

DESCRIZIONE INTERVENTO:

COMUNE DI VALMADRERA



REALIZZAZIONE DI UN NUOVO SERBATOIO DI COMPENSO IN LOCALITÀ BELVEDERE SUPERIORE IN COMUNE DI VALMADRERA

COMMITTENTE:



Lario Reti Holding S.p.A.
GESTORE SERVIZIO IDRICO INTEGRATO

RESPONSABILE PROCEDIMENTO:

ing. Roberto Serragroppelli

DOTT. ING.
SERRAGROPELLI ROBERTO
Sez. A Settore:
ambiente e ambientale
E-mail: r.serragroppelli@larioreti.it

STUDIO DI PROGETTAZIONE:



LARIO RETI HOLDING

DIVISIONE INGEGNERIA - PROGETTAZIONE INVESTIMENTI

| Lecco Via Fiandra 13, 23900 (LC)

| Tel. + 39 0341 359.111

| Pec: ingegneria@larioretipec.it

PROGETTISTA:

ing. Marco Rusconi

RUSCONI MARCO
LAUREA SPECIALIZZATA IN INGEGNERIA
SETTORE A - 3 - C
E-mail: m.rusconi@larioreti.it

FASE PROGETTUALE:

PROGETTO DEFINITIVO

COLLABORATORI:

ing. Andrea Veronelli

ALLEGATO:

NUMERO:

T5

- RELAZIONE INDICAZIONI ELEMENTI STRUTTURALE

SCALA:

REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
AV	dicembre 2019	MR	dicembre 2019	MR	dicembre 2019
REVISIONE N.	DESCRIZIONE:				DATA

NUMERO INTERVENTO:	PDA 2018 - 050	CODICE PROGETTO:	AB02	COMMESSA :	49619
--------------------	----------------	------------------	------	------------	-------

INDICE

1	PREMESSE	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	MATERIALI	2
3.1	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO	2
3.2	CALCESTRUZZO	2
3.2.1	Calcestruzzo per sottofondi e magrone	3
3.2.2	Calcestruzzo muro controterra e solette	3
3.2.3	Calcestruzzo fondazioni e muro vasca	3
4	PROGETTO	4
5	ANALISI DEI CARICHI	4
5.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI.....	4
5.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....	5
5.3	CARICHI VARIABILI	5
5.3.1	Sovraccarico copertura.....	5
5.3.2	Neve	5
5.3.3	Vento.....	8
5.4	AZIONE SISMICA.....	8
5.5	AZIONE DINAMICA ACQUA – EFFETTO SLOSHING	15
6	COMBINAZIONI DI CARICO	19
7	SCHEMI E MODELLI DI CALCOLO	20
8	CRITERI DI VERIFICA PER SODDISFACIMENTO REQUISITI SICUREZZA.....	21

1 Premesse

Il presente progetto definitivo è finalizzato alla realizzazione del nuovo serbatoio Belvedere Superiore in comune di Valmadrera (LC).

La necessità nasce a seguito delle modifiche da apportare alla rete acquedottistica comunale al fine di ottimizzare la distribuzione idrica e le pressioni in rete. Infatti, la realizzazione del nuovo serbatoio risponde all'esigenza di aumentare il volume di compenso del serbatoio in quanto il serbatoio Belvedere Medio viene dismesso e impiegato come manufatto per altri scopi e la parte di rete attualmente servita da quest'ultimo viene divisa tra il serbatoio Belvedere Superiore e Belvedere Inferiore.

2 Normativa di riferimento

I calcoli e le verifiche riportate nella presente relazione sono stati condotti con riferimento alle seguenti normative:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M 17.01.2018 – “Aggiornamento Norme Tecniche per Costruzioni”;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 – “Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- UNI EN 1991-4 – Eurocodice 1 – parte 4;
- UNI EN 1998 – 4 – 2000 Eurocodice 8

3 Materiali

I materiali impiegati presentano le seguenti caratteristiche.

3.1 Acciaio per calcestruzzo armato

Per la realizzazione delle opere in conglomerato cementizio armato è previsto l'utilizzo di acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450C rispondenti alle caratteristiche meccaniche e tecnologiche previste al § 11.3.2.1 del D.M. 17.01.2018. Le caratteristiche meccaniche sono:

f_y [N/mm²] 450

f_t [N/mm²] 540

E [N/mm²] 210000

3.2 Calcestruzzo

Per le opere in conglomerato cementizio armato è previsto l'utilizzo di calcestruzzi con resistenze caratteristiche a 28 giorni (R_{ck}) non inferiore ai valori di resistenza a compressione imposti dal D.M. 17.01.2018 per il calcestruzzo scelto.

3.2.1 Calcestruzzo per sottofondi e magrone

Classe di resistenza

C12/15

3.2.2 Calcestruzzo muro controterra e solette

Classe di resistenza

C25/30

I calcestruzzi per strutture gettate in opera devono essere conformi in termini di materiali, modalità di confezionamento e posa in opera alle Norme UNI ENV 206-1 e al §11.2.9 del D.M. 17.01.2018. Il confezionamento deve avvenire secondo le caratteristiche e i materiali di seguito riportati:

Calcestruzzo	C25/30
Classe d'esposizione	XC2
Classe di consistenza	S3
Diametro massimo aggregati (mm)	25
Tipo aggregati	Tondeggianti
Tipo cemento	CEM II / A-L 42.5 R
a/c	0.60
V _{acqua} (kg/m ³)	200
V _{cem} (kg/m ³)	333
V _{agg} (kg/m ³)	1800

Tabella 1 - caratteristiche confezionamento calcestruzzo

3.2.3 Calcestruzzo fondazioni e muro vasca

Classe di resistenza

C30/37

I calcestruzzi per strutture gettate in opera devono essere conformi in termini di materiali, modalità di confezionamento e posa in opera alle Norme UNI ENV 206-1 e al §11.2.9 del D.M. 17.01.2018. Il confezionamento deve avvenire secondo le caratteristiche e i materiali di seguito riportati:

Calcestruzzo	C30/37
Classe d'esposizione	XC4
Classe di consistenza	S3
Diametro massimo aggregati (mm)	25
Tipo aggregati	Tondeggianti
Tipo cemento	CEM II / A-L 42.5 R
a/c	0.50

V_{acqua} (kg/m ³)	200
V_{cem} (kg/m ³)	400
V_{agg} (kg/m ³)	1743.75

Tabella 2 - caratteristiche confezionamento calcestruzzo

4 Progetto

Il nuovo serbatoio è parzialmente interrato, dotato di locale di manutenzione ed è realizzato con solette e pareti in calcestruzzo armato gettato in opera.

La fondazione viene realizzata con platea di spessore 60 cm dotata di cordoli irrigidenti in prossimità dei muri verticali e sul perimetro della stessa; la soletta di copertura viene realizzata con soletta piena di spessore 35 cm dotata di travi a spessore in prossimità dei pilastri della vasca e cordoli irrigidenti in prossimità dei muri verticali e sul perimetro della stessa. Gli elementi verticali vengono realizzati mediante pareti in c.a. di spessore 30 cm e pilastri in sommità dei muri delle vasche per sostenere la soletta e consentire un controllo visivo su tutti i lati della vasca.

L'altezza interna è pari a 4.90 m e l'altezza massima del battente d'acqua è pari a 4.00 m.

La copertura della soletta è dotata di ricoprimento in terra ed erba da prato; mentre sul fondo della vasca viene realizzato un massetto con pendenze del 0.5% e 3% nella parte finale per consentire il deflusso.

5 Analisi dei carichi

I carichi agenti sulla struttura si differenziano in base alla distribuzione spaziale e temporale, oltre che in funzione della destinazione d'uso ai sensi del D.M. 17.01.2018.

Di seguito si riporta la quantificazione dei carichi agenti sulla struttura considerando i seguenti pesi propri:

Calcestruzzo	kN/m ³	25.00
Acqua	kN /m ³	10.00
Terreno riempimento	kN /m ³	20.00

Tabella 3 - Pesi propri

5.1 Carichi permanenti strutturali

Si considerano appartenenti a questa categoria tutti i carichi non rimovibili durante il normale esercizio. In particolare, il peso proprio di ogni elemento strutturale:

$$\text{carico soletta copertura} \quad 25.00 \cdot 0.35 = 8.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{carico muro} \quad 25.00 \cdot 0.30 = 7.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{carico platea fondazione} \quad 25.00 \cdot 0.60 = 15.00 \text{ kN/m}^2$$

5.2 Carichi permanenti non strutturali

Si considerano appartenenti a questa categoria tutti i carichi presenti durante il normale esercizio, ma che possono essere modificati durante la vita dell'opera:

carico terreno copertura	$20.00 \cdot 0.20 = 4.00 \text{ kN/m}^2$
carico massetto pendenza 2%	1.00 kN/m^2
carico acqua	$10.00 \cdot 3.15 = 31.5 \text{ kN/m}^2$

5.3 Carichi variabili

Si considerano appartenenti a questa categoria i carichi legati alla destinazione d'uso delle opere e che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura. In particolare, per l'opera in oggetto si ha:

carico copertura accessibili per sola manutenzione	0.50 kN/m^2
neve	1.37 kN/m^2
vento	/

5.3.1 Sovraccarico copertura

Si considera un carico uniformemente distribuito con riferimento al §3.1.4. delle NTC18 in cui sono riassunti i valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni. In particolare, per una copertura accessibile per sola manutenzione la destinazione d'uso corrisponde alla categoria H, ovvero un carico distribuito pari a 0.50 kN/m^2 .

5.3.2 Neve

Il sito in esame è posto a 347 m s.l.m., rientra nella zona I Alpina, la copertura è piana e non è soggetta a rimozione significativa della neve da parte di vento, terreno e/o altre ostruzioni. Visto il ricoprimento di temperatura e la temperatura interna alla struttura lo scioglimento della neve non viene influenzata. Pertanto, si ottiene un carico al suolo pari a 1.37 kN/m^2 .

Di seguito si riassumono i calcoli:

AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18

1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota $a_s \leq 1500$ m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini $a_s \geq 1500$ m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): 347 [m]

1.2 zona: Zona I - Alpina

Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Termini, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	$q_{sk} = 0,80 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$



Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si fa riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.
Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione si riduce come di seguito specificato:
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $TR \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà $TR \geq 10$ anni.

2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

q_{sk} valore caratteristico della neve al suolo **1.71** [kN/m²]

3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta $C_e=1$. Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

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
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1

3.1.1 Classe di topografia:

Normale

Il coefficiente di esposizione vale:

C_E 1.00

3.2 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 $C_t = 1$.

Il coefficiente topografico vale:

C_t 1.00

3.2 Coefficiente di forma

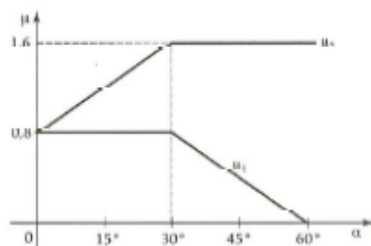
3.2.1 Inclinazione della falda α (1)

0 [deg]

3.2.2 Inclinazione della falda α (2)

0 [deg]

3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



$\mu_1(\alpha_1)$	0.80
$\mu_1(\alpha_2)$	0.80
$\mu_2(\alpha)$	0.80

	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
$\mu_1(\alpha)$	0.80	$0.8(60-\alpha)/30$	0.00
$\mu_2(\alpha)$	$0.8+0.8 \alpha/30$	1.60	0.00

4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

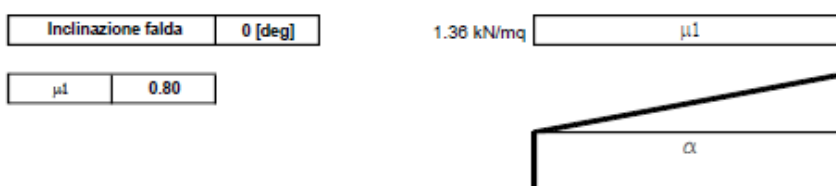
μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)

4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda



5.3.3 Vento

Si omette il calcolo dell'azione in quanto non si considera per le strutture in oggetto.

5.4 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si seguono le prescrizioni del D.M. 17.01.2018 (NTC18) e della Circolare integrato con la circolare 21 gennaio 2019, n.7. L'azione sismica viene descritta attraverso uno spettro di risposta, che assume valori differenti a seconda dello stato limite considerato. La normativa individua 4 stati limite in riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. Nel caso di Stato Limite di Esercizio (SLE):

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quello non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione 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 ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Nel caso di Stato Limite Ultimo (SLU):

- 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 prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Al fine della valutazione delle azioni sismiche è necessario definire il periodo di riferimento V_R funzione della vita nominale della costruzione V_N e della classe d'uso C_U . In particolare:

$$V_R = C_U \cdot V_N$$

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altrimenti serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Nel caso in progetto si adottano i seguenti parametri:

Vita nominale V_N	50 anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso C_U	1.5
Periodo riferimento azione sismica V_R	$50 \times 1.5 = 75$ anni

Per ogni stato limite è associata una probabilità di superamento a cui corrisponde un periodo di ritorno T_R :

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

In funzione dei parametri di cui sopra si definisce per ogni stato limite i parametri di riferimento per calcolare gli spettri elastici di risposta:

a_g Accelerazione orizzontale massima sito

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* Periodo inizio tratto velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale

Per i periodi di ritorno T_R i parametri di riferimento valgono:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.023	2.572	0.180
SLD	75	0.029	2.585	0.200
SLV	712	0.058	2.650	0.289
SLC	1462	0.071	2.689	0.304

Lo spettro elastico in accelerazione orizzontale ha le seguenti espressioni in funzione del periodo proprio di vibrazione della struttura:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T \leq T_D S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T \geq T_D S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Sulla base dei risultati delle indagini geologiche e geotecniche redatte dalla Società d'Ingegneria Tecno Studio S.r.l. si considera una categoria di sottosuolo **B** e una categoria topografica **T2**.

Gli spettri elastici in accelerazione delle componenti orizzontali per ogni stato limite sono riassunti in Figura 1:

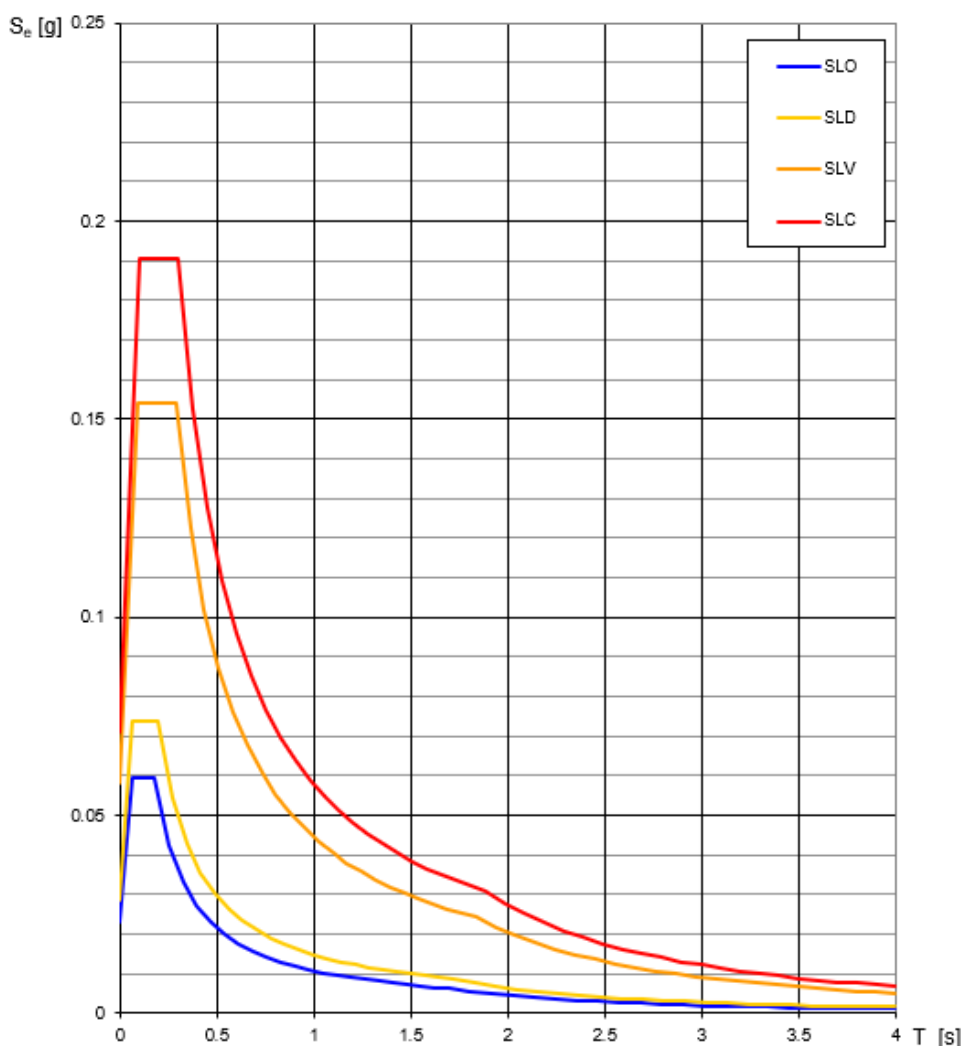


Figura 1 - Spettri di risposta elastica in accelerazione delle componenti orizzontali per ogni stato limite

Considerando la struttura del serbatoio come *non dissipativa* si adotta un fattore di comportamento q_{ND} per calcolare lo spettro di risposta di progetto pari a:

$$1 \leq \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1.5$$

La tipologia strutturale corrisponde a struttura in calcestruzzo armato a pareti accoppiate e $q_{CD"B"} = 3.0 \cdot 1.2 \cdot 1.0 = 3.6$. Poiché la struttura è di tipo pareti in calcestruzzo armato $q_{CD"B"}$ deve essere moltiplicato per il k_w per struttura a pareti pari a:

$$k_w = 0.5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1.5 = 0.43$$

$$q_{CD}^{''B''} = 3.6 \cdot 0.43 = 1.548$$

Pertanto, $q_{ND} = 1.03$.

Per ogni stato limite lo spettro di progetto vale:

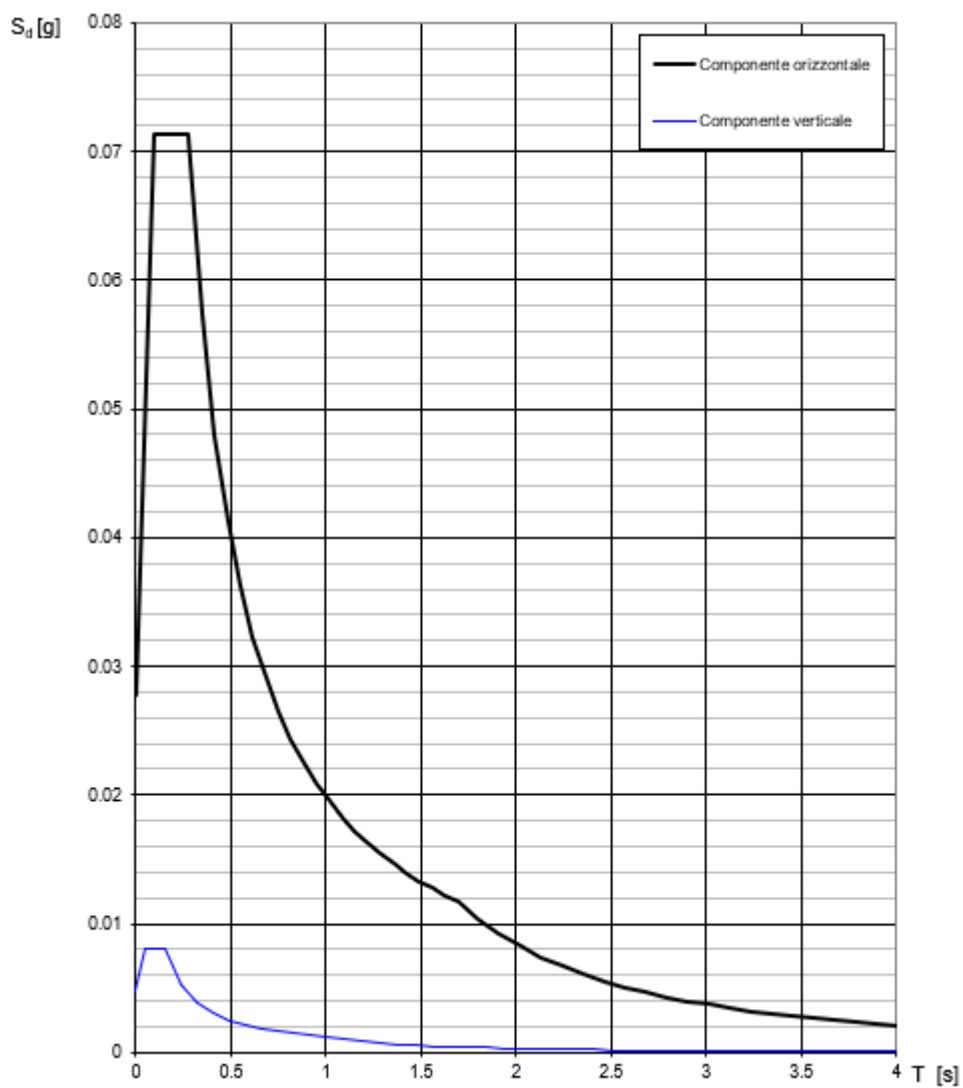


Figura 2 - Spettro di risposta di progetto SLO

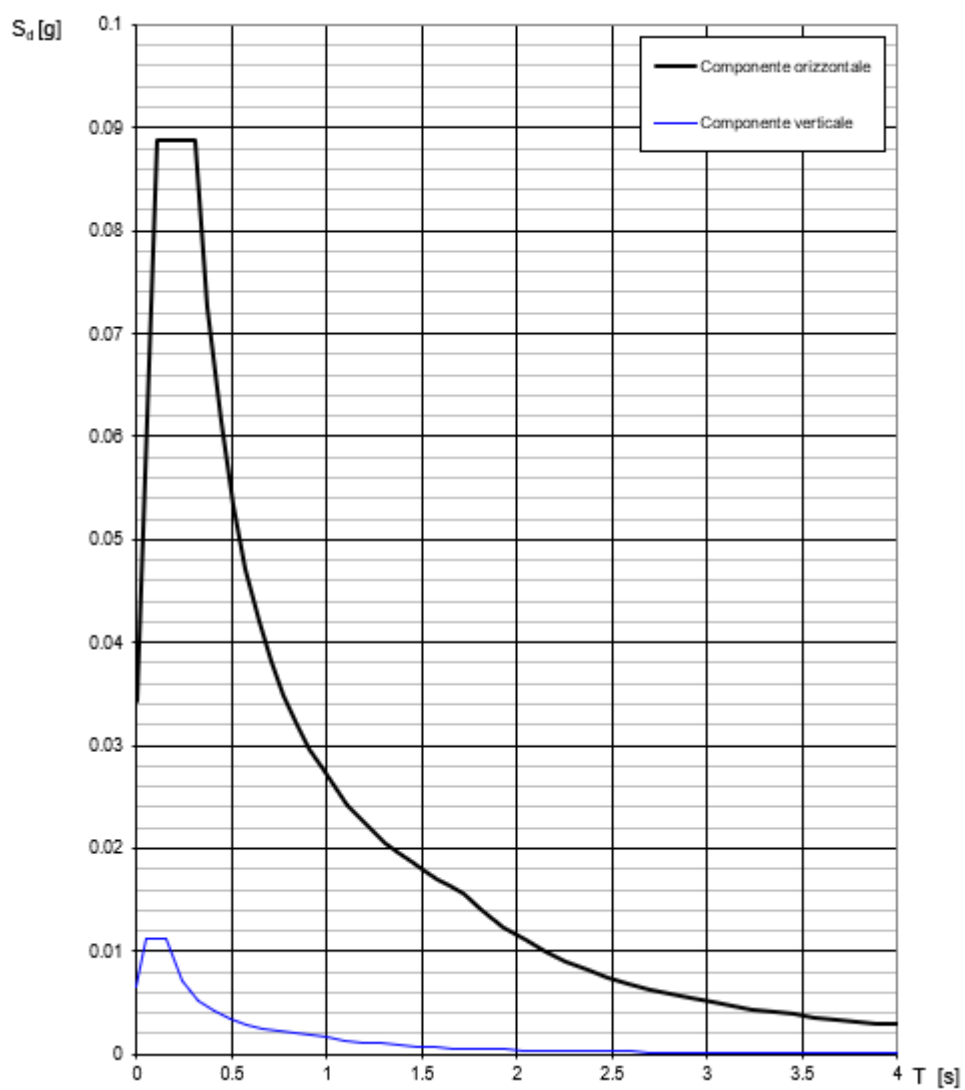


Figura 3 - Spettro di risposta di progetto SLD

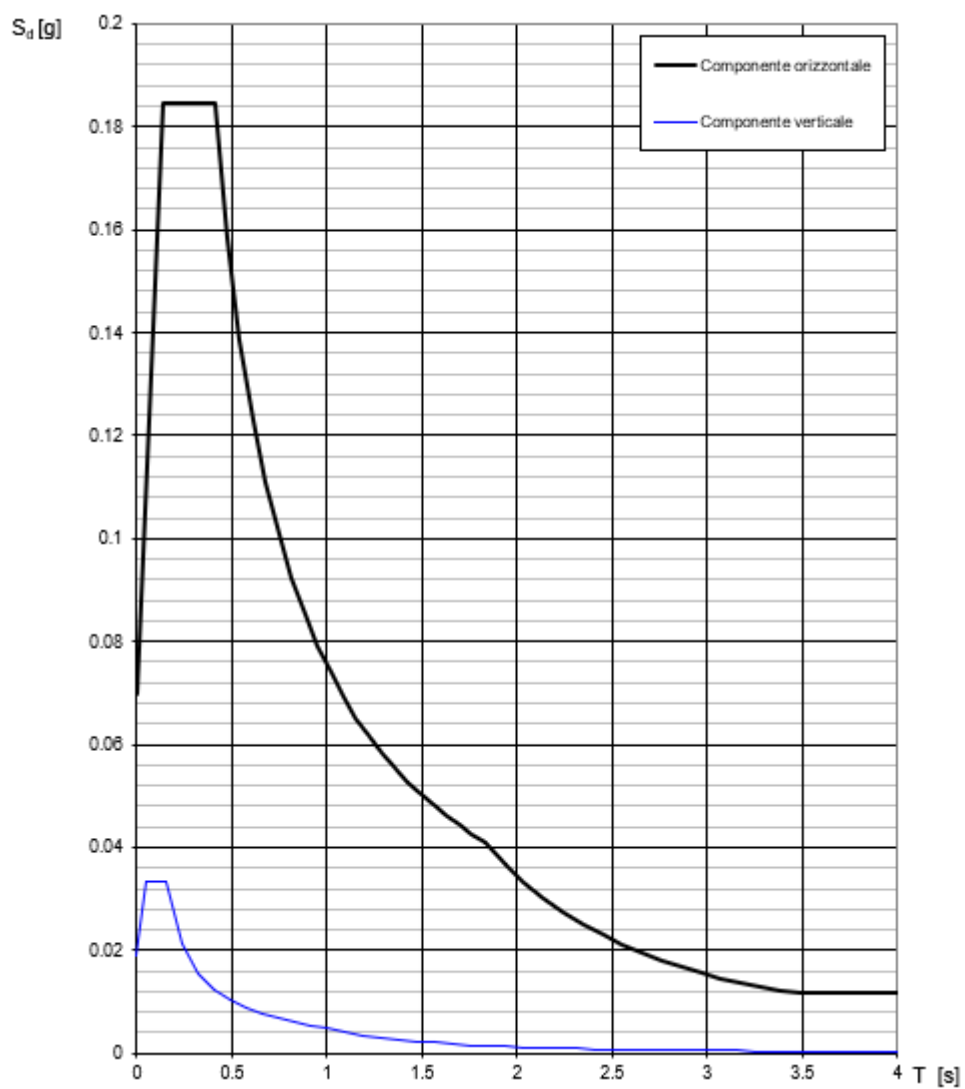


Figura 4 - Spettro di risposta di progetto SLV

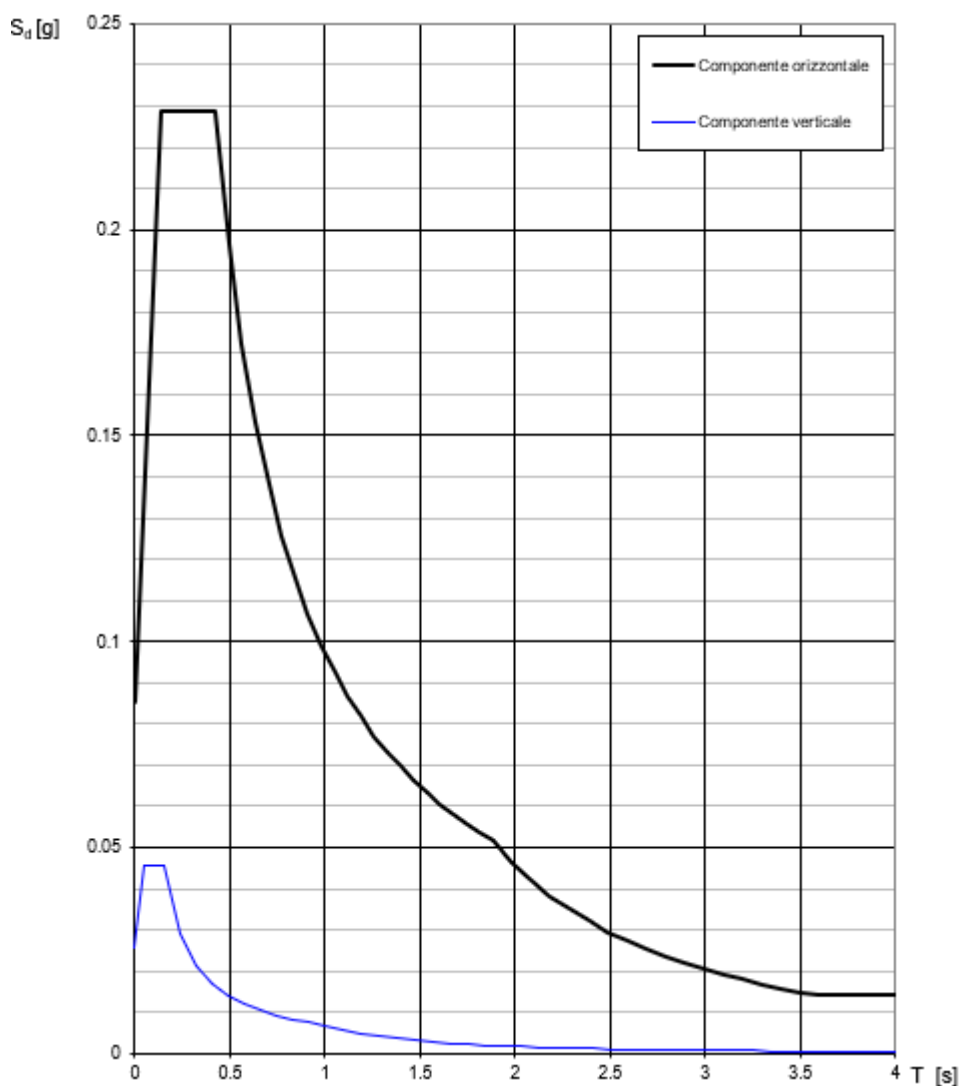


Figura 5 - Spettro di risposta di progetto SLC

5.5 Azione dinamica acqua – effetto sloshing

Durante il sisma per effetto dell'accelerazione laterale $a_g(t)$ la massa liquida contenuta nella vasca tende vicino al fondo a muoversi in modo solidale con il serbatoio, incrementando la massa inerziale della struttura, mentre il pelo libero tende a traslare con moto convettivo. 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.

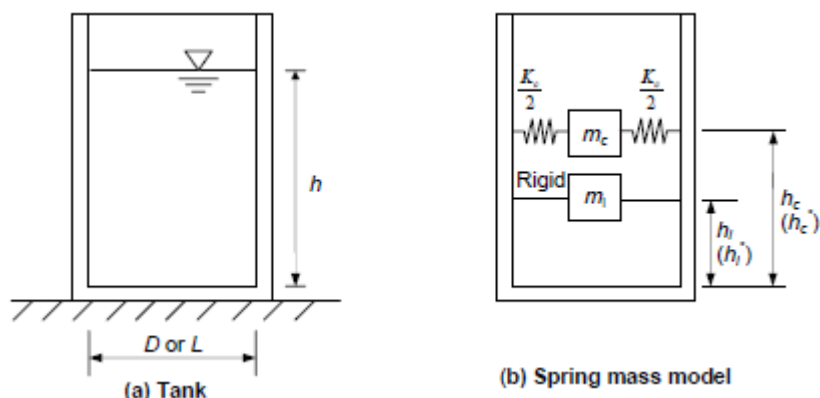


Figura 6 – schematizzazione interazione muro-acqua con modello a molle

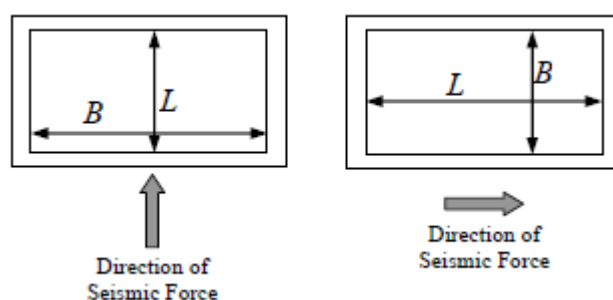


Figura 7 – dimensioni caratteristiche del serbatoio in funzione della direzione del sisma

Pertanto, la spinta è calcolata attraverso due termini: uno impulsivo individuato dal pedice "i", l'altro convettivo individuato dal pedice "c". Per ogni termine deve essere determinata la massa equivalente m_i e m_c , la rigidezza k_c e le altezze h_i e h_c . Tali quantità sono espresse 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.

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

Figura 8 – espressione per i parametri del modello a molle

Definiti i parametri di cui sopra si calcolano per ogni termine la distribuzione equivalente lineare di pressione, che viene applicata alla struttura come forza pseudo-statica.

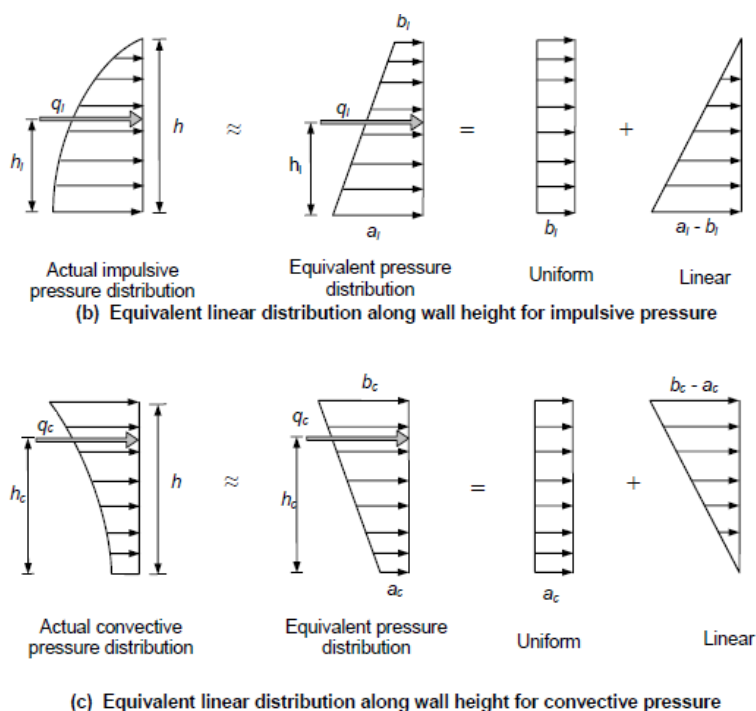


Figura 9 – distribuzione equivalente lineare di pressione per il termine impulsivo e per il termine convettivo

In particolare; per ogni termine il valore di sovrappressione dinamica data dal movimento dell'acqua all'interno della vasca per effetto di un'accelerazione orizzontale vale:

- termine impulsivo: l'azione dipende dall'accelerazione dello spettro allo SLV per tempo pari al periodo impulsivo $T_i = 2\pi \sqrt{\frac{d}{g}}$ dove d è lo spostamento della parete del serbatoio all'altezza \bar{h} pari a

$$\bar{h} = \frac{\frac{m_i}{2} h_i + \bar{m}_w \frac{h}{2}}{\frac{m_i}{2} h_i + \bar{m}_w}$$

dovuto a un carico uniformemente distribuito q pari a

$$q = \frac{\left(\frac{m_i}{2} h_i + \bar{m}_w\right) g}{Bh}$$

Per cui d vale

$$d = \frac{P(\bar{h})^3}{3EI_w} = \frac{q\bar{h}}{3E \frac{t^3}{12}}$$

Con il valore di T_i si determina il valore di $(A_h)_i$ e quindi i valori che definiscono la pressione equivalente del modo impulsivo

$$q = \frac{(A_h)_i m_i g}{2B}$$

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

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

- termine convettivo: l'azione dipende dall'accelerazione dello spettro allo SLV per tempo pari al periodo impulsivo $T_i = C_c \sqrt{\frac{L}{g}}$ dove C_c coefficiente periodo moto convettivo pari a

$$C_c = \frac{2\pi}{\sqrt{3.16 \tanh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}}$$

Con il valore di T_c si determina il valore di $(A_h)_c$ e quindi i valori che definiscono la pressione equivalente del modo convettivo

$$q = \frac{(A_h)_c m_c g}{2B}$$

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

$$b_i = \frac{q_c}{h^2} (6h_c - 2h)$$

I valori così calcolati rappresentano l'effetto della sovraspinta dinamica dell'acqua per effetto di un'accelerazione della massa d'acqua contenuta nella vasca. Tala spinta pseudo-statica deve essere applicata alla struttura e opportunamente combinata nella combinazione sismica.

6 Combinazioni di carico

Ai fini della verifica degli stati limite è necessario definire differenti combinazioni di carico:

Combinazione fondamentale SLU	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
Combinazione caratteristica rara SLE irreversibili	$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
Combinazione frequente SLE 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 SLE 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 strutturali
G_2	Carichi permanenti non strutturali
P	Pretensione e precompressione
Q	Carichi variabili
γ_{G1}	Coefficiente parziale di sicurezza carichi permanenti strutturali
γ_{G2}	Coefficiente parziale di sicurezza carichi permanenti non strutturali
γ_{Qi}	Coefficiente parziale di sicurezza carichi variabili
ψ_{0j}	Coefficiente riduzione azione variabili
ψ_{1j}	Coefficiente riduzione azione variabili

Ψ_{2j} Coefficiente riduzione azione variabili

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

⁽¹⁾ 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.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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 ≤ 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 ≤ 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

Il segno "+" significa "combinato con".

7 Schemi e modelli di calcolo

La struttura viene calcolata mediante l'impiego di un software ad elementi finiti SISMICAD 12 in cui le pareti vengono modellate come elementi SHELL, mentre travi e pilastri come elementi BEAM. Vengono inseriti i carichi statici e pseudo statici, come l'effetto idrodinamico sulle pareti durante il sisma calcolato secondo la procedura indicata nell'Eurocodice 8 UNI ENV 1998-4, mentre l'azione dinamica del sisma viene automaticamente applicata dal software.

Viene condotta un'analisi di tipo lineare dinamica in cui vengono determinati i modi di vibrare e calcolati gli effetti dell'azione sismica considerando tutti i modi con massa partecipante superiore a 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno vengono modellati in modo congruente al reale comportamento strutturale e l'interazione suolo-struttura viene modellata su suolo elastico alla Winkler.

I legami costitutivi per i materiali impiegati sono di tipo lineare e in particolare nel caso di struttura in ca si considera un legame costitutivo parabola rettangolo per il calcestruzzo e un legame costitutivo elastico perfettamente plastico per l'acciaio.

8 Criteri di verifica per soddisfacimento requisiti sicurezza

Come indicato nelle NTC18 il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello semiprobabilistico degli Stati Limite prevedendo due macro-insiemi di verifiche; rispettivamente: Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite d'Esercizio (SLE). I primi verificano la capacità della struttura a non subire crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possono compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera. I secondi verificano la capacità della struttura a non subire danneggiamenti che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto; spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto; a non subire danni per fatica che compromettono la durabilità; spostamenti e deformazioni che compromettono l'efficienza di impianti e elementi non strutturali e infine la capacità a non subire attacchi corrosivi e di degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione che possono compromettere la durabilità.

Nel caso degli SLU la capacità di progetto R_d deve essere maggiore del valore di progetto della domanda E_d funzione dei valori di progetto delle azioni e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

$$R_d \geq E_d$$

Nel caso degli SLE la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato C_d , con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d :

$$C_d \geq E_d$$

Pertanto, la sicurezza viene garantita progettando i vari elementi strutturali in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.