



**GARDA UNO S.p.a.**

Via Italo Barbieri, 20  
25080 PADENGHE SUL GARDA (BS)  
Tel. 030-9995401  
Fax 030-9995420  
e-mail: [gardauno@gardauno.it](mailto:gardauno@gardauno.it)  
Cod. Fisc. 87007530170  
P. IVA 00726790983

**SERVER SRL** Societa' di Servizi  
del Comune di Verolanuova P.zza Liberta', 39  
25028 Verolanuova (BS) c.f. e p.iva 02315390985

**PROGETTO ESECUTIVO**

**NUOVO SISTEMA DEPURATIVO E FOGNARIO  
DEL COMUNE DI VEROLANUOVA  
LOTTO 1**

**RELAZIONE DELLE STRUTTURE**

**Allegato D**

**Giugno 2017**

**Aggiornamento**

**Progetto VER 543-13**

**PROGETTISTI**

Dott. Ing. Mario Giacomelli

**COLLABORATORI PRO-  
GETTAZIONE IDRAULICA**  
Dott. Ing. Angelo Agostini

**UFFICIO TECNICO PIANIFICAZIONE E SVILUPPO  
IL RESPONSABILE**

Dott. Geol. Gianfranco Sinatra

**PROGETTAZIONE ELETTROMECCANICA**  
Studio D.R.P. Engineering  
Dott. Ing. Luca Bertini

**PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA**  
Dott. Arch. Rosario Gangemi

**PROGETTAZIONE ELETTRICA**  
STUDIO PROTECNO s.r.l.  
P.l. Massimo Fasani

**PROGETTAZIONE STRUTTURALE**  
Dott. Ing. Agostino Librandi

**PROGETTAZIONE ELETTROMECCANICA**  
Dott. Ing. Fausta Prandini

Le firme in formato digitale sono state apposte sull'originale elettronico del presente atto ai sensi dell' art. 24 del D. Lgs 07/03/2005 n. 82 e smi. L' originale elettronico del presente atto è conservato negli archivi informatici della Società Garda Uno SpA ai sensi dell' art. 22 del medesimo decreto

---

PROVINCIA	BRESCIA
COMUNE	VEROLANUOVA
OGGETTO	PROGETTO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI VEROLANUOVA
COMMITTENTE	GARDA UNO SPA
DESTINAZIONE D'USO	IMPIANTO DEPURAZIONE
ZONA SISMICA	3
Latitudine	N 45.3256
Longitudine	E 10.0781
Vita Nominale	50
Classe d'Uso	II
Categoria del Suolo	C
Categoria Topografica	T1
Ag/g SLV	0,116

## PREMESSA

La presente relazione, riporta gli schemi, i modelli di calcolo delle strutture relative al progetto dell'Impianto di Depurazione di Verolanuova (BS).

I calcoli sono stati sviluppati secondo i metodi della Scienza delle Costruzioni, le scelte progettuali e le verifiche sono state svolte in accordo con la vigente normativa.

## 1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il presente progetto definisce in modo compiuto le caratteristiche strutturali, di tutte le opere necessarie all'intervento .

Come ampiamente dettagliato negli elaborati progettuali dell'impianto, a cui si rimanda per una completa visione e comprensione del progetto, gli interventi in programma consistono nella realizzazione di un nuovo impianto di depurazione a servizio del Capoluogo con potenzialità complessiva di 12.000 abitanti equivalenti (AE). Per tenere conto di possibili ulteriori sviluppi, le principali opere elettromeccaniche saranno dimensionate per una capacità futura complessiva di 15.000 AE.

Con riferimento alla Planimetria Generale del Progetto Esecutivo, le nuove strutture in c.a. oggetto di verifica sono costituite dai seguenti manufatti:

- 1) PRETRATTAMENTI
- 2) PARTITORE
- 3) BIOLOGICO
- 4) SEDIMENTATORI
- 5) FILTRAZIONE
- 6) DISINFEZIONE U.V.
- 7) VASCA DI CONTENIMENTO
- 8) STABILIZZAZIONE
- 9) ISPESSITORE
- 10) LOCALE TECNICO
- 11) MURI DI CONTENIMENTO

Nuovo impianto di depurazione a servizio del Capoluogo con potenzialità complessiva di 12.000 abitanti equivalenti (AE).

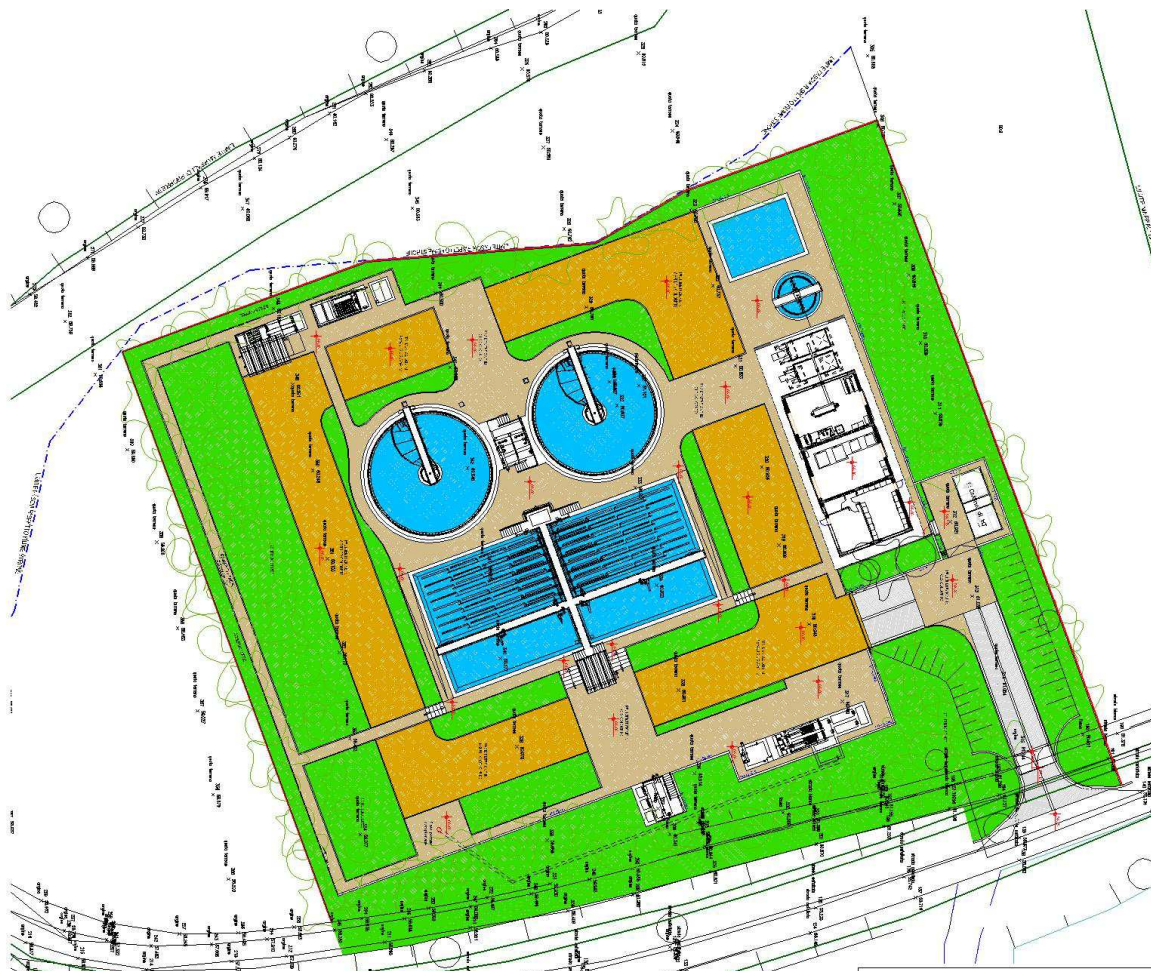


Figura 1 - Planimetria Progetto

## 2 CRITERI DI PROGETTO

È stata effettuata una **Progettazione per Azioni Sismiche** secondo quanto previsto al Cap. 07 del D.M. 14-01-08.

Sotto l'effetto delle azioni sismiche, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata

---

la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

## 2.1 METODO DI ANALISI

Nell'analisi delle strutture soggette ad azione sismica, si è utilizzato il tipo di **Analisi Lineare Dinamica**.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati, nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Le strutture sono soggette agli usuali carichi verticali costituiti dai carichi permanenti, di esercizio, ed accidentali ed a spinte orizzontali dovute a vento e sisma; tali azioni vengono cumulate nel modo più sfavorevole in più combinazioni di carico. E' in ogni caso accertato che il vento non produce nelle strutture effetti significativi, e comunque ampiamente inferiori all'azione sismica.

## 2.2 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

### 2.2.1 **Valutazione della Sicurezza**

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si è adottato il criterio del **metodo semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei "*coefficienti parziali di sicurezza*", applicabili nella generalità dei casi. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza è espresso dalla seguente equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

$$R_d = f_i \left[ \frac{R_{k,i}}{\gamma_{m,i}} \cdot \frac{1}{\gamma_{R,d}} ; \alpha_d \right]$$

$$E_d = f_i [F_{k,i} \gamma_{F,i} \gamma_{E,d} ; \alpha_d ; \psi_i]$$

Dove

**$R_d$  = resistenza di progetto della struttura:** è una funzione dei valori caratteristici  $R_{k,i}$  di ciascun materiale, diviso per un coefficiente parziale  $\gamma_{m,i}$  ( $> 1$ ) di sicurezza sulla resistenza del materiale e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{R,d}$  che tiene conto delle incertezze nel modellare la resistenza ( $\gamma_{R,d} > 1$ );

**$E_d$  = effetto delle azioni di progetto:** è una funzione del valore caratteristico di ciascuna azione  $F_{k,i}$  moltiplicato per un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{F,i}$  e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{E,d}$  che tiene conto delle incertezze nel modellare le azioni e i loro effetti ( $\gamma_{E,d} > 1$ ). Ed è anche funzione del coefficiente di combinazione per l'azione i-esima  $\psi_i$ .

I coefficienti parziali di sicurezza, associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

### 2.2.2 Condizioni di Stato Limite Ultimo (S.L.U.)

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni 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 consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

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

dove:

$G_1$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

$G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$  rappresenta pretensione e precompressione;

$Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$  coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;

$\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

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

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;  
 $G_1$  rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;  
 $G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;  
P rappresenta pretensione e precompressione;  
 $\psi_{21}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_{ki}$ ;  
 $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_{ki}$ ;

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	$\psi_{2i}$
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,3
Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'approccio 2 come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

### 2.2.3 Stato Limite Di Esercizio (S.L.E.)

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state progettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

- combinazione rara  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- combinazione frequente  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$

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

dove:

- $G_{kj}$  valore caratteristico della j-esima azione permanente;  
 $P_{kh}$  valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;  
 $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;  
 $Q_{ki}$  valore caratteristico della i-esima azione variabile;  
 $\psi_{0i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;  
 $\psi_{1i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;  
 $\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
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 – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base, con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

#### 2.2.4 Stato Limite di Apertura delle Fessure

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Il valore di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV. Ovvero

---

$W_d \leq W_2$  Combinazione di azioni frequente

$W_d \leq W_1$  Combinazione di azioni quasi permanente

dove

$W_1 = 0,2 \text{ mm}$

$W_2 = 0,3 \text{ mm}$

Il valore di calcolo è dato da:

$w_d = 1,7 w_m$  (NTC 4.1.38)

dove  $w_m$ , rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

### 2.2.5 Verifica Delle Tensioni Di Esercizio

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

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

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara) (NTC 4.1.40)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente. (NTC 4.1.41)

Per l'acciaio la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$ . (NTC 4.1.42)

## 2.3 MODELLO STRUTTURALE

Il modello della struttura è tridimensionale e rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).

Nella Relazione di Calcolo delle Strutture vengono riportati i carichi di progetto ed il modello strutturale utilizzato.

## 2.4 DURABILITÀ DEI MANUFATTI

Le vasche di depurazione sono soggette ad attacco chimico per i liquami che contengono. Per tale motivo le condizioni ambientali sono da ritenersi aggressive con una Classe di Esposizione XA1.

Nell'ambito dei requisiti che devono avere tali costruzioni risulta di grande importanza curare gli aspetti legati alla durabilità dei manufatti. È a questo scopo, importante curare alcuni aspetti della fase progettuale e della fase esecutiva.

a) I calcestruzzi utilizzati, gli inerti devono essere controllati come previsto dalla vigente normativa, gli impasti, realizzati devono essere sotto il controllo costante dei tecnici addetti alla centrale di betonaggio. Specifiche procedure devono consentire una ottimizzazione del calcestruzzo prodotto per ciò che riguarda il rapporto acqua/cemento. La lavorabilità dell'impasto può essere ottenuta con l'ausilio di additivi superfluidificanti i quali, senza alterarne le proprietà meccaniche, producono un impasto molto compatto e senza vuoti, ne abbassano la permeabilità e rendono la superficie esterna ben curata e priva di danneggiamenti. Infine la resistenza a compressione deve essere controllata per mezzo di prove di schiacciamento su cubetti, effettuate sia dal laboratorio esterno ufficiale.

b) Gli acciai, devono essere controllati come previsto dalla vigente normativa. Oltre a questo, la durabilità è ricercata attraverso armature, non eccessivamente sollecitati a trazione in condizioni di esercizio e disposti all'interno del manufatto in modo tale da rispettare i copriferri indicati dalla normativa.

### 3 NORMATIVE

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" - Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88.** - Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

**Circolare 2 febbraio 2009 n. 617** del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) - "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

### 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO SISMICO E GEOTECNICO

L'area d'intervento è ubicata in Via Vallatelle al margine sud-orientale del territorio comunale di

---

Verolanuova, in un contesto agricolo ad una quota di circa 59-61 m s.l.m..

Nell'area, è stata effettuata un'indagine geologica, sismica e geotecnica di supporto al progetto. Dal punto di vista geologico l'area in esame si colloca in sito dove affiorano i depositi fluvioglaciali/alluvionali del Pleistocene Sup./Olocene costituiti da una sequenza di depositi prevalentemente costituiti da sabbie e limi deposti in destra idrografica del F. Mella ed in sinistra idrografica del Fiume Oglio. Gli interventi antropici possono localmente comportare la presenza di coltri per lo più limitate di materiali di riporto. L'area di progetto si colloca in sinistra idrografica del F. Strone, in un contesto sub-pianeggiante caratterizzato prevalentemente da depositi fluvioglaciali/alluvionali sabbiosi alternati a sabbie e limi; localmente possono essere presenti terreno rimaneggiato (r) correlabili agli interventi antropici prevalentemente collegati alle attività agricole.

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno in merito alla definizione numerica dei parametri del terreno si assumono i dati riportati nella a firma del Dott. Geol. Rosanna Lentini, iscritta all'Ordine dei Geologi della Lombardia al N. 1034.

#### 4.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Tenendo conto dalle elaborazioni dei dati relativi all'area di intervento si riportano i valori dei parametri geotecnici caratteristici utilizzati.

Mediante la campagna di indagine geognostica (vedi paragrafi precedenti) ed i rilievi geologici e la ricostruzione del modello stratigrafico è stato possibile procedere alla definizione di un modello geologico-geotecnico e geofisico per il sito di progetto.

Per quanto concerne la stima dei parametri geotecnici principali sono state utilizzate formule di letteratura applicate in funzione della natura litologica di ciascuna unità.

Al fine di illustrare meglio i rapporti tra le unità geologico-geotecniche descritte è stata redatta la Tav. 4 - "Sezioni Geologico-Geotecniche Interpretative" in scala 1:250, in allegato (cui si rimanda per maggiore chiarezza), prendendo come riferimento le tavole progettuali fornite dalla Committenza.

Sono stati distinti tre ambiti omogenei (il cui andamento è stato esemplificato nella Tav. 3 - Planimetria con ubicazione dei punti d'indagine ed individuazione degli ambiti geotecnici omogenei) con particolare riferimento alla sottounità geotecnica prevalente entro l'Unità Superficiale (come individuata nel precedente ¶ 4.4) caratterizzata dalla maggiore variabilità laterale e dalla più marcata interferenza con le strutture di progetto.

Viene di seguito schematizzata la successione stratigrafica delle unità geotecniche riconosciute con indicazioni sulle caratteristiche geotecniche e sismiche dei terreni, partendo dall'alto verso il basso, e prendendo come quota di riferimento il p.c. esistente presso i punti d'indagine al momento di esecuzione.

**AMBITO CON PREVALENZA DELLA SOTTOUNITÀ SL NELL'UNITÀ SUPERFICIALE**

Intorno prova P1-P8

Locali Disidratazione-Compressori – Quadri Elettrici - Uffici

**Unità Geotecnica VEG**

Da 0,00 m a -0,40/-0,60 m dal p.c.: coltre di terreno vegetale limoso-sabbioso debolmente argilloso, di colore marrone, debolmente umido, con grado di addensamento da scarso a medio e basse velocità di propagazione delle onde s ( $V_s$  pari a circa 150-160 m/sec). Le caratteristiche geotecniche di questa unità risultano variabili e quindi non risulta idonea alla posa di alcuna struttura di fondazione.

**Unità Geotecnica SL con livelli di SG e LS-LA**

Da -0,40/-0,60 m a -14,70/-16,00 m dal p.c.: sono presenti in prevalenza, già a partire dall'unità superficiale e compresa l'unità intermedia, depositi costituiti da alternanze di sabbia fine localmente limosa mediamente addensata (sottounità SLa → Nspt caratteristico 15-22 e Rp caratteristico 35-70 e 70-90 kg/cm<sup>2</sup>) e di limi sabbiosi e argille limose da scarsamente a mediamente addensate (sottounità SLb → Nspt caratteristico 5-13 e 8-17 e Rp caratteristico 10-25 e 20-35 kg/cm<sup>2</sup>); l'unità si presenta prevalentemente di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

Sono altresì presenti, a profondità variabile dal p.c. (vedi Tav. 4 Sezioni Geologico-Geotecniche interpretative) lenti e livelli di sabbie medio-grossolane e sabbie fini limose talora da ghiaiose a debolmente ghiaiose da mediamente addensate ad addensate (sottounità SG → Nspt caratteristico 16-24 colpi e Rp caratteristico 80-110 kg/cm<sup>2</sup>) di colore grigio con screziature ocra e di sabbia medio fine localmente debolmente limosa ed argilla limosa scarsamente addensata (sottounità LS-LA → Nspt caratteristico 5-8 e Rp caratteristico 10-25 kg/cm<sup>2</sup>) di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

L'unità, in questo ambito, risulta satura a partire da circa -5,70/-6,00 m dal p.c.; per la componente prevalente, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

$\gamma$	18 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno sopra falda
$\gamma_{\vartheta}$	8 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	40% - 55%* 25% - 40%**	Densità relativa (Skempton)

$\phi$	30°-32°* 24°-30°**	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	200-240 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

\*: valori riferiti ai livelli mediamente addensati (LSa)

\*\* : valori riferiti ai livelli da scarsamente a mediamente addensati /LSb).

#### Unità Geotecnica G

Oltre -14,70/-16,00 m dal p.c.: sono presenti depositi costituiti da ghiaia medio fine e sabbia medio grossolana limosa, addensata (unità G → Nspt caratteristico 28-38), di colore grigio azzurro.

A questa unità, satura, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

$\gamma_0$	9 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	65% - 75%	Densità relativa (Skempton)
$\phi$	34°-36°	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	300-360 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

**AMBITO CON PREVALENZA DELLA SOTTOUNITÀ SG NELL'UNITÀ SUPERFICIALE**

Intorno prova P7-P2, P5, P4-P3

Digestione Aerobica dei Fanghi – Vasca di Ossidazione Nitrificazione Nord

Vasche di Predenitrificazione

Sedimentatore finale Sud e Vasca di Ossidazione Nitrificazione Sud

**Unità Geotecnica VEG**

Da 0,00 m a -0,60/-0,80 m dal p.c.:

Coltre di terreno vegetale limoso-sabbioso debolmente argilloso, di colore marrone, debolmente umido, con grado di addensamento da scarso a medio e basse velocità di propagazione delle onde s (Vs pari a circa 150-160 m/sec). Le caratteristiche geotecniche di questa unità risultano variabili e quindi non risulta idonea alla posa di alcuna struttura di fondazione.

**Unità Geotecnica SG con livelli di SL e LS-LA**

Da -0,60/-0,80 m a -4,00/-4,60 m (intorno prove P7-P4) /-5,60/-6,80 m (intorno prove P2-P3 e P5) dal p.c.:

Sono presenti in prevalenza, nell'unità superficiale, depositi costituiti da sabbie medio-grossolane e sabbie fini limose talora da ghiaiose a debolmente ghiaiose da mediamente addensate ad addensate (sottounità SG → Nspt caratteristico 22-27 colpi e Rp caratteristico 70-90 e 90-180 kg/cm<sup>2</sup>) di colore grigio con screziature ocra.

Sono altresì presenti, in superficie ma fino a profondità variabile di -2,40/-3,30 m dal p.c. (vedi Tav. 4 Sezioni Geologico-Geotecniche interpretative) lenti e livelli di limi sabbiosi e argille limose da scarsamente a mediamente addensate (sottounità SLb → Nspt caratteristico 10-11 colpi e Rp caratteristico 20-35 e 10-25 kg/cm<sup>2</sup>) (intorno prove P3-P2 e P5) e di sabbia medio fine localmente debolmente limosa ed argilla limosa scarsamente addensata (sottounità LS-LA → Nspt caratteristico 3-7 colpi e Rp caratteristico 10-25 kg/cm<sup>2</sup>) di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre (intorno prova P4).

L'unità, in questo ambito, risulta satura a partire da circa -5,40/-6,70 m dal p.c.; per la componente prevalente, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno sopra falda
$\gamma_{\text{p}}$	0 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	45% - 70% 30% - 40%**	Densità relativa (Skempton)
$\phi$	30°-34° 22°-28°**	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	210-240 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

\*\* : valori riferiti ai livelli da scarsamente a mediamente addensati (LSb e LS-LA).

#### Unità Geotecnica SL

Da -4,00/-4,60 m (intorno prove P7-P4)/-5,60/-6,80 m (intorno prove P2-P3 e P5) dal p.c. a -15,00/-16,40 m dal p.c.:

Sono presenti, nell'unità intermedia, depositi costituiti da alternanze di sabbia fine localmente limosa mediamente addensata (sottounità SLa → N<sub>spt</sub> caratteristico 11-18 colpi e R<sub>p</sub> caratteristico 35-70 e 70-90 kg/cm<sup>2</sup>) e di limi sabbiosi e argille limose da scarsamente a mediamente addensate (sottounità SLb → N<sub>spt</sub> caratteristico 5-13 e 8-17 e R<sub>p</sub> caratteristico 10-25 e 20-35 kg/cm<sup>2</sup>); l'unità si presenta prevalentemente di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

Sono altresì presenti (vedi Tav. 4 Sezioni Geologico-Geotecniche interpretative) localmente (intorno prove P4, P2 e P5, verso la base dell'unità) lenti e livelli di sabbie medio-grossolane e sabbie fini limose talora da ghiaiose a debolmente ghiaiose da mediamente addensate ad addensate (sottounità SG → N<sub>spt</sub> caratteristico 18-24 colpi e R<sub>p</sub> caratteristico 100-150 kg/cm<sup>2</sup>) di colore grigio con screziature ocra e intercalazioni (intorno prova P2 e P5, a circa -6,00 m dal p.c.) di sabbia medio fine localmente debolmente limosa ed argilla limosa scarsamente addensata (sottounità LS-LA → N<sub>spt</sub> caratteristico 3-5 e R<sub>p</sub> caratteristico 10-25 kg/cm<sup>2</sup>) di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

A questa unità, satura, per la componente prevalente, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

$\gamma$	18 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno sopra falda
$\gamma\vartheta$	8 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	40% - 55%* 25% - 35%**	Densità relativa (Skempton)
$\phi$	28°-32°* 24°-28°**	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	200 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

\*: valori riferiti ai livelli mediamente addensati (SLa)

\*\* : valori riferiti ai livelli da scarsamente a mediamente addensati (SLb).

#### Unità Geotecnica G

Oltre -15,00/-16,40 m dal p.c.: sono presenti depositi costituiti da ghiaia medio fine e sabbia medio grossolana limosa, addensata (unità G → Rp 110-280 kg/cm<sup>2</sup>), di colore grigio azzurro.

A questa unità, satura, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

$\gamma\vartheta$	9 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	40% - 55%	Densità relativa (Skempton)
$\phi$	34°-36°	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	300-360 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

**AMBITO CON PREVALENZA DELLA SOTTOUNITÀ LS-LA NELL'UNITÀ SUPERFICIALE**

Intorno sondaggio S1 e prova P6

Sedimentatore finale Nord - Grigliatura e Partitore

**Unità Geotecnica VEG**

Da 0,00 m a -0,50/-0,90 m dal p.c.:

Coltre di terreno vegetale limoso-sabbioso debolmente argilloso, di colore marrone, debolmente umido, con grado di addensamento da scarso a medio e basse velocità di propagazione delle onde s ( $V_s$  pari a circa 150-160 m/sec). Le caratteristiche geotecniche di questa unità risultano variabili e quindi non risulta idonea alla posa di alcuna struttura di fondazione.

**Unità Geotecnica LS-LA**

Da -0,60/-0,80 m a -3,25 m (intorno sondaggio S1)/-7,80 m (intorno prova P6) dal p.c.:

Sono presenti in prevalenza, nell'unità superficiale, depositi costituiti da sabbia medio fine localmente debolmente limosa ed argilla limosa scarsamente addensata (sottounità LS-LA →  $N_{spt}$  caratteristico 3-8) di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

L'unità, in questo ambito, risulta satura a partire da circa -6,10/-6,40 m dal p.c.; sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno sopra falda
$\gamma_{\text{a}}$	7 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno immerso in falda
$C_u$	0 kPa	Coesione non drenata
$D_r$	15% - 30%	Densità relativa (Skempton)
$\phi$	22°-26°	Angolo di resistenza al taglio efficace
$V_s$	200 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

Unità Geotecnica SL
---------------------

Da -3,25 (intorno sondaggio S1)/-7,80 m (intorno prova P6) dal p.c. a -16,00 m dal p.c.:

Sono presenti, nell'unità intermedia, depositi costituiti da alternanze di sabbia fine localmente limosa mediamente addensata (sottounità SLa → Nspt caratteristico 11-15 colpi) e di limi sabbiosi e argille limose da scarsamente a mediamente addensate (sottounità SLb → Nspt caratteristico 5-10); l'unità si presenta prevalentemente di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

Sono altresì presenti (vedi Tav. 4 Sezioni Geologico-Geotecniche interpretative) localmente (verso la base dell'unità) lenti e livelli di sabbie medio-grossolane e sabbie fini limose talora da ghiaiose a debolmente ghiaiose da mediamente addensate ad addensate (sottounità SG → Nspt caratteristico 27-37) di colore grigio con screziature ocra e intercalazioni di sabbia medio fine localmente debolmente limosa ed argilla limosa scarsamente addensata (sottounità LS-LA → Nspt caratteristico 3-8 colpi) di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

L'unità, in questo ambito, risulta satura a partire da circa -6,10/-6,40 m dal p.c.; per la componente prevalente, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

$\gamma$	18 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno sopra falda
$\gamma_{\vartheta}$	8 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	40% - 55%* 25% - 35%**	Densità relativa (Skempton)
$\phi$	28°-30°* 24°-27°**	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	200 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

\*: valori riferiti ai livelli mediamente addensati (SLa)

\*\* : valori riferiti ai livelli da scarsamente a mediamente addensati (SLb).

Unità Geotecnica G
--------------------

Oltre -16,00 m dal p.c.: sono presenti depositi costituiti da ghiaia medio fine e sabbia medio grossolana limosa, addensata (unità G → Nspt caratteristico 37 colpi), di colore grigio azzurro.

A questa unità, satura, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

$\gamma$	9 kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	40% - 55%	Densità relativa (Skempton)
$\phi$	34°-36°	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	300-360 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

- 4.2 IN TUTTI GLI AMBITI INDIVIDUATI per i depositi fluvioglaciali/alluvionali sabbioso-ghiaiosi dell'Unità G si può ipotizzare, sulla base dei dati geofisici che proseguano in profondità ben oltre 30 metri dal p.c.; i dati sismostratigrafici indicano, a partire da circa -25 m dal p.c., la presenza di unità a maggiore velocità di propagazione delle onde s, pari a circa Vs=340-470 m/sec, che potrebbero coincidere con unità alluvionali maggiormente addensate. Categoria Sismica Dei Terreni Di Fondazione

Il territorio comunale di VEROLANUOVA (BS) è classificato in Zona Sismica 3.

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base " del sito di coordinate:

Coordinate ED50

Latitudine: 45,3256

Longitudine: 10,0781

- 4.3 Categorie di sottosuolo

Lo studio geologico comunale di Verolanuova fornisce per il sottosuolo del territorio comunale la Categoria C

---

Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s ( $15 < N_{spt} < 50$ ,  $70 < cu < 250$  kPa).

#### 4.4 Falda

In fase d'indagine sono stati rilevati fenomeni di circolazione d'acqua continui e correlabili, in accordo con l'assetto idrogeologico dell'area, alla falda superficiale freatica che permea i depositi fluvioglaciali/alluvionali a litologia prevalentemente sabbiosa, a medio-elevata permeabilità. Presso l'area di progetto la profondità della falda freatica si attesta a profondità comprese tra circa -5,38/-6,68 m dal p.c. e quindi con quota piezometrica compresa tra 55,42 m s.l.m. e 53,62 m s.l.m. con direzione di flusso da N/NW a S/SE.

#### 4.5 Condizioni Topografiche

La Categoria Topografica è T1 conseguentemente il coefficiente di amplificazione topografica ST è pari a 1.

#### 4.6 Interazione Terreno Struttura

Tanto per le opere in fondazione delle strutture in elevato, quanto per le opere interrato, si farà riferimento alle prescrizioni contenute nel capitolo 7 del D.M.14/01/2008.

L'interazione terreno struttura viene modellata secondo due distinte modalità rispettivamente per le fondazioni e per le pareti perimetrali. Per quanto concerne le fondazioni, si adotta un modello su suolo elastico alla Winkler; nelle calcolazioni effettuate verrà assunta una costante di sottofondo pari a:  $K_w = 3,00$  daN/cm<sup>3</sup>.

Per quanto riguarda invece le pareti delle vasche, le spinte agenti su di esse sono state calcolate utilizzando il metodo di Coulomb.

Infine si è effettuata la Verifica Geotecnica al carico limite delle fondazioni superficiali agli SLU e SLE.

#### 4.7 Prescrizioni

La Direzione Lavori deve verificare, durante l'apertura delle sezioni di scavo, l'effettiva rispondenza delle caratteristiche del terreno con quelle ipotizzate per il calcolo delle fondazioni. Nel caso che alla quota d'imposta assunta in questo progetto le caratteristiche del terreno non corrispondano a quelle sopra indicate, approfondire ulteriormente lo scavo fino allo strato di terreno avente le caratteristiche ipotizzate e riempire l'eventuale scavo con calcestruzzo magro fino alla quota di imposta indicata.

## 5 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

### 5.1 Calcestruzzo per Locali Tecnici

- Calcestruzzo Tipo C12/15 per magroni
- Calcestruzzo Tipo C25/30 per fondazioni
- Calcestruzzo Tipo C25/30 per pilastri travi e solai
- ✓ Copriferro Minimo: 20 mm + 10 mm tolleranza di posa
- ✓ Condizioni Ambientali: Ordinarie
- ✓ Classe di esposizione: X0, XC1, XC2

### 5.2 Calcestruzzo per Vasche Depurazione

- Calcestruzzo Tipo C12/15 per magroni
- Calcestruzzo Tipo C30/37 per fondazioni
- Calcestruzzo Tipo C30/37 per pareti, piastre
- ✓ Copriferro Minimo: 30 mm + 10 mm tolleranza di posa
- ✓ Condizioni Ambientali: Aggressive
- ✓ Classe di esposizione: X0, XC2, XA1

### 5.3 Acciaio Per Cemento Armato

- Acciaio per cemento armato Tipo B450C

### 5.4 Acciaio per strutture metalliche

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE.

Acciaio per strutture metalliche: S 275

Si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento  $f_{yk}$  e di rottura  $f_{tk}$  riportati di seguito:

S 275                       $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$                        $f_{tk} = 370 \text{ N/mm}^2$                       ( $t \leq 40 \text{ mm}$ )

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

Modulo Elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1} \text{ (per temperature fino a } 100 \text{ } ^\circ\text{C)}$

Densità  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

## 5.5 Muratura Portante

### 5.5.1 Elementi per Muratura

Gli elementi per muratura portante devono essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771-1:2005 - Specifica per elementi per muratura - Parte 1: Elementi per muratura di laterizio e recare la Marcatura CE.

Muratura in POROTON 800 e Malta M10

- Tipo Blocchi: Laterizio Semipieno
- Categoria: I
- Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento:  $F_{bk} > 100 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza caratteristica a compressione in direzione orizzontale nel piano del muro:  $F_{bk\_} > 16 \text{ daN/cm}^2$
  
- Tipo di Malta: M10 (Prestazione Garantita)
- Resistenza media a compressione:  $F_m > 100 \text{ daN/cm}^2$
  
- Classe di Esecuzione: 2

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta è stato adottato il modello riportato in b), mentre per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma tipo a)

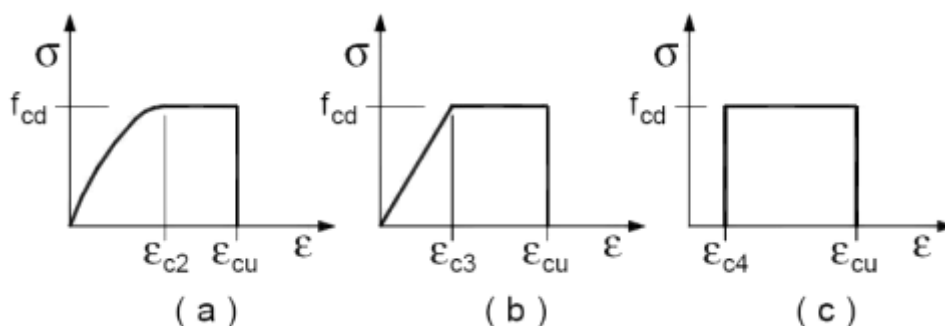


Figura 2 - Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo

La deformazione massima  $\epsilon_{c \max}$  è assunta pari a 0.0035.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).

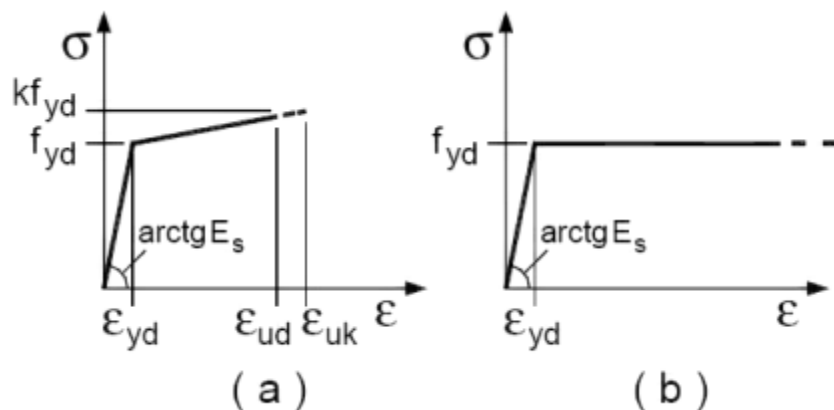


Figura 3 - Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio

La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk} / \gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  si assume pari a 1,15.

Nel caso si presenti la necessità di interrompere i getti (in funzione delle dimensioni dei vari elementi costruttivi e/o di eventuali necessità di cantiere) si dovranno predisporre armature di attesa con lunghezze di sovrapposizione non inferiori a 40 diametri.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

---

## 6 AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sugli elementi orizzontali, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico precedentemente descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

### 6.1 ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione. La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

Le azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche dei manufatti in progetto verranno classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

Permanenti (G) : azioni che agiscono durante tutta la vita della costruzione e la loro variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo (es. peso proprio della struttura, peso di ciascuna sovrastruttura, forze indotte dalla pressione del terreno-escluse gli effetti di carichi variabili applicati al terreno stesso-, forze risultanti dalla pressione dell'acqua, quando si configurino costanti nel tempo, ecc.);

Variabili (Q) : azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro (es. carichi di esercizio di breve e lunga durata, azione della neve, azione sismica, ecc.);

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive. Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate di seguito in ogni singola sezione.

### 6.2 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni"

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

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

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

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

### 6.2.1 Verifiche Di Regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la strutture in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

#### Regolarità Della Struttura In Pianta

La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidzze

Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4

Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti

---

### Regolarità Della Struttura In Altezza

Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione

Massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base

Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti

Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento

**Per la valutazione effettuata vedere il paragrafo relativo ad ogni singola struttura**

#### 6.2.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio in cemento armato di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute. Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD "A" (Alta);
- CD "B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e

duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

In riferimento a quanto riportato nel Punto 7.4.3.1 del DM 14-01-08 per quanto riguarda le vasche si è fatto uso di un valore di un **Fattore di Struttura  $q_0 = 1,5$**  relativo alla Tipologia Strutturale a "*Pendolo Inverso*", nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

**Per la valutazione effettuata vedere il paragrafo relativo ad ogni singola struttura**

### 6.2.3 Combinazione Delle Componenti Dell'azione Sismica

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate.

### 6.3 SPINTA IDROSTATICA

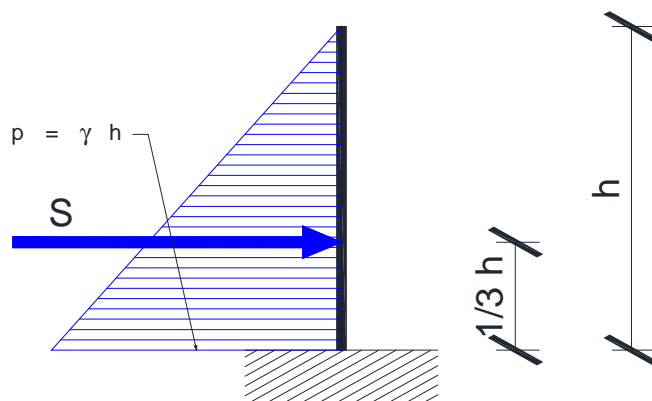
La pressione idrostatica è la forza esercitata da un fluido in quiete su ogni superficie a contatto con esso. Il valore di questa pressione dipende esclusivamente dalla densità del fluido e dall'affondamento del punto considerato dal pelo libero secondo la seguente relazione:

$$p = \gamma h$$

dove

$\gamma$  = Peso Specifico del Liquido

$h$  = Altezza affondamento



La risultante  $S$  della pressione idrostatica è data da:

$$S = 1/2 \gamma h^2$$

applicata ad una quota pari a:

$$z_s = 1/3 h$$

Per quanto riguarda il peso specifico del liquido, considerato che trattasi di reflui da depurare, si è ritenuto attribuire un peso di:

$$\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$$

**Per la valutazione effettuata vedere il paragrafo relativo ad ogni singola struttura**

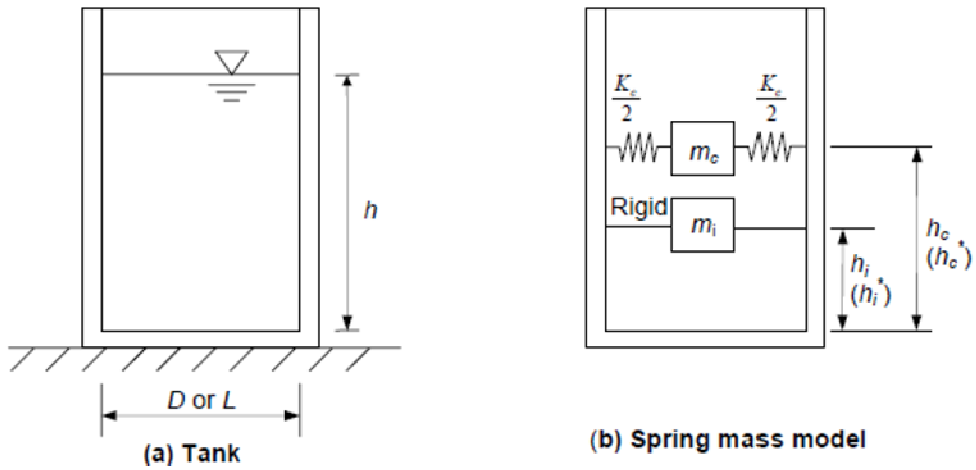
#### 6.4 SPINTA IDRODINAMICA (SLOSHING)

Per la valutazione della spinta dell'acqua in condizioni sismiche, si considera che, per effetto di un'accelerazione laterale  $a_g(t)$ , la massa liquida in prossimità del pelo libero non tende a traslare rigidamente con il serbatoio, ma da origine ad onde di tipo convettivo. Vicino al fondo, invece, il liquido si muove in maniera solidale con il serbatoio, andando ad incrementare la massa inerziale della struttura.

L'incremento di pressione dell'acqua all'interno della vasca è calcolato secondo una schematizzazione a modelli a molle, che includono gli effetti di interazione liquido-muro. La spinta è valutata attraverso due termini: quello induttivo (pedice  $i$ ) e quello convettivo (pedice  $c$ ). Devono pertanto essere determinate le masse equivalenti  $m_i$  e  $m_c$ , la rigidezza  $k_c$  e le altezze  $h_i$  e  $h_c$ .

Si riportano di seguito tali quantità in funzione del rapporto  $h/L$ , dove  $h$  è l'altezza del liquido e  $L$  è la lunghezza del muro nella direzione di applicazione del sisma

Schematizzazione con modello a molle del fenomeno di interazione muro-acqua:



Definizione delle dimensioni caratteristiche del serbatoio:

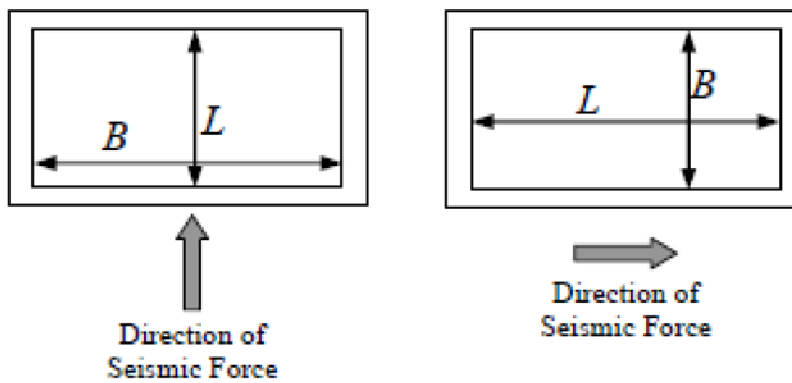


Tabella 1 – Espressioni per i parametri del modello "spring mass model"

Circular tank	Rectangular tank
$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{D}{h}\right)}{0.866 \frac{D}{h}}$	$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{L}{h}\right)}{0.866 \frac{L}{h}}$
$\frac{h_j}{h} = 0.375 \quad \text{for } h/D \leq 0.75$	$\frac{h_j}{h} = 0.375 \quad \text{for } h/L \leq 0.75$
$= 0.5 - \frac{0.09375}{h/D} \quad \text{for } h/D > 0.75$	$= 0.5 - \frac{0.09375}{h/L} \quad \text{for } h/L > 0.75$
$\frac{h_j^*}{h} = \frac{0.866 \frac{D}{h}}{2 \tanh\left(0.866 \frac{D}{h}\right)} - 0.125$	$\frac{h_j^*}{h} = \frac{0.866 \frac{L}{h}}{2 \tanh\left(0.866 \frac{L}{h}\right)} - 0.125$
$= 0.45 \quad \text{for } h/D \leq 1.33$	$= 0.45 \quad \text{for } h/L \leq 1.33$
$= 0.45 \quad \text{for } h/D > 1.33$	$= 0.45 \quad \text{for } h/L > 1.33$
$\frac{m_c}{m} = 0.23 \frac{\tanh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}{\frac{h}{D}}$	$\frac{m_c}{m} = 0.264 \frac{\tanh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}{\frac{h}{L}}$
$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \frac{h}{D}\right) - 1.0}{3.68 \frac{h}{D} \sinh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}$	$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{h}{L}\right) - 1.0}{3.16 \frac{h}{L} \sinh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}$
$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \frac{h}{D}\right) - 2.01}{3.68 \frac{h}{D} \sinh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}$	$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{h}{L}\right) - 2.01}{3.16 \frac{h}{L} \sinh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}$
$K_c = 0.836 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.68 \frac{h}{D}\right)$	$K_c = 0.833 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.16 \frac{h}{L}\right)$

Per la valutazione effettuata vedere il paragrafo relativo ad ogni singola struttura.

## 6.5 SPINTA DELLE TERRE

La determinazione della spinta esercitata dal terreno contro un'opera di sostegno è un problema classico di ingegneria geotecnica che, ancora oggi, nonostante l'enorme ampliamento delle conoscenze, viene affrontato utilizzando due teorie "storiche", opportunamente modificate e integrate alla luce del principio delle tensioni efficaci: la teoria di Rankine (1857) e la teoria di Coulomb (1776).

Molto prima di Rankine, il problema della determinazione della spinta esercitata dal terreno su un'opera di sostegno era stato affrontato dall'ingegnere militare francese Coulomb con un metodo basato sull'equilibrio delle forze in gioco.

La teoria di Coulomb è più versatile della teoria di Rankine, poiché permette di risolvere condizioni geometriche e di carico generali ed è alla base del più diffuso metodo pseudostatico di calcolo della spinta in condizioni sismiche.

Si consideri una parete di altezza  $H$  che sostenga un terrapieno di sabbia omogenea e asciutta.

Per semplicità di esposizione assumiamo, per il momento, le seguenti ipotesi:

1. assenza di attrito tra parete e terreno,
2. parete del muro verticale,
3. superficie del terrapieno orizzontale,
4. terreno omogeneo, incoerente e asciutto, con peso di volume  $\gamma$  e resistenza al taglio:  $\tau = \sigma' \tan \phi'$
5. superficie di scorrimento piana.

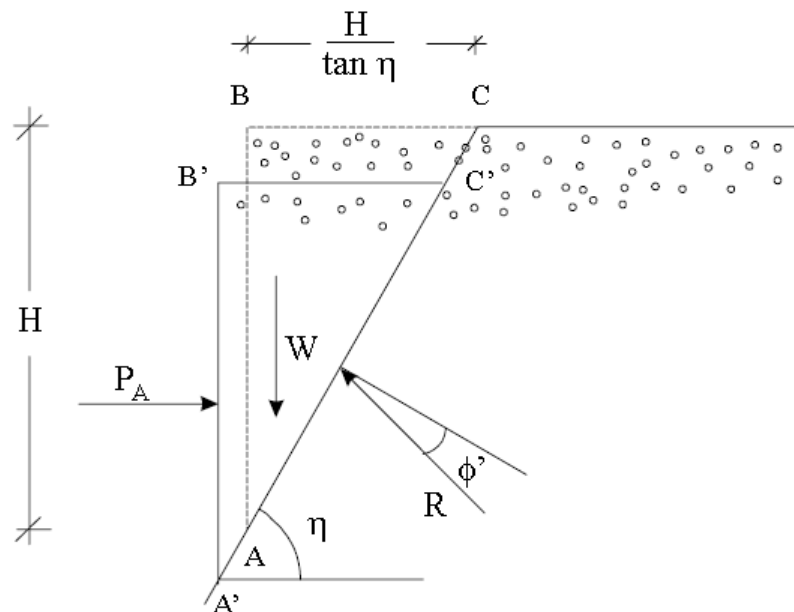


Figura 4 - Cuneo di spinta attiva di Coulomb

Sviluppando il calcolo analitico, con riferimento ai simboli delle figure, si ottiene per la condizione di spinta attiva:

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

dove

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \cos(\lambda + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cdot \cos(\lambda - \beta)}} \right]^2}$$

Nella valutazione della spinta, si è usato il caso ancor più generale, di terreno dotato di coesione. Si ha quindi che lo stato tensionale di un generico punto alla profondità Z è descritto dalla:

$$\sigma'_{h,a} = \gamma \cdot Z \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) - 2 \cdot c' \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) = \gamma \cdot Z \cdot K_A - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A}$$

**Per la valutazione effettuata vedere il paragrafo relativo ad ogni singola struttura**

#### 6.6 INCREMENTO SISMICO TERRENO

L'incremento sismico dovuto al terreno sulla struttura è determinato con un'Analisi Pseudostatica.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I coefficienti sismici Orizzontale e Verticale:

$$k_h = \beta_m a_{max} / g \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h \quad (7.11.7)$$

dove

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

$g$  = 9,81 m/sec<sup>2</sup> accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S a_g = S_S S_T a_g$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Il coefficiente  $\beta_m$  assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

## NOTA:

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

$a_g$  = 0,1452 g Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

$S_S$  = 1,8 Amplificazione Stratigrafica

$S_T$  = 1,0 Amplificazione Topografica

$\beta_m$  = 0,24 Accelerazione  $a_g(g) \leq 0,1$  e Categoria Sottosuolo D

$$a_{max} = S_S S_T a_g = 0,2614 \text{ g} \quad 2,564 \text{ m/sec}^2$$

$$K_h = \beta_m a_{max} / g \quad (7.11.6)$$

$$K_h = 0,063$$

$$k_v = \pm 0,5 K_h \quad (7.11.7)$$

$$k_v = 0,031$$

**Incremento Sismico Terreno**

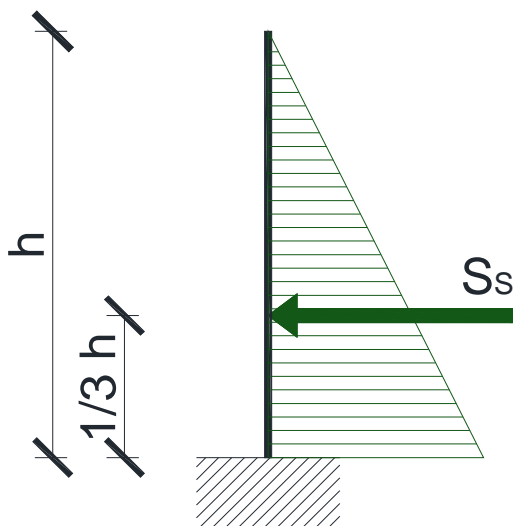
L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

$W$  = - kg/m Peso Cuneo Terreno Spinta Attiva

L'incremento Sismico

$S_s$  = - kg/m Incremento Sismico



Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

### 6.7 AZIONI DELLA NEVE

**Parametri:**

Località	Verolanuova
Provincia	Brescia
Zona	I
Altitudine di riferimento	$a_s$ 100 m s.l.m.
Tipo Copertura	Copertura ad una falda
Inclinazione Falda	$\alpha_1$ 0 °
Inclinazione Falda	$\alpha_2$ 0 °

#### 3.4.1 Carico Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t \qquad \mathbf{1,20 \quad kN/m^2} \qquad (3.3.7)$$

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

$m_i$  è il coefficiente di forma della copertura;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>];

$C_E$  è il coefficiente di esposizione

$C_t$  è il coefficiente termico

### 3.4.2 Valore caratteristico del carico neve al suolo

#### Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, **Brescia**, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad (3.3.8)$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s / 728)^2] = 1,4162 \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

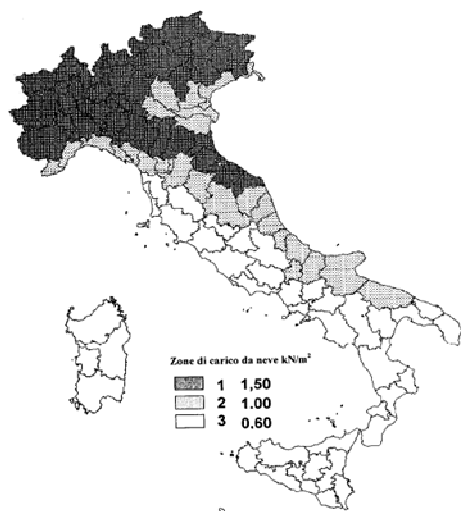


Figura 3.4.1 – Zone di carico da neve

#### 3.4.3 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I. Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_E = 1$ .

Tabella 3.4.I – Valori di  $C_E$  per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C <sub>E</sub>
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

$$C_E = 1,0$$

#### 3.4.4 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

$$C_t = 1$$

#### 3.4.5 Carico neve sulle coperture

##### 3.4.5.1 Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I valori del coefficiente di forma  $\mu_1$ , riportati in Tab. 3.4.II si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

**Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma**

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 (60 - \alpha) / 30$	0,0

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

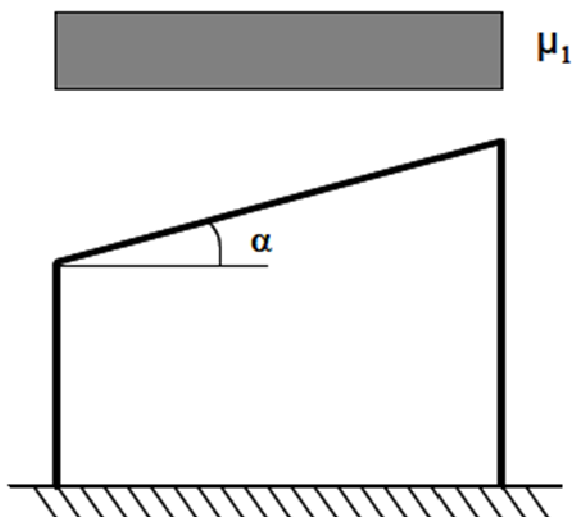
$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 0,8$$

### **3.4.5.2 Copertura ad una falda**

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Si deve considerare la condizione riportata in Fig. 3.4.2, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.

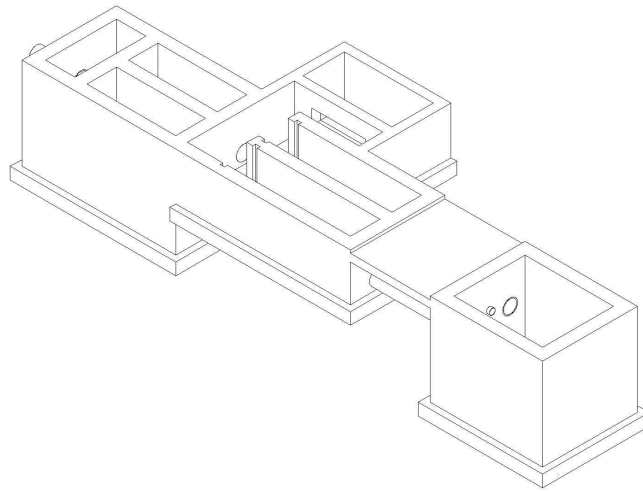


**Figura 3.4.2** – Condizioni di carico per coperture ad una falda

## 7 DESCRIZIONE DEI MANUFATTI

### 9.1 Pretrattamenti

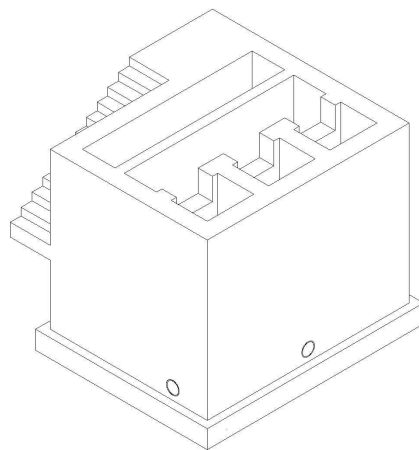
La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca pretrattamento. È una struttura a pianta pseudo-rettangolare di dimensioni massime di 17,60 x 6,00 m e un'altezza complessiva di 3,50 m comprensivo dello spessore della platea di 0,4 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -3,50 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 30 e 40 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 18,00 x 6,40 m e uno spessore di 40 cm.



**Figura 1 – pretrattamenti**

## 9.2 Partitore

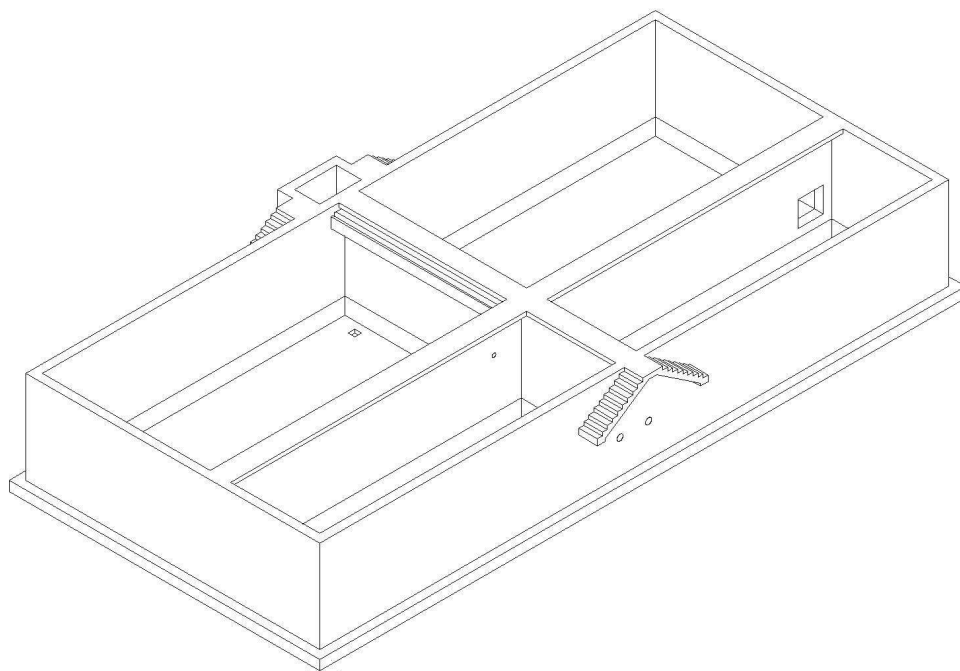
La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca ripartitore. È una struttura a pianta rettangolare di dimensioni massime di 5,60 x 4,35 m e un'altezza complessiva di 4,80 m comprensivo dello spessore della platea di 0,5 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -4,80 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 40 e 45 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 6,00 x 4,75 m e uno spessore di 50 cm. È presente una scala esterna sempre in c.a..



**Figura 2 – partitore**

### 9.3 Biologico

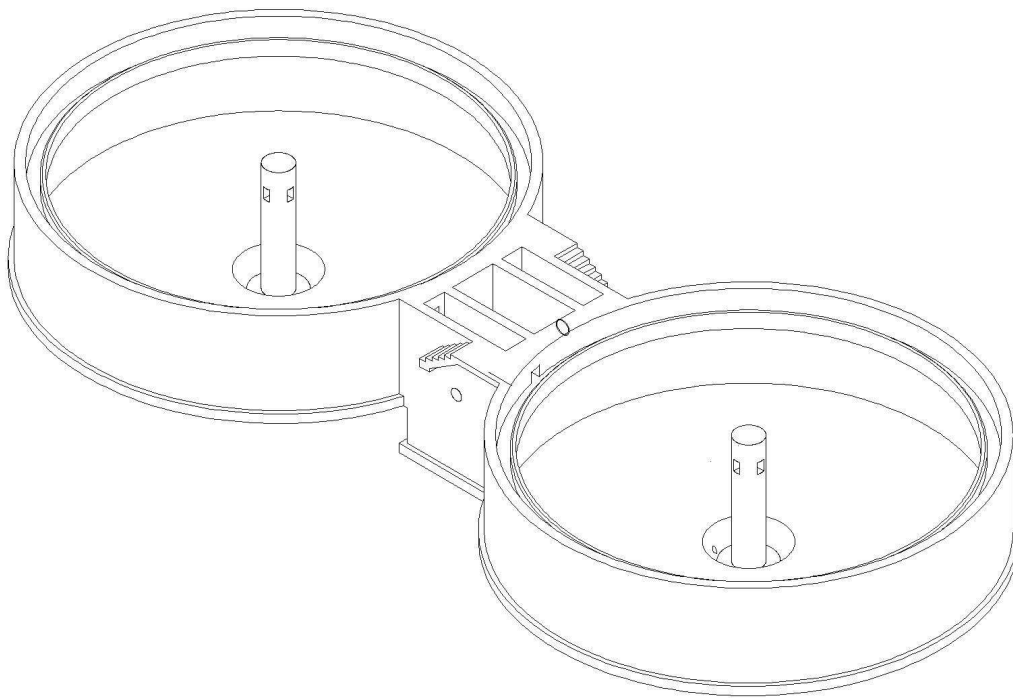
La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca trattamenti biologico. È una struttura a pianta rettangolare di dimensioni massime di 37,50 x 17,50 m e un'altezza complessiva di 6,10 m comprensivo dello spessore della platea di 0,6 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -6,10 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 50 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 38,50 x 18,50 m e uno spessore di 50 cm. Sono presenti due scale esterne sempre in c.a..



**Figura 3 – biologico**

#### 9.4 Sedimentatore

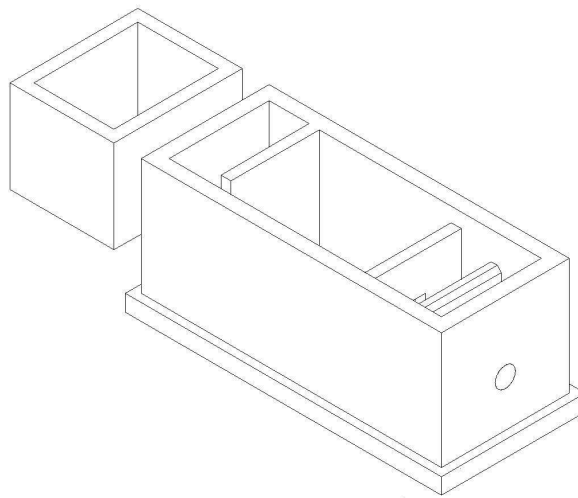
La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alle vasche dei sedimentatori. È una struttura a pianta circolare, costituita da due vasche aventi diametro interno di 17,50 m e un'altezza complessiva misurata nel punto più profondo di 5,70 m comprensivo dello spessore della platea di 0,4 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -6,30 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 40 cm. La platea di fondazione ha un diametro di 18,70 m e uno spessore di 40 cm. Sono presenti due scale esterne sempre in c.a..



**Figura 4 – sedimentatore**

## 9.5 Filtrazione

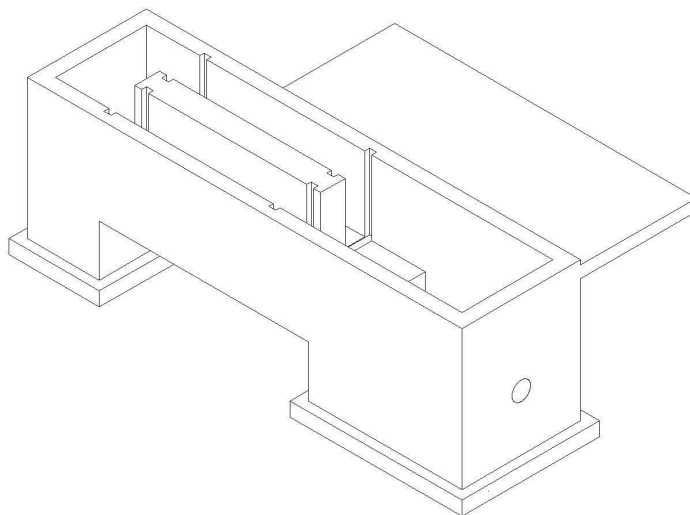
La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca di filtrazione. È una struttura a pianta rettangolare di dimensioni massime di 10,77 x 3,20 m e un'altezza complessiva di 3,30 m comprensivo dello spessore della platea di 0,4 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -3,30 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 25 e 35 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 10,97 x 3,60 m e uno spessore di 40 cm.



**Figura 5 – filtrazione**

### 9.6 Disinfezione U.V.

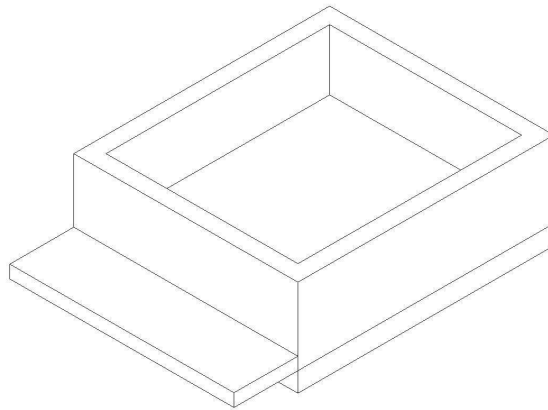
La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca di disinfezione mediante raggi U.V. È una struttura a pianta rettangolare di dimensioni massime di 9,35 x 2,55 m e un'altezza complessiva massima di 3,30 m comprensivo dello spessore della platea di 0,3 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -3,30 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 20 e 30 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 9,75 x 2,95 m e uno spessore di 30 cm.



**Figura 6 – disinfezione**

### 9.7 Vasca Contenimento

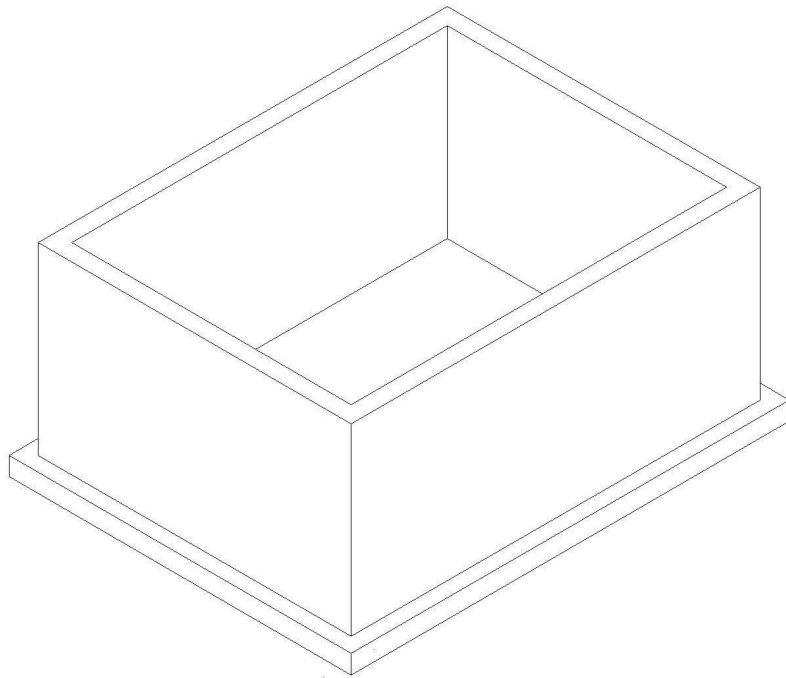
La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca di contenimento. È una struttura a pianta pressoché quadrata di dimensioni massime di 4,00 x 3,50 m e un'altezza complessiva di 1,50 m comprensivo dello spessore della platea di 0,3 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -1,50 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 25 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 5,00 x 3,50 m e uno spessore di 30 cm.



**Figura 7 – vasca contenimento**

### 9.8 Stabilizzazione

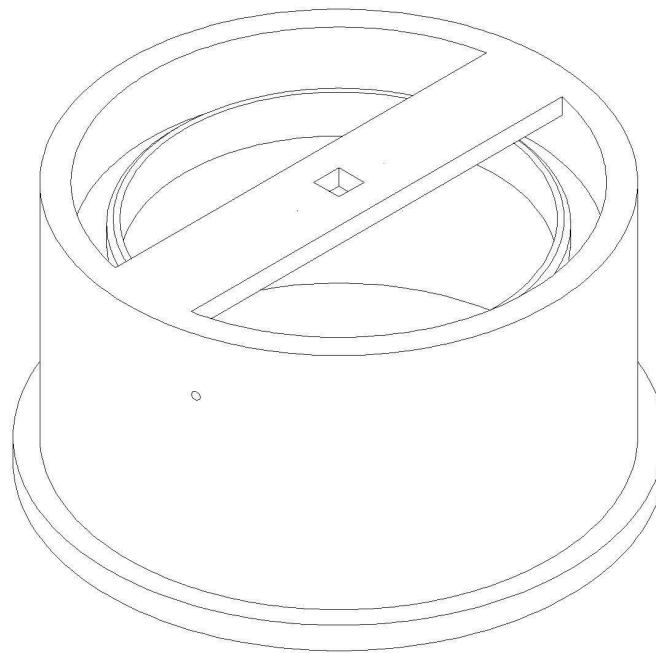
La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca di stabilizzazione. È una struttura a pianta rettangolare di dimensioni massime di 11,00 x 8,50 m e un'altezza complessiva di 5,50 m comprensivo dello spessore della platea di 0,5 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -5,50 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 45 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 11,80 x 9,30 m e uno spessore di 50 cm.



**Figura 8 – vasca stabilizzazione**

### 9.9 Ispessitore

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca di ispessimento. È una struttura a pianta circolare, costituita da una vasca aventi diametro interno di 6,00 m e un'altezza complessiva misurata nel punto più profondo di 5,35 m comprensivo dello spessore della platea di 0,35 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -5,35 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 35 cm. La platea di fondazione ha un diametro di 7,30 m e uno spessore di 35 cm.



**Figura 9 – ispessitore**

### 9.10 Locale tecnico

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa al locale di servizio, locale quadri elettrici ed uffici. È una struttura a pianta rettangolare, di dimensioni massime di 29,35 x 12,60 m e un'altezza complessiva di 5,20 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -0,40 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture di fondazione sono realizzate mediante reticolo di travi alla Winkler su suolo elastico aventi dimensioni di 150x(h)40 cm e 90x(h)40 cm. In elevazione sono presenti pilastri e setti in c.a. La copertura è realizzata mediante solaio prefabbricato tipo "lastral" h=22 cm. È presente anche una zona con copertura mediante soletta gettata in opera avente spessore di cm 30.

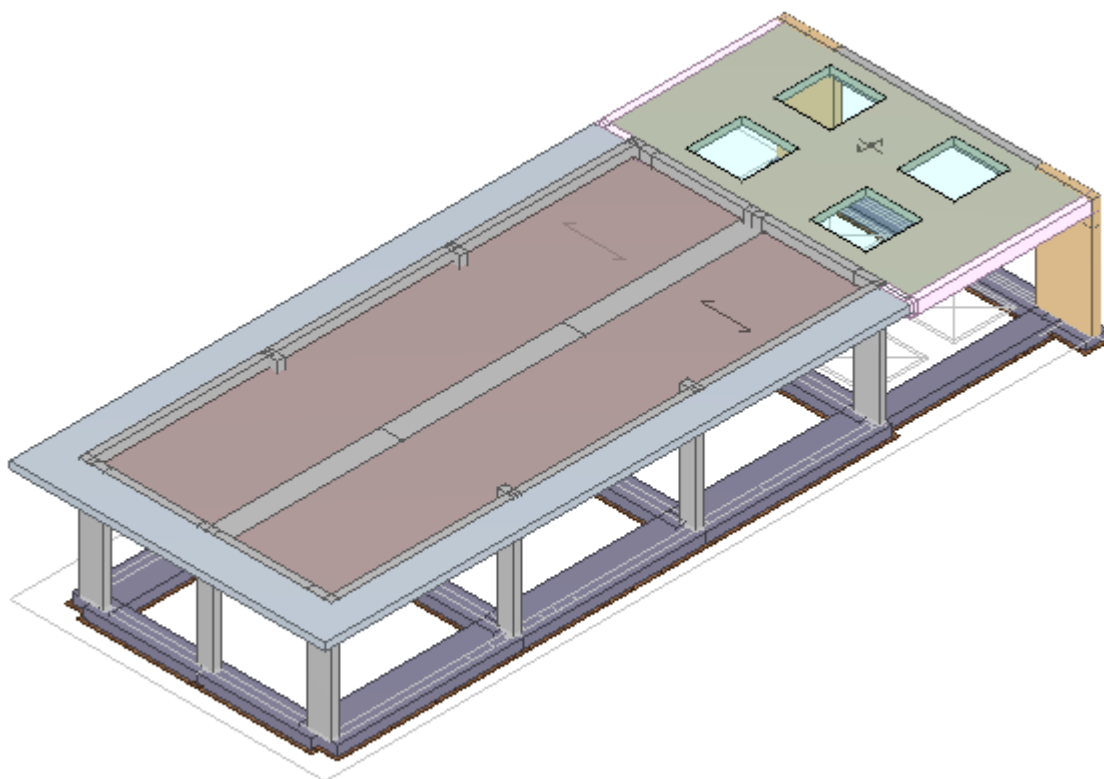


Figura 10 – locale tecnico

### 10.1 CRITERI DI PROGETTO

È stata effettuata una **Progettazione per Azioni Sismiche** secondo quanto previsto al Cap. 07 del D.M. 14-01-08. Nell'analisi delle strutture soggette ad azione sismica, si è utilizzato il tipo di **Analisi Lineare Dinamica**.

L'analisi dinamica lineare consiste:

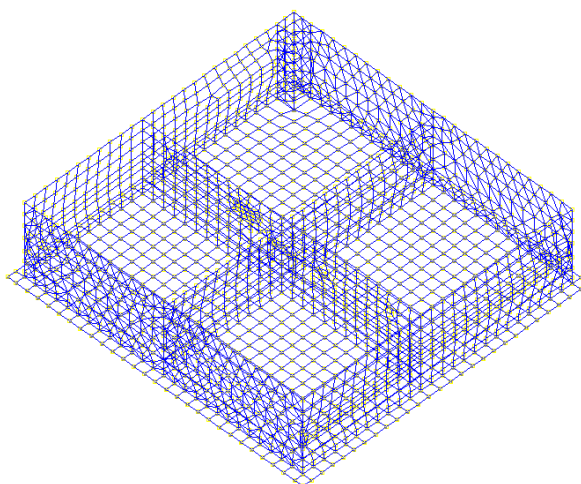
- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Gli elementi quali canalette, passerelle e scale sono stati considerati elementi secondari e pertanto non valutati nell'analisi strutturale delle vasche. Le scale solo state calcolate come elementi singoli.

## MODELLO

Nella Relazione di Calcolo delle Strutture vengono riportati i carichi di progetto ed il modello strutturale utilizzato. Lo schema statico tridimensionale utilizzato, prevede pareti modellate con elementi bidimensionali sia per la piastra di fondazione, sia per le pareti in elevazione.



**Figura 5 - Vista Assometrica Modello tipo**

### 7.1 ANALISI DEI CARICHI

Nel modello utilizzato sono state eseguite numerose verifiche in funzione delle varie fasi a cui la struttura è soggetta durante la sua vita utile. di seguito si riportano le fasi con le rispettive azioni a cui la vasca è soggetta:

- |        |  |
|--------|--|
| FASE 1 | 1 Assenza di Reflui                    |
|        | 2 Spinta del Terreno                   |
|        | 3 Sovraccarico Accidentale del Terreno |

FASE 2	1 Presenza di Reflui 2 Assenza Spinta del Terreno 3 Assenza Sovraccarico Accidentale del Terreno
FASE 3	1 Presenza di Reflui 2 Spinta del Terreno 3 Incremento Simico Terreno 4 Incremento Sismico Reflui (Sloshing)

### 7.1.1 Spinta delle Terre

Spinta delle Terre analizzato con il Metodo di Coulomb Generalizzato:

#### Geometria Parete

Vasca

$\rho$	=	900	kg/mq	Sovraccarico Terreno
$h_e$	=	0,5625	m	Altezza Equivalente Sovraccarico
$h$	=	2,20	m	$\rho$ min = 375 kg/m <sup>2</sup>
$s$	=	0,00	m	$\rho$ max = 1.374 kg/m <sup>2</sup>
$H$	=	2,20	m	

#### Parametri Terreno

$\gamma$	=	1600	Kg/m <sup>3</sup>	Peso specifico
$\varphi$	=	26	°	Angolo di attrito interno
$\tan \varphi$	=	0,4877		
$c'$	=	0	Kg/m <sup>2</sup>	Coesione efficace
$\alpha$	=	90	°	Angolo di inclinazione paramento interno
$\beta$	=	0	°	Angolo di inclinazione del pendio
$\delta$	=	0	°	Angolo di attrito terra muro

#### Calcolo Spinta Statica

$$k_{ai} = \frac{\sin^2(\phi + \alpha)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$K_a$	=	0,3905	Coefficiente di Spinta Attiva	$K_a = 0,3905$
$p_A$	=	1.374 kg/m <sup>2</sup>	Pressione Attiva Max	
$S_A$	=	1.512 kg	Risultante Spinta Attiva	
$P$	=	2.419 kg	Peso Cuneo Terreno Spinta Attiva	

### Effetto della Coesione

$$\sigma'_{h,a} = \gamma \cdot Z \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) - 2 \cdot c' \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) = \gamma \cdot Z \cdot K_A - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A}$$

$$\sigma'_{h,p} = \gamma \cdot Z \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) + 2 \cdot c' \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) = \gamma \cdot Z \cdot K_P + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_P}$$

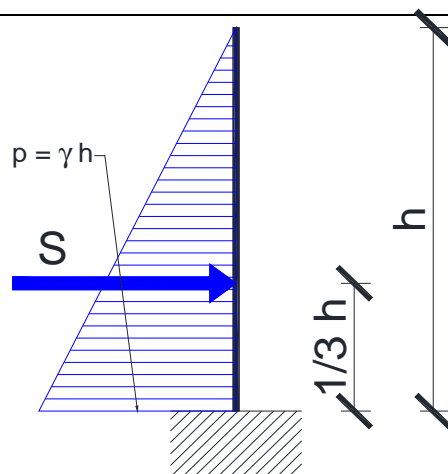
$p_A$	=	1.374 kg/m <sup>2</sup>	Pressione Attiva Max
$S_A$	=	1.512 kg	Risultante Spinta Attiva

### Componenti della Spinta

$Q_{SA}$	=	1.512 kg	Spinta Attiva Orizzontale
$V_{SA}$	=	- kg	Spinta Attiva Verticale
$y$	=	0,73 m	Quota della Spinta

### 7.1.2 Spinta Idrostatica

$\gamma$	=	10 kN/m <sup>3</sup>	Peso Liquido
$h$	=	6,1 m	Altezza affondamento
$p$	=	$\gamma h = 61$ kN/m <sup>2</sup>	Pressione Idrostatica sul Fondo
$S$	=	$1/2 \gamma h^2 = 186,05$ kN/m	Spinta Idrostatica Parete



$$h/3 = 2,0 \quad \text{m}$$

$$M = 378 \quad \text{kNm/m}$$

$$T = 186 \quad \text{kN/m}$$

#### Incremento Sismico Terreno

Incremento Sismico del Terreno analizzato con il Metodo Pseudostatico:

Regione: Lombardia  
 Provincia: Brescia  
 Comune: Verolanuova  
 Località:

Zona Sismica: 3

Coordinate ED50 Latitudine: 45,3256 Longitudine: 10,0781

Parametri sismici

Classe d'uso della costruzione II  
 Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   $\geq$  50

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$  1,0

Categoria sottosuolo: C  
 Categoria topografica: T1

### Analisi Pseudostatica

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I coefficienti sismici Orizzontale e Verticale:

$$K_h = \beta_m a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

dove

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

$$g = 9,81 \quad \text{m/sec}^2 \quad \text{accelerazione di gravità}$$

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S a_g = S_S S_T a_g$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Il coefficiente  $\beta_m$  assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

**NOTA:**

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

$a_g$	=	0,1452	g	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
$S_S$	=	1,8		Amplificazione Stratigrafica
$S_T$	=	1,0		Amplificazione Topografica
$\beta_m$	=	0,24		Accelerazione $a_g (g) \leq 0,1$ e Categoria Sottosuolo D
$a_{max}$	=	$S_S S_T a_g$	= 0,2614	g      2,564      m/sec <sup>2</sup>
$K_h$	=	$\beta_m a_{max} / g$		
$K_h$	=	0,063		
$k_v$	=	$\pm 0,5 k_h$		
$k_v$	=	0,031		

**Incremento Sismico Terreno**

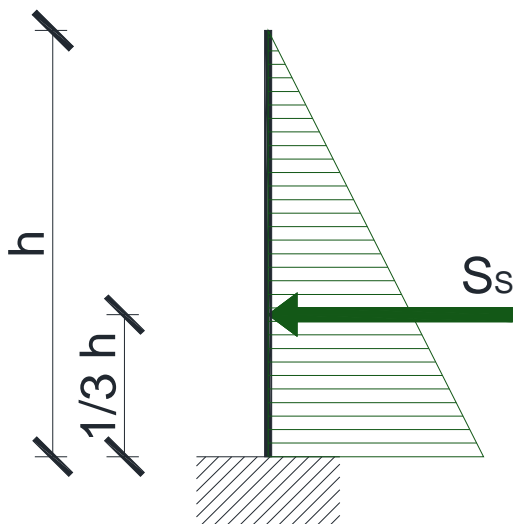
L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

$W$	=	1.280	kg/m	Peso Cuneo Terreno Spinta Attiva
-----	---	-------	------	----------------------------------

L'incremento Sismico

$S_S$	=	80	kg/m	Incremento Sismico
-------	---	----	------	--------------------



Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

#### Azione Sismica del Fluido

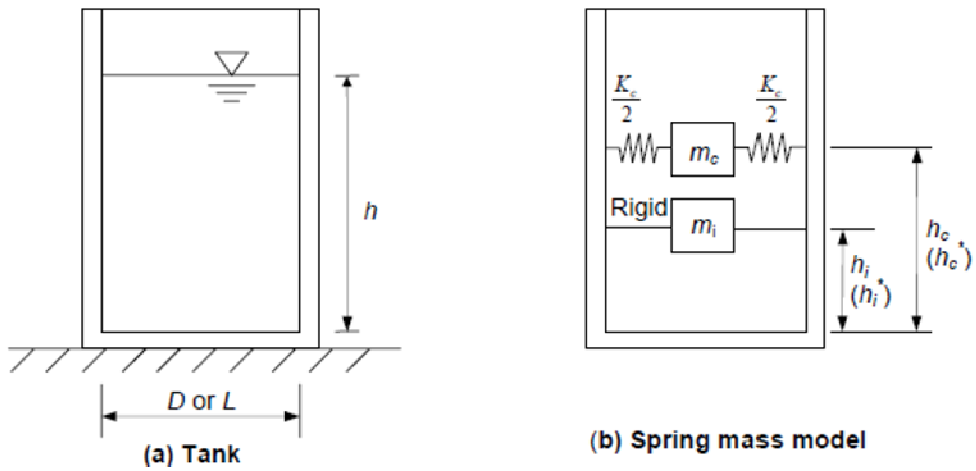
Di seguito si analizza il maggiore dei 4 settori in cui è suddivisa la vasca sotto l'effetto dell'Azione Sismica del Fluido "SLOSHING" per serbatoi rettangolari nella direzione del X:

Per la valutazione della spinta dell'acqua in condizioni sismiche, si considera che, per effetto di un'accelerazione laterale  $a_g(t)$ , la massa liquida in prossimità del pelo libero non tende a traslare rigidamente con il serbatoio, ma da origine ad onde di tipo convettivo. Vicino al fondo, invece, il liquido si muove in maniera solidale con il serbatoio, andando ad incrementare la massa inerziale della struttura.

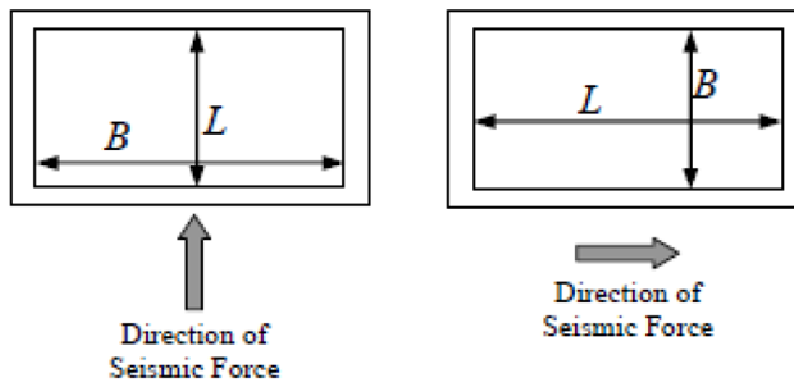
L'incremento di pressione dell'acqua all'interno della vasca è calcolato secondo una schematizzazione a modelli a molle, che includono gli effetti di interazione liquido-muro. La spinta è valutata attraverso due termini: quello induttivo (pedice  $i$ ) e quello convettivo (pedice  $c$ ). Devono pertanto essere determinate le masse equivalenti  $m_i$  e  $m_c$ , la rigidezza  $k_c$  e le altezze  $h_i$  e  $h_c$ .

Si riportano di seguito tali quantità in funzione del rapporto  $h/L$ , dove  $h$  è l'altezza del liquido e  $L$  è la lunghezza del muro nella direzione di applicazione del sisma

Schematizzazione con modello a molle del fenomeno di interazione muro-acqua:



Definizione delle dimensioni caratteristiche del serbatoio:



Dati: Si considera 1 settore dei 4

---

g	=	9,81	m/sec <sup>2</sup>	
ρ	=	1000	kg/m <sup>3</sup>	Massa Liquido
h	=	6,10	m	Altezza Liquido
h <sub>p</sub>	=	6,50	m	Altezza Parete
B	=	13,00	m	Base
L	=	11,90	m	Lunghezza
s	=	0,50	m	Spessore Pareti

Tabella 1 – Espressioni per i parametri del modello "spring mass model"

Circular tank	Rectangular tank
$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{D}{h}\right)}{0.866 \frac{D}{h}}$	$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{L}{h}\right)}{0.866 \frac{L}{h}}$
$\frac{h_i}{h} = 0.375 \quad \text{for } h/D \leq 0.75$ $= 0.5 - \frac{0.09375}{h/D} \quad \text{for } h/D > 0.75$	$\frac{h_i}{h} = 0.375 \quad \text{for } h/L \leq 0.75$ $= 0.5 - \frac{0.09375}{h/L} \quad \text{for } h/L > 0.75$
$\frac{h_i^*}{h} = \frac{0.866 \frac{D}{h}}{2 \tanh\left(0.866 \frac{D}{h}\right)} - 0.125$ <p style="text-align: right;">for <math>h/D \leq 1.33</math></p> $= 0.45 \quad \text{for } h/D > 1.33$	$\frac{h_i^*}{h} = \frac{0.866 \frac{L}{h}}{2 \tanh\left(0.866 \frac{L}{h}\right)} - 0.125$ <p style="text-align: right;">for <math>h/L \leq 1.33</math></p> $= 0.45 \quad \text{for } h/L > 1.33$
$\frac{m_c}{m} = 0.23 \frac{\tanh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}{\frac{h}{D}}$	$\frac{m_c}{m} = 0.264 \frac{\tanh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}{\frac{h}{L}}$
$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \frac{h}{D}\right) - 1.0}{3.68 \frac{h}{D} \sinh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}$	$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{h}{L}\right) - 1.0}{3.16 \frac{h}{L} \sinh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}$
$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \frac{h}{D}\right) - 2.01}{3.68 \frac{h}{D} \sinh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}$	$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{h}{L}\right) - 2.01}{3.16 \frac{h}{L} \sinh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}$
$K_c = 0.836 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.68 \frac{h}{D}\right)$	$K_c = 0.833 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.16 \frac{h}{L}\right)$

$P_p = 4209 \text{ kN}$   
 $V = 944 \text{ m}^3$   
 $P = 9257 \text{ kN}$

Peso Pareti  
 Volume Liquido  
 Peso Liquido