 0321 458729  
@mail: info@acquanovaravco.eu  
@pec: segreteria@pec.acquanovaravco.eu

TITOLO COMMESSA:

## **ADEGUAMENTO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI CARPIGNANO SESIA - VIA TORINO**

OGGETTO:

## **Relazione di predimensionamento delle strutture**

SCALA:

-

AVANZAMENTO PROGETTO:

**Definitivo**

DATA REV. N° 0:

**Novembre 2022**

REV. N°	MODIFICHE	DATA
1		
2		
3		
4		

RIF N° COMMESSA: **W01N 10044152**

CUP: **D38B23000330005**

DIRETTORE TECNICO: ING. GIUSEPPE CARANTI  
IL RUP: ING. GIUSEPPE CARANTI

**PROPRIETA' RISERVATA**

**QUESTO DISEGNO NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO NE' COMUNICATO A TERZI SENZA  
AUTORIZZAZIONE DI ACQUA NOVARA VCO s.p.a.**

**IL PROGETTISTA**

ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROVINCIA DI TRENTO  
*Angelo Cantatore*  
dott. ing. Angelo Cantatore  
Ingegnere civile e ambientale, industriale e dell'informazione  
Iscritto al N. 2532 d'Albo - Sezione A degli Ingegneri



Via dei Palustei 16 - 38121 Trento (TN)  
Tel. 0461 825966 - Fax: 0461 825966  
web. www.etc-eng.it - e-mail: info@etc-eng.it

ELABORATO N°:

**D-R-110-10**



## INDICE

---

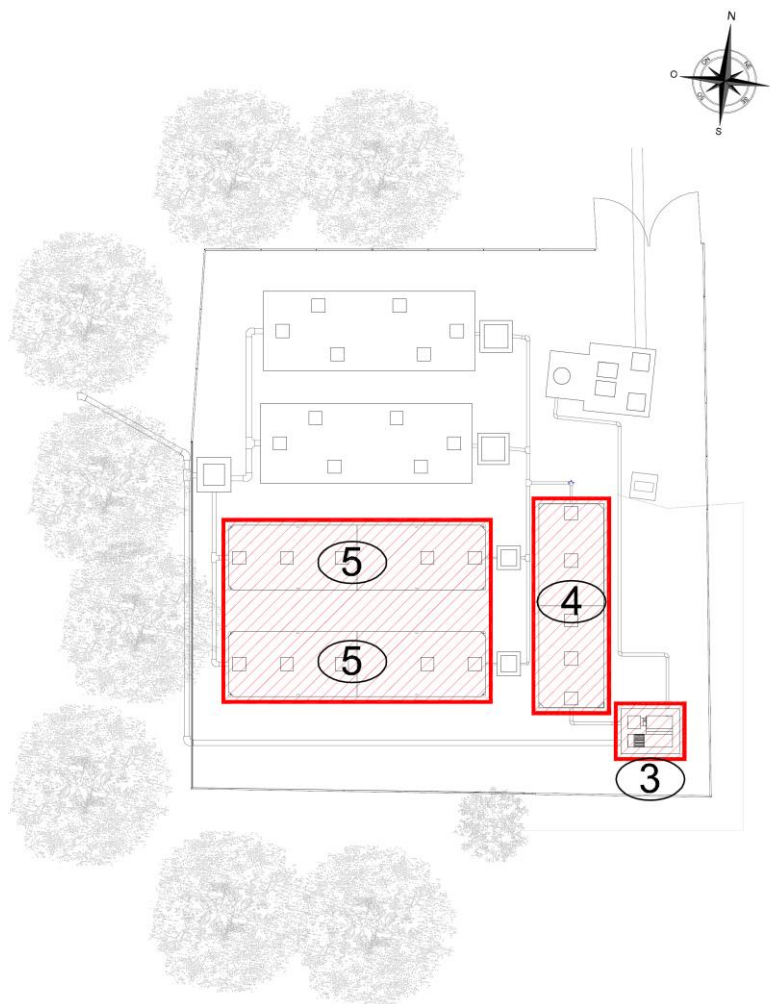
<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO.....</b>	<b>4</b>
2.1	LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO .....	4
2.2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI .....	4
<b>3</b>	<b>NORMATIVA E CODICI DI CALCOLO .....</b>	<b>5</b>
3.1	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO .....	5
3.2	CODICI DI CALCOLO.....	5
<b>4</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA .....</b>	<b>6</b>
4.1	METODO DI CALCOLO .....	6
4.2	TIPO DI ANALISI .....	6
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE E RESISTENZE DEI MATERIALI.....</b>	<b>7</b>
5.1	MATERIALI PER CEMENTO ARMATO .....	7
5.2	DETERMINAZIONE DEL COPRIFERRO NOMINALE .....	8
5.3	DURABILITÀ.....	9
<b>6</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA .....</b>	<b>10</b>
6.1	LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA .....	10
6.2	CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	10
6.3	CATEGORIA DEL SUOLO .....	10
6.4	STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO .....	11
6.5	PERICOLOSITÀ SISMICA.....	11
6.6	SPETTRI DI RISPOSTA .....	12
<b>7</b>	<b>TERRENO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>14</b>
7.1	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	14
7.2	SOGGIACENZA ACQUA DI FALDA .....	14
<b>8</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>15</b>
8.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	15
8.2	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI .....	15
8.3	SPINTE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	15
8.3.1	CONDIZIONI STATICHE .....	15
8.3.2	CONDIZIONI SISMICHE.....	16
8.4	COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI PROGETTO .....	21

<b>9 VERIFICA A GALLEGGIAMENTO .....</b>	<b>23</b>
9.1 PLATEA PER VASCHE IMHOFF .....	23
9.2 PLATEA PER VASCA DEGRASSATORE.....	23
<b>10 MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE.....</b>	<b>25</b>
10.1 PLATEA PER VASCHE IMHOFF .....	25
10.2 PLATEA PER VASCA DEGRASSATORE.....	26
10.3 POZZETTO RIPARTITORE BY-PASS.....	27
<b>11 VERIFICHE STRUTTURALI PLATEE INTERRATE .....</b>	<b>28</b>
11.1 PLATEA PER VASCHE IMHOFF .....	28
11.2 PLATEA PER VASCA DEGRASSATORE.....	29

## 1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce al dimensionamento degli interventi previsti nell'ambito dei lavori di *“adeguamento dell'impianto di depurazione di Carpignano Sedia – Via Torino”*, sito appunto nel Comune di Carpignano Sesia (NO).

Il progetto prevede la realizzazione di due platee interrato, su cui andranno ad appoggiare delle vasche prefabbricate in cls e di un manufatto parzialmente interrato (descritti di seguito) identificati nella planimetria sottostante.



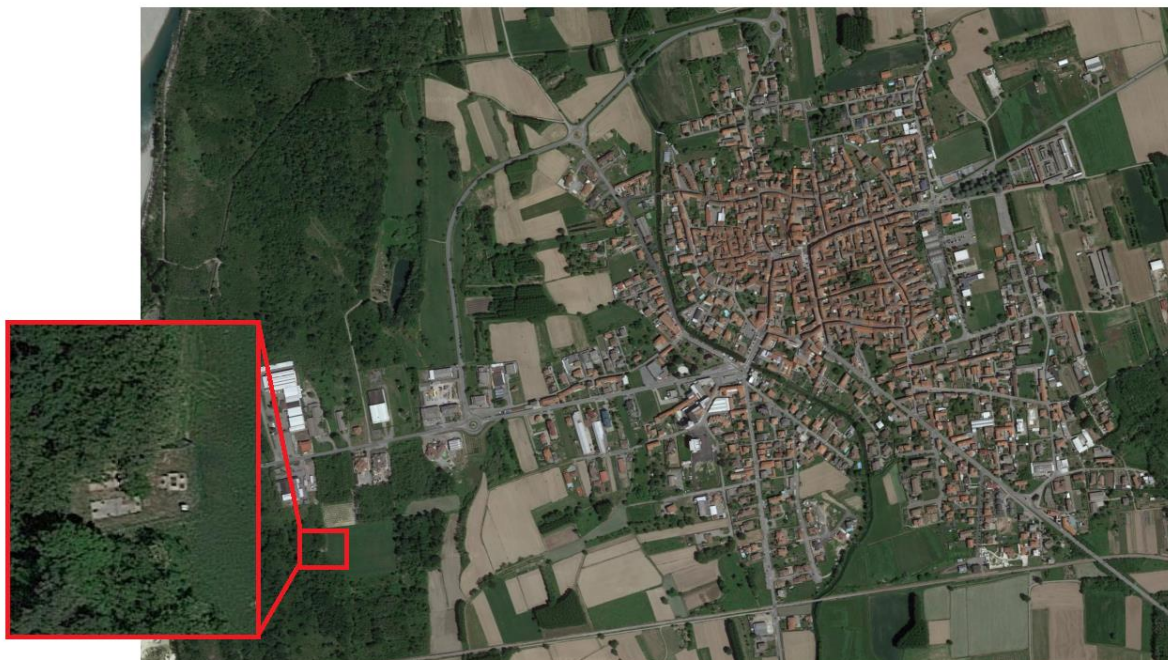
La progettazione delle opere è condotta secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, in accordo con le disposizioni normative italiane vigenti con particolare riferimento al **D.M. 17.01.2018** - Aggiornamento “Norme Tecniche per le costruzioni” e della **Circolare n. 7 del 21.01.2019**, - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale; tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

## 2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO

### 2.1 LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Il depuratore di Carpignano Sesia si trova in Via Torino, nella parte sud-ovest del centro abitato; si riporta di seguito un'immagine relativa alla localizzazione dell'intervento oggetto dello studio.



### 2.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

#### PLATEA PER 2 VASCHE IMHOFF (5)

La platea in oggetto, di spessore pari a 35cm ed impostata ad una profondità di circa 3,00m dal piano campagna, ha dimensioni pari a 10,10x6,865m ed ha la funzione di basamento per due vasche imhoff di dimensioni 970x246xh2,50m, distanziate tra di loro di circa 1,50m;

#### PLATEA PER VASCA DEGRASSATORE (4)

La platea in oggetto, di spessore pari a 35cm ed impostata ad una profondità di circa 2,60m dal piano campagna, ha dimensioni pari a 8,10x2,86m ed ha la funzione di basamento per una vasca degrassatore di dimensioni 770x246xh2,00m;

#### POZZETTO DI RIPARTIZIONE BY-PASS

Il manufatto in oggetto, di dimensioni esterne in pianta pari a 2,20x1,70m, è parzialmente interrato; la platea di fondazione di spessore pari a 35cm è impostata ad una profondità di circa 1,30m dal piano campagna; le pareti perimetrali hanno spessore pari a 25cm e altezza netta pari a 2,00m, mentre quelle interne hanno spessore pari a 20cm e altezza variabile.

### 3 NORMATIVA E CODICI DI CALCOLO

---

#### 3.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

- **D.Min. Infrastrutture e Trasporti 17.01.2018** – Aggiornamento “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare n. 7 del 21.01.2019**, - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”»;
- **UNI EN 206-1:2006** – “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- **UNI 11105:2004** – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- **L. 05.11.1971, n. 1086** (G.U. 21.12.1971, n. 321) - “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato e precompresso ed a struttura metallica”;
- **L. 02.02.1974, n. 64** (G.U. 21.03.1974, n. 76) - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- **UNI EN 1998-4:2006 Eurocodice 8** - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 4: Silos, serbatoi e condotte;
- “IITK-GSDMA Guidelines for seismic design of liquid storage tanks”.

#### 3.2 CODICI DI CALCOLO

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

In particolare, sono stati utilizzati i seguenti programmi:

- SismiCAD, prodotto da CONCRETE s.r.l., ver. 12.18, licenza n° 7102097;
- BeamCAD Plus, prodotto da CONCRETE s.r.l. ver. 20.3, licenza n° BCP-1402511;
- ManDoc, prodotto da CONCRETE s.r.l., ver. 2.19, licenza n° MD-1402511;
- VCA SLU (Verifica a Presso-flessione), prodotto da Prof. Piero Gelfi, ver. 7.7.

I programmi vengono usati in forza di regolari licenze d'uso e 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.

È stata esaminata preliminarmente la documentazione a corredo dei software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico.

Tale documentazione contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati. La valutazione dell'attendibilità dei software ha compreso inoltre il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e teorici, anche in fase di primo proporzionamento della struttura.

## 4 CRITERI DI VERIFICA

---

### 4.1 METODO DI CALCOLO

Le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte secondo il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**, in accordo con il D.M. 17/01/2018.

### 4.2 TIPO DI ANALISI

Per quanto riguarda le due platee interrate è stata effettuata un'analisi strutturale **sismica lineare statica**, considerando le opere in oggetto aventi un comportamento "non dissipativo" con l'assunzione di un fattore di comportamento  $q = 1,5$ .

Per quanto riguarda il pozzetto di ripartizione, sono state eseguite delle **verifiche tipologiche semplificate**, considerando applicate (a favore di sicurezza) ad una fascia di larghezza unitaria delle pareti in c.a. le forze statiche (spinte delle terre, spinte dovute al carico accidentale e al liquido interno alle vasche) e le forze dinamiche dovute al sisma (incremento della spinta delle terre, dell'inerzia delle pareti e del liquido contenuto all'interno delle vasche).



## 5 CARATTERISTICHE E RESISTENZE DEI MATERIALI

### 5.1 MATERIALI PER CEMENTO ARMATO

#### **CALCESTRUZZO CLASSE C30/37 - platee per vasche imhoff e degrassatore**

resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,89 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 2,03 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1,20 \cdot f_{ctm} = 3,47 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17,4 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,35 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,30} = 32836 \text{ N/mm}^2$
classe di esposizione	XA2+XC2

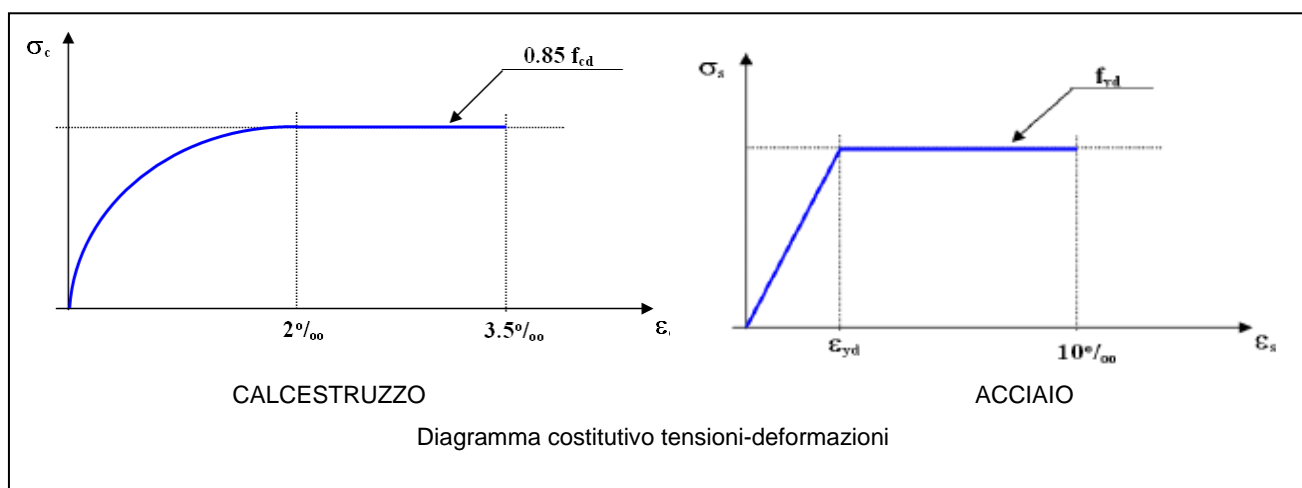
#### **CALCESTRUZZO CLASSE C32/40 – pozzetto ripartitore**

resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 22 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,09 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 2,16 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1,20 \cdot f_{ctm} = 3,71 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,70 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,44 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,30} = 33594 \text{ N/mm}^2$
classe di esposizione	XA2+XC2

#### **ACCIAIO TIPO B450C**

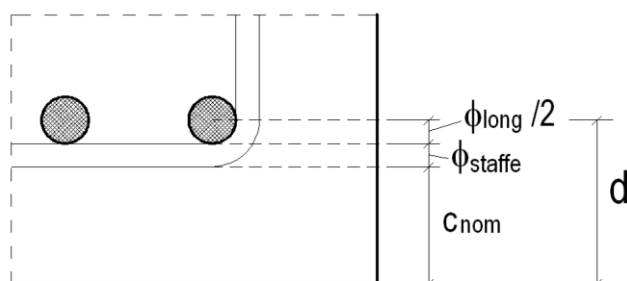
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$
allungamento totale al carico massimo di rottura	$\geq 7,5\%$
rapporto $f_{tk} / f_{yk}$	$1,1 \leq f_{tk} / f_{yk} \leq 1,37$
rapporto $f_{yk} / f_{y nom k}$	$\leq 1,25$
diametro del mandrino	<div>4Ø per Ø &lt; 12mm</div> <div>6Ø per 12mm ≤ Ø &lt; 16mm</div> <div>8Ø per 16mm &lt; Ø &lt; 25mm</div>





## 5.2 DETERMINAZIONE DEL COPRIFERRO NOMINALE

L'EC2 definisce copriferro nominale ( $c_{nom}$ ) la distanza tra la superficie dell'armatura più esterna e la faccia del calcestruzzo più prossima.



Il  $c_{nom}$  viene definito mediante la seguente espressione:

$$c_{nom} [mm] = c_{min} + \Delta_c = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; c_{min, fuoco}) + 10$$

dove:

- $c_{min}$  → copriferro minimo per soddisfare requisiti di aderenza, di durabilità e di resistenza al fuoco;
- $\Delta_c$  → tolleranza di posizionamento delle armature, pari a 10mm<sup>(\*)</sup>;
- $c_{min,b} = \phi \cdot \sqrt{n_b}$  → copriferro minimo per garantire l'aderenza, pari al diametro per il numero di barre;
- $c_{min, fuoco}$  → copriferro minimo per garantire resistenza all'incendio;
- $c_{min, dur}$  → copriferro minimo per garantire la durabilità dell'opera, definito in base alla classe di esposizione (vedi tabella seguente).

CLASSE D'ESPOSIZIONE AMBIENTALE	SPESSORE MINIMO DI COPRIFERRO			
	VITA UTILE 50 ANNI		VITA UTILE 100 ANNI	
	C.A.	C.A.P.	C.A.	C.A.P.
<b>X0</b>	10	10	20	20
<b>XC1</b>	15	25	25	35
<b>XC2, XC3</b>	25	35	35	45
<b>XC4</b>	30	40	40	50
<b>XS1, XD1</b>	35	45	45	55
<b>XS2, XD2</b>	40	50	50	60
<b>XS3, XD3</b>	45	55	55	65

*Spessori minimi del copriferro secondo i prospetti 4.4N e 4.5N dell'EC 2:2005*

Nel caso in oggetto, per classe di esposizione XC2 (classe più vincolante), si ottiene un valore di copriferro nominale pari a:

$$c_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ mm} \rightarrow 40 \text{ mm (a favore di sicurezza)}$$

- (\*) Si assume un valore di 5mm quando si opera in regime di "garanzia di qualità", che prevede un'accurata verifica in opera degli spessori effettivi del copriferro, nonché del corretto posizionamento delle armature.

## 5.3 DURABILITÀ

Particolare cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere garantite solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera; si dovranno, inoltre, utilizzare tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture.

La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Tipologia strutturale:

### **PLATEE E PARETI IN C.A.**

Rapporto a/c max	0,50
Classe di consistenza	S4
Diametro max. aggregati	20 mm
Copriferro nominale	40 mm

## 6 CRITERI DI VERIFICA

### 6.1 LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è situata nel Comune di Carpignano Sesia; di seguito si riportano le coordinate del sito in esame utilizzate per il calcolo dei parametri sismici:

- latitudine 45,5304°
- longitudine 8,4057°

### 6.2 CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA

L'opera, secondo quanto previsto nel punto 2.4 del D.M. 17.01.2018, risulta essere classificata come di seguito riportato.

**TIPO DI COSTRUZIONE** → **2** : costruzioni con livelli di prestazioni ordinari  
VITA NOMINALE DI PROGETTO →  $V_N \geq 50 \text{ anni}$  ;

**CLASSE D'USO** → **III** : costruzioni di carattere rilevante;  
COEFFICIENTE  $C_U$  → 1,50;

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività, le opere in oggetto ricadono in *classe d'uso II* ma, a favore di sicurezza, viene adottata la *classe d'uso III*.

**PERIODO DI RIFERIMENTO** →  $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,50 = 75 \text{ anni}$

**ACCELERAZIONE ORIZZONTALE AL SUOLO (SLV)** →  $a_g = 0,0418 \cdot g$

### 6.3 CATEGORIA DEL SUOLO

Nell'area del depuratore è stata eseguita un'indagine geofisica sismica attiva mediante due prove MASW, per la determinazione del valore della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ , ai sensi del D.M. 17.01.2018. Sulla base del modello geofisico elaborato, si sono ottenuti, con riferimento a quanto indicato nella normativa vigente, dei valori di  $V_{s30}$  pari a 494 e 483 m/sec, facendo ricadere il terreno di fondazione in **CATEGORIA B** : "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

La CATEGORIA TOPOGRAFICA (in base alla tabella 3.2.III del D.M. 17.01.2018) è **T1**, cioè "superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$ ".

## 6.4 STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

Al §3.2.1 della normativa vengono definiti gli stati limite ultimi e di esercizio per quanto riguarda la combinazione sismica. Gli stati limite ultimi e di esercizio presi in considerazione nel progetto sono rispettivamente:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

## 6.5 PERICOLOSITÀ SISMICA

La **pericolosità sismica** è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di superamento  $P_{VR}$ , come definite nella tabella seguente, nel periodo di riferimento  $V_R$  considerato.

**Tabella 3.2.1** – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato

STATO LIMITE		$P_{VR}$ : probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di ritorno  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei parametri relativi al sito di riferimento.

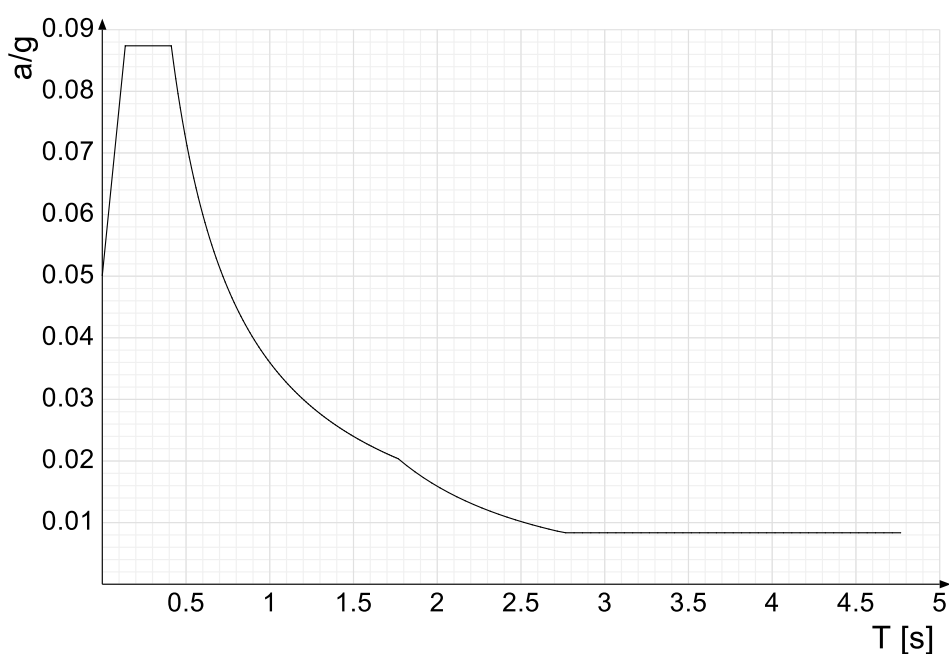
Nel caso in oggetto, si hanno i seguenti parametri di pericolosità del sito:

STATO LIMITE	$P_{VR}$ [%]	$T_r$ [anni]	$A_g$ / g	$F_0$	$T_c^*$ [sec]
SLO	81	45	0,0174	2,534	0,168
SLD	63	75	0,0213	2,580	0,175
SLV	10	712	0,0418	2,616	0,293
SLC	5	1462	0,0493	2,678	0,312

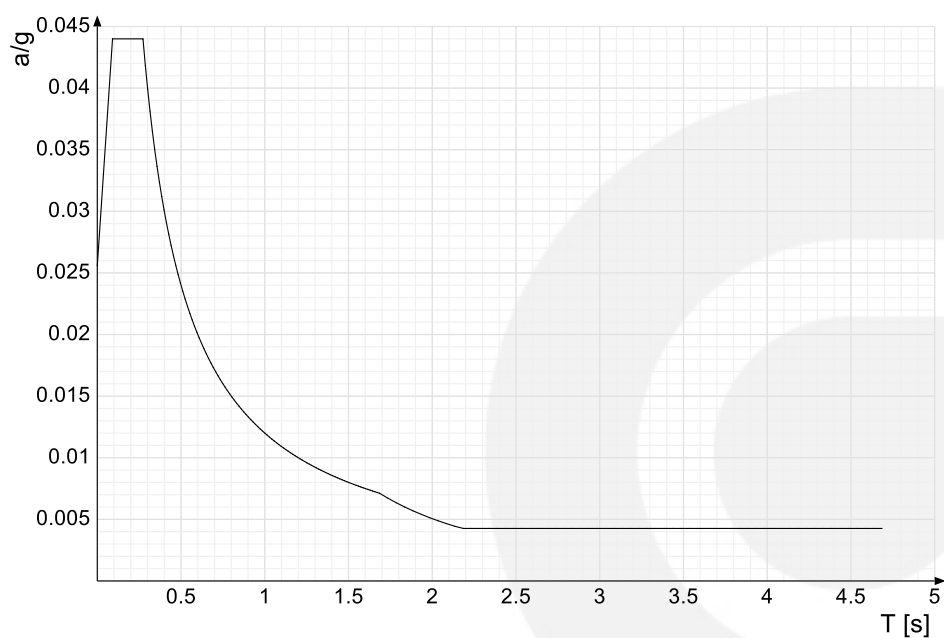
dove:  $T_r$  : periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento  $P_{Vr}$  nel periodo  $V_r$ ;  
 $a_g/g$  : accelerazione (normalizzata) orizzontale massima per sito di riferimento rigido;  
 $F_0$  : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  
 $T_c^*$  : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

## 6.6 SPETTRI DI RISPOSTA

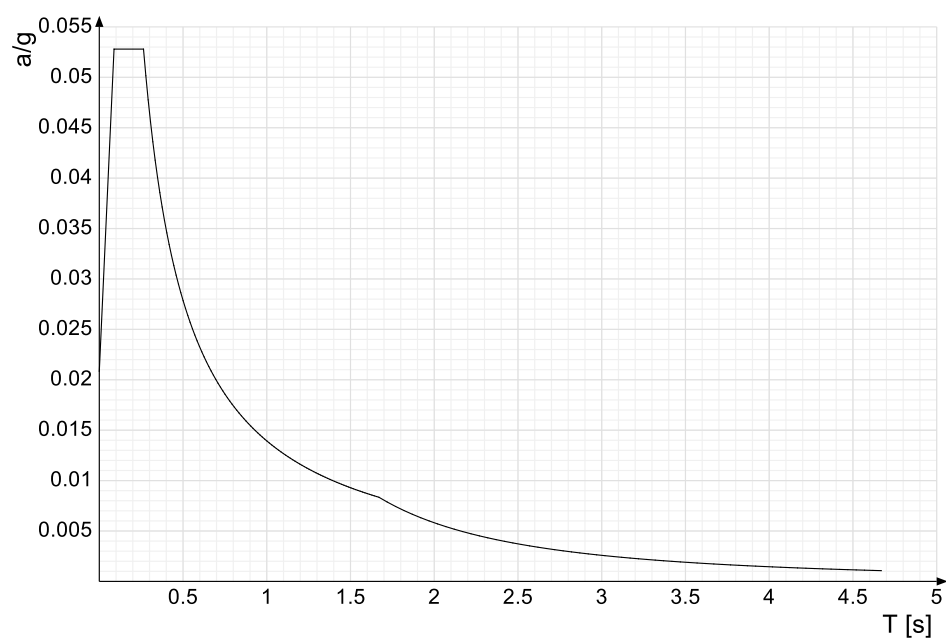
### SPETTRO ELASTICO IN ACCELERAZIONE – SLV



### SPETTRO ELASTICO IN ACCELERAZIONE – SLD



SPETTRO ELASTICO IN ACCELERAZIONE – SLO



## 7 TERRENO DI FONDAZIONE

### 7.1 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Sulla base delle prove eseguite dal Dott. Geol. Mattia Bertani sul lotto in oggetto è stata identificata la seguente successione stratigrafica del terreno ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici:

- **Unità superficiale ghiaioso-sabbiosa** (da 0,0 a circa -6 m): terreno a principale componente ghiaioso-sabbiosa, con presenza di ciottoli, mediamente addensato ( $N_{SPT,medio} = 12$ ) e riconducibile alle tipologie GW/SW della classificazione U.S.C.S..
- **Unità profonda sabbioso-limosa e argillosa** (da -6 m almeno fino alla massima profondità indagata di 12 m): depositi a principale componente fine, costituita da sabbia e, in percentuali ridotte, limo e argilla, mediamente addensati/consistenti ( $N_{SPT,medio} = 31$ ) e riconducibili alle tipologie SM/ML della classificazione U.S.C.S..

Unità geotecnica	Peso di volume		Densità relativa	Condizioni drenate			Resistenza al taglio non drenata		Modulo elastico		Modulo edometrico	Coefficiente di Poisson
	naturale	saturato		angolo di attrito		coesione efficace			drenato	non drenato		
				picco	volume costante		picco	residua				
	$\gamma_n,k$ [kN/m³]	$\gamma_{sat,k}$ [kN/m³]	$D_{R,k}$ [%]	$\varphi'k$ [°]	$\varphi_{CV,k}$ [°]	$c'k$ [kPa]	$C_{uk}$ [kPa]	$C_{uR,k}$ [kPa]	$E'k$ [MPa]	$E_{uk}$ [MPa]	$E_{dk}$ [MPa]	$\nu_k$ [ad]
Superficiale (ghiaioso-sabbiosa) 0÷6 m dal pc	18	20	44	29	28	0	-	-	15	-	21	0,31
Profonda (sabbioso-limosa e argillosa) > 6 m dal pc	19	22	60	32	30	0	25	8,4	15,5	12,5	23	0,33

Per le opere in oggetto, si sono quindi considerate le seguenti caratteristiche del terreno di fondazione:

- Tipologia terreno: ghiaia
- Angolo di attrito: 28°
- Peso di volume: 1800 daN/m<sup>3</sup>

### 7.2 SOGGIACENZA ACQUA DI FALDA

Durante l'esecuzione delle prove (settembre 2021) è stata rilevata la presenza di acqua di falda a partire dalla profondità di 2,65m dal piano campagna.

Come si evince dalla relazione geologica, il valore di soggiacenza della falda superficiale è fortemente influenzato dall'andamento del regime pluviometrico, dalle portate di deflusso dei corsi d'acqua e dall'andamento della stagione irrigua; statisticamente i valori massimi (valori idrici bassi) si verificano tra agosto e settembre, e i valori minimi (livello idrico alto) tra marzo e aprile.

Per tener conto di tale variabilità, si considera una profondità di falda pari a 2,00m dal piano campagna.



## 8 ANALISI DEI CARICHI

### 8.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il peso proprio degli elementi strutturali in c.a. è assunto pari a 2500 daN/m<sup>3</sup>.

Le caratteristiche delle vasche che devono essere posizionate sopra delle platee interrato sono:

- VASCA IMHOFF	dimensioni	970x246xh250 + 10cm copertura
	peso totale	35300 kg
	capacità max	45000 litri
- VASCA DEGRASSATORE	dimensioni	770x246xh200 + 20cm copertura
	peso totale	29870 kg
	capacità max	26000 litri

Quindi, per quanto riguarda il peso proprio di tali elementi agente sulle platee, si considera:

- VASCA IMHOFF	$P.P._{IMHOFF} = 35300 \div (9,70 \times 2,46) = 1471 \text{ daN} / m^2$
- VASCA DEGRASSATORE	$P.P._{DEGRASS.} = 29870 \div (7,70 \times 2,46) = 1572 \text{ daN} / m^2$

### 8.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Per quanto riguarda il carico accidentale dovuto ai mezzi di manovra sulle aree intorno alle vasche, viene considerato un carico pari a  $q = 2000 \text{ daN} / m^2$ .

Il liquido contenuto all'interno delle vasche è considerato un sovraccarico accidentale, con un peso specifico pari a  $\gamma_{liq} = 1100 \text{ daN} / m^3$ .

Entrambi i carichi accidentali sono definiti di Categoria E2: ambienti ad uso industriale (Tab. 3.1.II e 2.5.I del DM 17.01.2018).

Quindi, per quanto riguarda il carico dovuto al liquido interno alle vasche ed agente sulle platee, si considera:

- VASCA IMHOFF	$Q_{IMHOFF} = (45000 \cdot 1100) \div (9,70 \times 2,46) = 2063 \text{ daN} / m^2$
- VASCA DEGRASSATORE	$Q_{DEGRASS.} = (26000 \cdot 1100) \div (7,70 \times 2,46) = 1505 \text{ daN} / m^2$

### 8.3 SPINTE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

#### 8.3.1 CONDIZIONI STATICHE

Per il dimensionamento e la verifica degli elementi in c.a. che costituiscono il manufatto in progetto, devono essere prese in considerazione le spinte del terreno in condizioni di spinta attiva (per opere che ammettono spostamenti) con le seguenti caratteristiche del terreno:

- peso specifico terreno	$\gamma_t = 1800 \text{ daN} / m^3$
--------------------------	-------------------------------------

- angolo di attrito interno  $\varphi = 28^\circ$
- angolo di attrito muro-terreno  $\delta = \varphi / 3 = 9^\circ$
- coefficiente di spinta attivo (form. Coulomb):  $k_a = 0,3351$

Non viene considerata la spinta data dall'acqua di falda sulle pareti del pozzetto ripartitore, in quanto tale manufatto è impostato ad una quota più alta rispetto alla quota di falda.

#### SPINTA DELLE TERRE

La spinta delle terre genera sulle pareti un carico distribuito di forma triangolare, con sollecitazioni pari a:

- quota piano campagna:  $P_{t-pc} = 0$
- quota fondazione:  $P_{t-fond} = k \cdot \gamma_t \cdot h_{fond}$

#### SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE (MEZZI DI MANOVRA)

La spinta dovuta al sovraccarico accidentale considerato agente nell'area circostante l'opera in oggetto genera sulle pareti un carico uniformemente distribuito, con sollecitazioni pari a:

$$P_q = k \cdot q$$

#### SPINTA DEL LIQUIDO INTERNO ALLE VASCHE

Il liquido interno alla vasca genera sulle pareti un carico distribuito di forma triangolare, con sollecitazioni pari a:

- quota pelo libero liquido:  $P_{liq-pl} = 0$
- quota fondazione:  $P_{liq-f} = \gamma_{liq} \cdot h_{liq}$

Sulle platee di fondazione viene considerato agente un carico pari:

$$S_{liq} = \gamma_{liq} \cdot h_{liq}$$

### **8.3.2 CONDIZIONI SISMICHE**

Per quanto riguarda le spinte sugli elementi strutturali in condizioni sismiche, vengono utilizzati i seguenti coefficienti e parametri sismici:

- coefficiente amplificazione stratigrafica  $S_s = 1,2$
- coefficiente amplificazione topografica  $S_T = 1,0$
- coefficiente tipologia terreno  $S = S_s \cdot S_T = 1,2$
- accelerazione massima attesa al suolo  $\frac{a_{max}}{g} = S \cdot a_g / g = 1,2 \cdot 0,0418 = 0,0502$

Per pareti che possono subire spostamenti, si ottengono i seguenti coefficienti sismici:

- coefficiente riduzione accelerazione  $\beta_m = 0,38$  (per SLV)
- coefficiente sismico orizzontale  $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,0191$
- coefficiente sismico verticale  $k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,0095$

Con tali parametri, il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche (formulazione di Mononobe-Okabe) risulta essere pari a:

$$k_{as}^+ = 0,3468 \quad - \quad k_{as}^- = 0,3470$$

### SPINTA DELLE TERRE

L'incremento di spinta sismica sulle pareti dovuta al terreno, in condizioni di spinta attiva e valutata con il metodo pseudo-statico di Mononobe-Okabe, è pari a:

$$\Delta_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot (k_{as} \cdot (1 \pm k_v) - k_a)$$

Questa azione può essere ripartita in maniera uniforme sull'altezza delle pareti, ottenendo un valore di pressione pari a:

$$P_{t-sis-a} = \frac{\Delta_t}{h}$$

### INERZIA DEL MURO

L'incremento di spinta sismica sulle pareti dovuta al peso proprio delle stesse genera una pressione uniformemente distribuita pari a:

$$P_{m-sis} = k_h \cdot t \cdot \gamma_{cls}$$

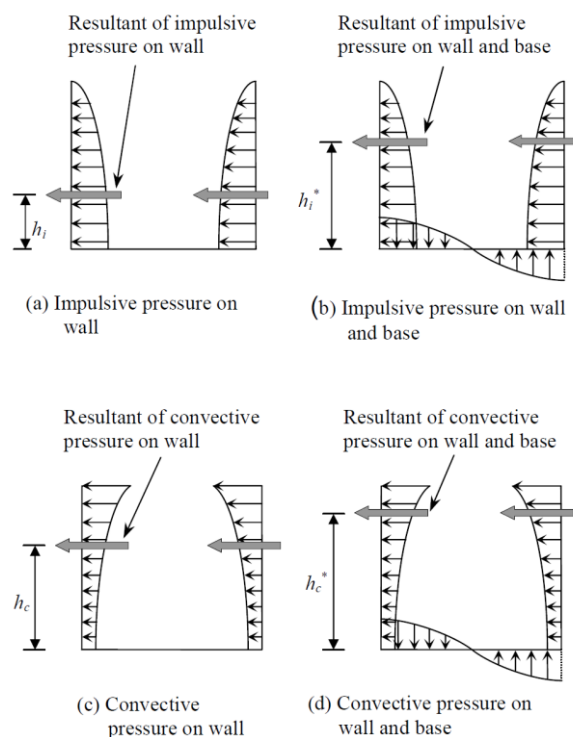
dove t è pari allo spessore dell'elemento considerato.

### SPINTA DEL LIQUIDO INTERNO ALLE VASCHE

Per quanto riguarda il comportamento sotto le azioni sismiche del liquido contenuto nelle vasche, si fa riferimento a quanto indicato all'interno dell'*Eurocodice 8 - Parte 4 "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Silos, serbatoi e tubazioni"* e nelle *"ITK-GSDMA Guidelines for seismic design of liquid storage tanks"*.

Le azioni idrodinamiche indotte da un sisma su un contenitore idraulico, contenente liquido, possono essere valutate con due componenti separate:

- la **componente impulsiva**, rappresenta l'azione del fluido vicino alla struttura che si muove rigidamente con il sisma (effetto rigido-impulsivo);
- la **componente convettiva**, rappresenta l'azione di "sbattimento" del liquido vicino alla parete in prossimità della superficie libera (effetto sloshing o di "lungo periodo" delle onde di superficie).



Il parametro fondamentale che governa il problema è il rapporto  $H/R$ , dove  $H$  è l'altezza "bagnata" della parete, e  $R$  è la lunghezza della parete ortogonale alla direzione del sisma.

In funzione del rapporto ottenuto, si calcolano i valori delle masse impulsive e convettive e delle altezze di applicazione delle stesse mediante le formulazioni di seguito riportate.

Rectangular tank	
$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{L}{h}\right)}{0.866 \frac{L}{h}}$	
$\frac{h_i}{h} = 0.375$	for $h/L \leq 0.75$
$= 0.5 - \frac{0.09375}{h/L}$	for $h/L > 0.75$
$\frac{h_i^*}{h} = \frac{0.866 \frac{L}{h}}{2 \tanh\left(0.866 \frac{L}{h}\right)} - 0.125$	
	for $h/L \leq 1.33$
$= 0.45$	for $h/L > 1.33$

$\frac{m_c}{m} = 0.264 \frac{\tanh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}{\frac{h}{L}}$	
$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{h}{L}\right) - 1.0}{3.16 \frac{h}{L} \sinh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}$	
$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{h}{L}\right) - 2.01}{3.16 \frac{h}{L} \sinh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}$	
$K_C = 0.833 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.16 \frac{h}{L}\right)$	

Una volta determinati tali parametri, è necessario valutare il periodo naturale della risposta impulsiva e convettiva:

PERIODO IMPULSIVO	PERIODO CONVETTIVO
$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{d}{g}}$	$T_c = C_c \sqrt{L/g}$

con:

$\rho \rightarrow$  peso del fluido contenuto nella vasca

$E \rightarrow$  modulo elastico del calcestruzzo

$d \rightarrow$  spostamento della parete sulla linea verticale centrale e all'altezza della massa impulsiva, quando la parete è caricata da un carico uniforme nella direzione del moto del terreno di valore  $\frac{m_i g}{2 B H}$  e B è la larghezza del serbatoio perpendicolare alla direzione del carico;

$C_i \rightarrow$  coefficiente pari a  $C_i = \left( \frac{1}{\sqrt{h/D} (0.46 - 0.3h/D + 0.067(h/D)^2)} \right)$

$C_c \rightarrow$  coefficiente pari a:  $C_c = \frac{2\pi}{\sqrt{3.16 \tanh(3.16(h/L))}}$  per serbatoi rettangolari;

Una volta definito il valore del periodo dell'accelerazione indotta sulla struttura della componente impulsiva e dalla componente convettiva, è necessario definire lo spettro elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, così come definito dalle espressioni fornite dal §3.2.3.2.1 del D.M. 17.01.2018, di seguito riportate.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Infine, si determina la massima forza per unità di lunghezza agente sulle pareti in c.a. mediante le seguenti espressioni.

FORZA IMPULSIVA	FORZA CONVETTIVA
$q_i = \frac{(A_h)_i m_i}{2B} g$	$q_c = \frac{(A_h)_c m_c}{2B} g$

In riferimento all'immagine sotto riportata, l'equivalente distribuzione lineare di tali forze sulle pareti considerate può essere determinata in base alle seguenti espressioni:

$$a_i = \frac{q_i}{h^2} (4h - 6h_i) \quad b_i = \frac{q_i}{h^2} (6h_i - 2h)$$

$$a_c = \frac{q_c}{h^2} (4h - 6h_c) \quad b_c = \frac{q_c}{h^2} (6h_c - 2h)$$

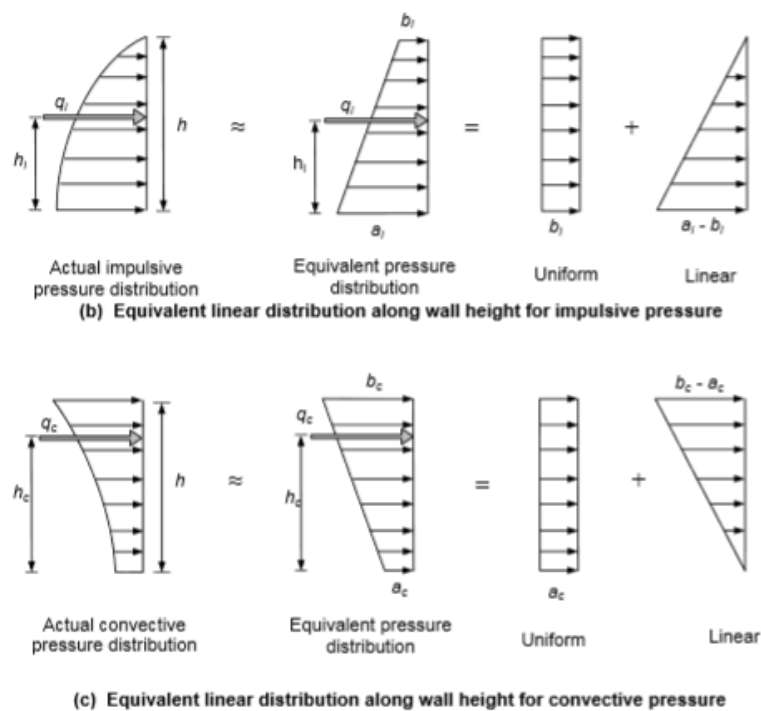


Figure 12 – Hydrodynamic pressure distribution for wall analysis

Il contributo impulsivo e quello convettivo sono combinati attraverso la semplice somma dei massimi effetti (somma dei moduli). Tale assunzione risulta necessaria visto che le frequenze centrali del suolo e quelle di sbattimento risultano molto differenti tra loro (l'uso della "radice quadrata della somma dei quadrati" potrebbe essere non prudentiale).

## 8.4 COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI PROGETTO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni di azioni:

- COMBINAZIONE FONDAMENTALE  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA), impiegata generalmente per gli stati limite di esercizio irreversibili  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- COMBINAZIONE FREQUENTE, impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE, 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  

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

dove :

- $G_1$  → carichi permanenti
- $G_2$  → carichi permanenti portati
- $Q_{kj}$  → carichi variabili
- $P$  → precompressione
- $E$  → azione sismica
- $\psi_{ij}$  → coefficienti di combinazione
- $\gamma$  → coefficienti parziali di sicurezza.

I coefficienti  $\gamma$  e  $\psi$  da utilizzare nelle combinazioni di carico allo stato limite ultimo e agli stati limite di esercizio, sono indicati rispettivamente nelle tabelle 2.6.I e 2.5.I del DM 17.01.2018 (di seguito riportate).

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.



**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## 9 VERIFICA A GALLEGGIAMENTO

Per le due platee interrato è stata effettuata una verifica a galleggiamento, nel caso in cui le vasche poste al di sopra delle platee stesse risultino completamente vuote e con una profondità di falda pari a 2,00m.

### 9.1 PLATEA PER VASCHE IMHOFF

Carichi agenti:

- MAGRONE	$2400 \cdot (10,30 \times 7,065 \times 0,10) = 17465 \text{ daN}$
- PLATEA	$2500 \cdot (10,10 \times 6,865 \times 0,35) = 60669 \text{ daN}$
- TERRENO TRA LE VASCHE	$1800 \cdot (10,10 \times 1,545 \times 2,60) = 73029 \text{ daN}$
- VASCHE IMHOFF	$2 \cdot 35300 = 70600 \text{ daN}$
TOTALE	$Q_{perm} = 221763 \text{ daN}$

Spinta idrostatica (considerando a favore di sicurezza anche la zona tra le due vasche):

- ALTEZZA ACQUA	$(0,1 + 0,35 + 2,60) - 2,00 = 1,05 \text{ m}$
- SPINTA IDROSTATICA	$1000 \cdot (10,10 \times 6,865 \times 1,05) = 72803 \text{ daN}$

Affinché la verifica a galleggiamento sia soddisfatta, deve risultare:

$$\frac{CARICHI \cdot 0,9}{SPINTA \cdot 1,1} \geq 1$$

Nel caso in oggetto si ha:  $\frac{221763 \cdot 0,9}{72803 \cdot 1,1} = \frac{199587}{80084} = 2,49 \geq 1 \Rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$

### 9.2 PLATEA PER VASCA DEGRASSATORE

Carichi agenti:

- MAGRONE	$2400 \cdot (8,30 \times 3,06 \times 0,10) = 6096 \text{ daN}$
- PLATEA	$2500 \cdot (8,10 \times 2,86 \times 0,35) = 20270 \text{ daN}$
- VASCA DEGRASSATORE	$29870 \text{ daN}$
TOTALE	$Q_{perm} = 56236 \text{ daN}$

Spinta idrostatica (considerando a favore di sicurezza anche la zona tra le due vasche):

- ALTEZZA ACQUA	$(0,1 + 0,35 + 1,73) - 2,00 = 0,18 \text{ m}$
- SPINTA IDROSTATICA	$1000 \cdot (8,10 \times 2,86 \times 0,18) = 4170 \text{ daN}$

Affinché la verifica a galleggiamento sia soddisfatta, deve risultare:

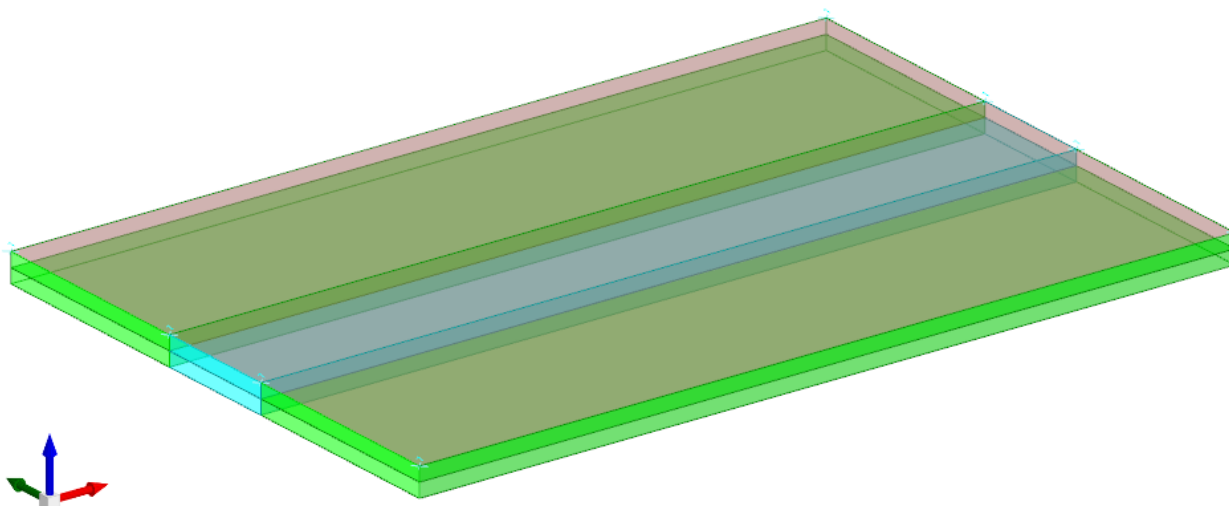
$$\frac{CARICHI \cdot 0,9}{SPINTA \cdot 1,1} \geq 1$$

Nel caso in oggetto si ha:  $\frac{56236 \cdot 0,9}{4170 \cdot 1,1} = \frac{50612}{4587} = 11,03 \geq 1 \Rightarrow$  **VERIFICA SODDISFATTA**

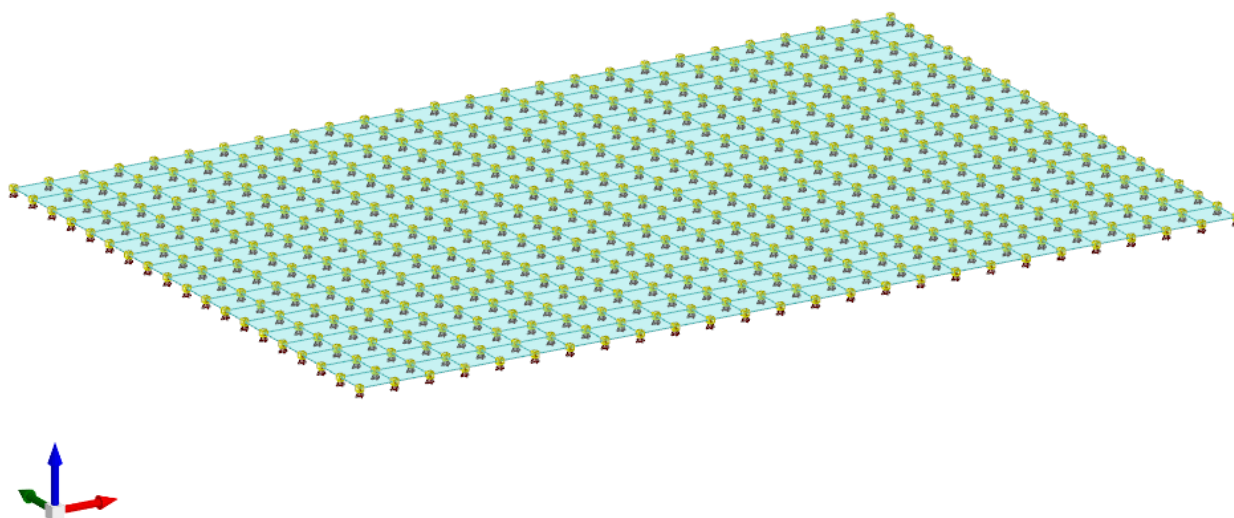
## 10 MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE

### 10.1 PLATEA PER VASCHE IMHOFF

MODELLO TRIDIMENSIONALE

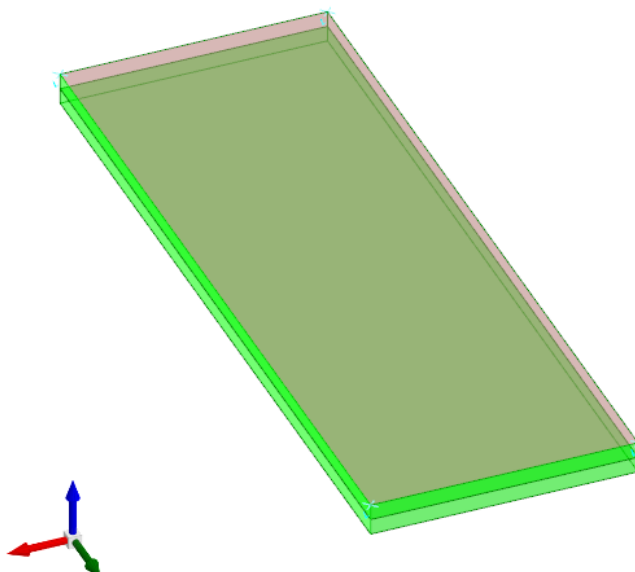


MODELLO AD ELEMENTI FINITI

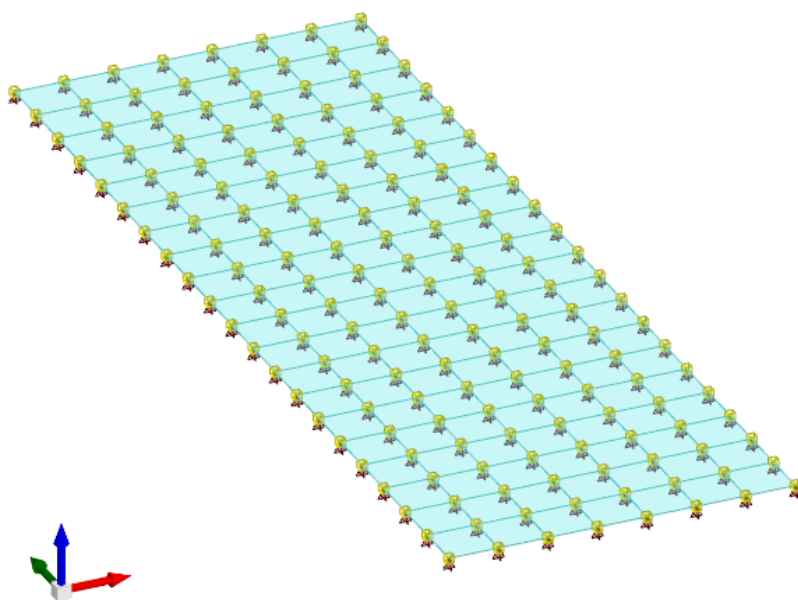


## 10.2 PLATEA PER VASCA DEGRASSATORE

MODELLO TRIDIMENSIONALE

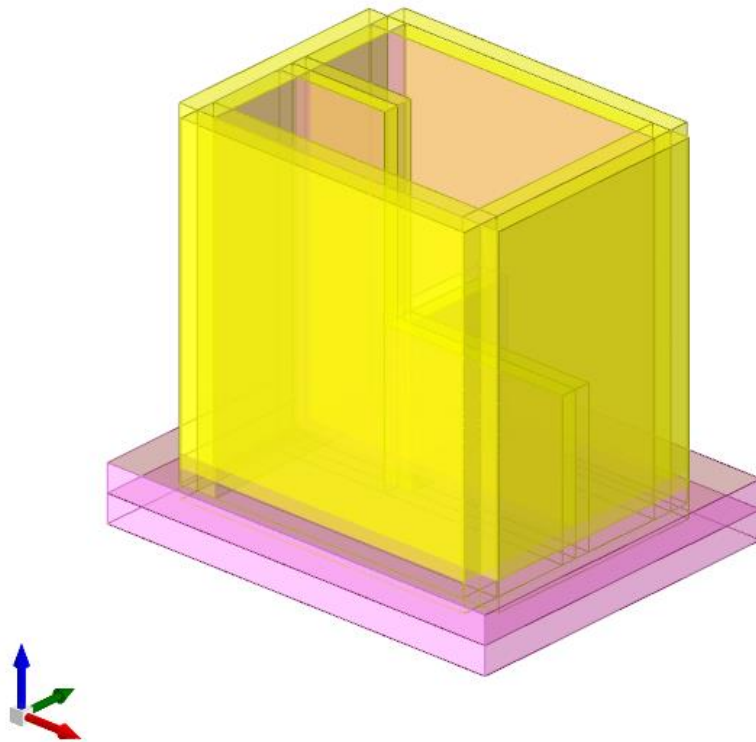


MODELLO AD ELEMENTI FINITI

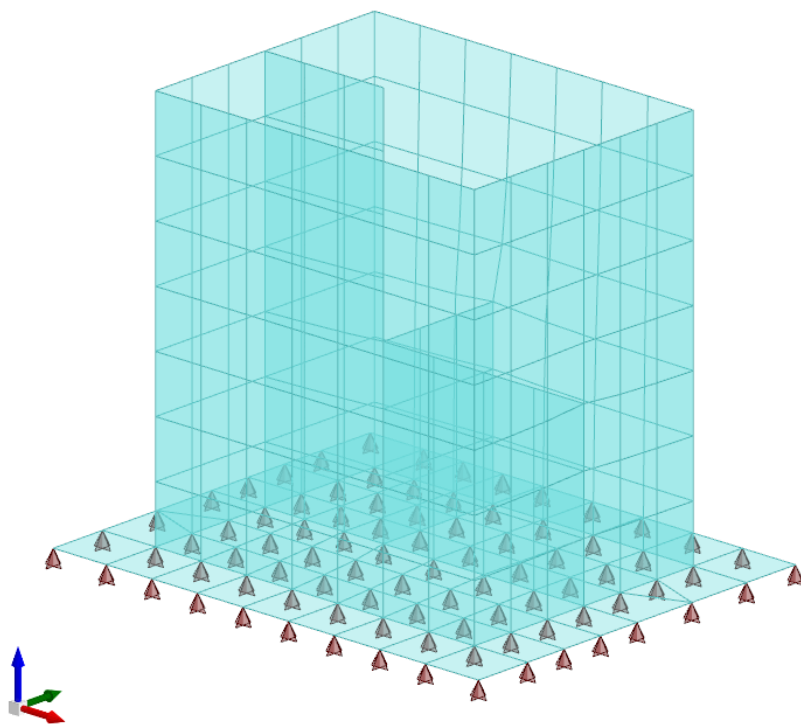


### 10.3 POZZETTO RIPARTITORE BY-PASS

MODELLO TRIDIMENSIONALE



MODELLO AD ELEMENTI FINITI



## 11 VERIFICHE STRUTTURALI PLATEE INTERRATE

Le platee interrato, di spessore pari a 35cm, sono armate con doppia maglia incrociata  $\varnothing 12/20 \times 20$ ; si riportano di seguito le verifiche strutturali di tali elementi.

### 11.1 PLATEA PER VASCHE IMHOFF

Le unita' di misura elencate nel capitolo sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

Nodo: indice del nodo di verifica.  
 Dir.: direzione della sezione di verifica.  
 B: base della sezione rettangolare di verifica. [m]  
 H: altezza della sezione rettangolare di verifica. [m]  
 A. sup.: area barre armatura superiori. [m\*]  
 C. sup.: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [m]  
 A. inf.: area barre armatura inferiori. [m\*]  
 C. inf.: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [m]  
 Comb.: combinazione di verifica.  
 M: momento flettente. [kN\*m]  
 N: sforzo normale. [kN]  
 Mu: momento flettente ultimo. [kN\*m]  
 Nu: sforzo normale ultimo. [kN]  
 c.s.: coefficiente di sicurezza.  
 Verifica: stato di verifica.  
 cc: tensione nel calcestruzzo. [kN/m\*]  
 olim: tensione limite. [kN/m\*]  
 Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.  
 of: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m\*]

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche dei materiali  
 Acciaio: B450CFyk450000

Calcestruzzo: C30/37 Rck 37000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (2.084; -1.212; 0), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura e' stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
237	X	0.904	0.35	0.000409	0.048	0.000409	0.048	SLU 3	21.3258	0	50.2912	0	2.3582	Si
260	X	0.904	0.35	0.000409	0.048	0.000409	0.048	SLU 3	21.3258	0	50.2912	0	2.3582	Si
236	X	0.5	0.35	0.000226	0.048	0.000226	0.048	SLU 3	11.8516	0	27.9987	0	2.3624	Si
261	X	0.5	0.35	0.000226	0.048	0.000226	0.048	SLU 3	11.8516	0	27.9987	0	2.3624	Si
259	X	1	0.35	0.000452	0.048	0.000452	0.048	SLU 3	23.4433	0	55.9973	0	2.3886	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura e' stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
237	X	0.904	0.35	0.000409	0.048	0.000409	0.048	SLD 1	7.9376	0	44.1364	0	5.5604	Si
260	X	0.904	0.35	0.000409	0.048	0.000409	0.048	SLD 1	7.9376	0	44.1364	0	5.5604	Si
236	X	0.5	0.35	0.000226	0.048	0.000226	0.048	SLD 1	4.4114	0	25.038	0	5.6758	Si
261	X	0.5	0.35	0.000226	0.048	0.000226	0.048	SLD 1	4.4114	0	25.038	0	5.6758	Si
238	X	1	0.35	0.000452	0.048	0.000452	0.048	SLD 1	8.7253	0	50.076	0	5.7392	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	cc	olim	Es/Ec	Verifica
236	X	0.5	0.35	0.000226	0.048	0.000226	0.048	SLE QP 1	9.1166	0	-841	13820	15	Si
261	X	0.5	0.35	0.000226	0.048	0.000226	0.048	SLE QP 1	9.1166	0	-841	13820	15	Si
237	X	0.904	0.35	0.000409	0.048	0.000409	0.048	SLE QP 1	16.4044	0	-837	13820	15	Si
260	X	0.904	0.35	0.000409	0.048	0.000409	0.048	SLE QP 1	16.4044	0	-837	13820	15	Si
238	X	1	0.35	0.000452	0.048	0.000452	0.048	SLE QP 1	18.0333	0	-832	13820	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	of	olim	Es/Ec	Verifica
236	X	0.5	0.35	0.000226	0.048	0.000226	0.048	SLE RA 1	9.1166	0	9160	360000	15	Si
261	X	0.5	0.35	0.000226	0.048	0.000226	0.048	SLE RA 1	9.1166	0	9160	360000	15	Si
237	X	0.904	0.35	0.000409	0.048	0.000409	0.048	SLE RA 1	16.4044	0	9117	360000	15	Si
260	X	0.904	0.35	0.000409	0.048	0.000409	0.048	SLE RA 1	16.4044	0	9117	360000	15	Si
238	X	1	0.35	0.000452	0.048	0.000452	0.048	SLE RA 1	18.0333	0	9060	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.



## 11.2 PLATEA PER VASCA DEGRASSATORE

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

Nodo: indice del nodo di verifica.  
 Dir.: direzione della sezione di verifica.  
 B: base della sezione rettangolare di verifica. [m]  
 H: altezza della sezione rettangolare di verifica. [m]  
 A. sup.: area barre armatura superiori. [m\*]  
 C. sup.: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [m]  
 A. inf.: area barre armatura inferiori. [m\*]  
 C. inf.: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [m]  
 Comb.: combinazione di verifica.  
 M: momento flettente. [kN\*m]  
 N: sforzo normale. [kN]  
 Mu: momento flettente ultimo. [kN\*m]  
 Nu: sforzo normale ultimo. [kN]  
 c.s.: coefficiente di sicurezza.  
 Verifica: stato di verifica.  
 oc: tensione nel calcestruzzo. [kN/m\*]  
 olim: tensione limite. [kN/m\*]  
 Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.  
 cf: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m\*]

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche dei materiali  
 Acciaio: B450CFyk450000

Calcestruzzo: C30/37 Rck 37000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (2.084; -2.457; 0), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
82	X	0.5	0.35	0.000283	0.048	0.000283	0.048	SLU 3	-0.0619	0	-33.9188	0	548.3926	Si
89	X	0.5	0.35	0.000283	0.048	0.000283	0.048	SLU 3	-0.0619	0	-33.9188	0	548.3926	Si
83	X	0.909	0.35	0.000514	0.048	0.000514	0.048	SLU 3	-0.1123	0	-61.7489	0	550.0714	Si
88	X	0.909	0.35	0.000514	0.048	0.000514	0.048	SLU 3	-0.1123	0	-61.7489	0	550.0714	Si
84	X	1	0.35	0.000565	0.048	0.000565	0.048	SLU 3	-0.1234	0	-68.3921	0	554.3902	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
82	X	0.5	0.35	0.000283	0.048	0.000283	0.048	SLD 1	-0.0476	0	-29.6147	0	622.4455	Si
89	X	0.5	0.35	0.000283	0.048	0.000283	0.048	SLD 1	-0.0476	0	-29.6147	0	622.4455	Si
74	X	0.5	0.35	0.000283	0.048	0.000283	0.048	SLD 1	-0.047	0	-29.6147	0	629.6118	Si
90	X	0.5	0.35	0.000283	0.048	0.000283	0.048	SLD 1	-0.047	0	-29.6147	0	629.6118	Si
81	X	0.5	0.35	0.000283	0.048	0.000283	0.048	SLD 1	-0.047	0	-29.6147	0	629.6118	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	oc	olim	Es/Ec	Verifica
82	X	0.5	0.35	0.000283	0.048	0.000283	0.048	SLE QP 1	-0.0476	0	-4	13820	15	Si
89	X	0.5	0.35	0.000283	0.048	0.000283	0.048	SLE QP 1	-0.0476	0	-4	13820	15	Si
83	X	0.909	0.35	0.000514	0.048	0.000514	0.048	SLE QP 1	-0.0864	0	-4	13820	15	Si
88	X	0.909	0.35	0.000514	0.048	0.000514	0.048	SLE QP 1	-0.0864	0	-4	13820	15	Si
87	X	1	0.35	0.000565	0.048	0.000565	0.048	SLE QP 1	-0.0949	0	-4	13820	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	cf	olim	Es/Ec	Verifica
82	X	0.5	0.35	0.000283	0.048	0.000283	0.048	SLE RA 1	-0.0476	0	47	360000	15	Si
89	X	0.5	0.35	0.000283	0.048	0.000283	0.048	SLE RA 1	-0.0476	0	47	360000	15	Si
83	X	0.909	0.35	0.000514	0.048	0.000514	0.048	SLE RA 1	-0.0864	0	47	360000	15	Si
88	X	0.909	0.35	0.000514	0.048	0.000514	0.048	SLE RA 1	-0.0864	0	47	360000	15	Si
84	X	1	0.35	0.000565	0.048	0.000565	0.048	SLE RA 1	-0.0949	0	47	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.