

VASCA DI ACCUMULO A SERVIZIO DELLO SCOLMATORE DI ACQUE REFLUE URBANE SITO ALLA FOCE DELL'ARZILLA - COMUNE DI FANO

PROGETTO DEFINITIVO

INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGN.	CONTR.	APPROV.
RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE					
I PROGETTISTI:		HANNO COLLABORATO:		SCALA:	
Dott. Ing. Denis Cerlini		Dott. Ing. Marina Simonetti		-	
Dott. Ing. Alessandro Balbo		Dott. Ing. Daniele Recalcati		DISEGNO:	
Dott. Ing. Giacomo Galimberti				FVA 2.03	
Dott. Ing. Luca Pezzoli					
Dott. Ing. Marta Mirabella					
Dott. Ing. Gaetano Di Franca					
				Marzo 2018	

INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4.1 QUALITÀ E CARATTERISTICHE	6
4.2 DOSAGGI	7
4.3 SPECIFICHE TECNICHE	8
4.3.1 <i>Elementi in calcestruzzo armato</i>	8
5. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	10
6. AZIONI SULLA COSTRUZIONE	11
6.1 ANALISI DEI CARICHI.....	11
6.1.1 <i>Pesi specifici dei materiali</i>	11
6.1.2 <i>Pesi propri e carichi permanenti</i>	11
6.1.3 <i>Spinta del terreno</i>	13
6.1.4 <i>Spinta idrostatica</i>	13
6.1.5 <i>Spinta dell'acqua interna alla vasca</i>	14
6.1.6 <i>Impianti</i>	14
6.1.7 <i>Carichi variabili</i>	14
6.1.8 <i>Azioni eccezionali</i>	14
6.2 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	15
6.3 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE.....	15
7. MODELLAZIONE E CALCOLO DELLA STRUTTURA.....	16

ALLEGATI:

A.1. VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SOLLEVAMENTO

1. **PREMESSA**

Nel febbraio 2017 è stata affidata all'*R.T.I. Studio Majone Ingegneri Associati – C&P engineering s.r.l. – Majone&Partners s.r.l. – GEO/Tec* l'attività di progettazione preliminare, definitiva ed esecutiva, nonché di Coordinamento per la sicurezza in fase di progettazione, del progetto di *“Realizzazione di una vasca di accumulo a servizio dello scolmatore di acque reflue urbane sito alla foce dell'Arzilla nel Comune di Fano”*. L'incarico riguarda la realizzazione di una vasca di accumulo che raccolga le acque di pioggia che transitano nelle reti miste della zona in sinistra idraulica del Torrente Arzilla in evitando lo sfioro nel corso d'acqua, a monte di una zona balneabile e quindi di particolare sensibilità ambientale.

Le acque raccolte verranno accumulate in una vasca interrata in c.a. e poi inviate alla rete fognaria comunale esistente sulla sponda destra del Torrente Arzilla.

Il progetto preliminare è stato consegnato nel maggio 2017; nel giugno 2017 sono stati revisionati alcuni elaborati a seguito di osservazioni del Committente.

Il presente documento costituisce la Relazione sismica e sulle strutture.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il documento è stato redatto nel rispetto della normativa vigente e, in particolare:

- Legge n. 1086 del 05/11/1971, *“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*;
- Legge n. 64 del 02/02/1974, *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*;
- D.M. 14/01/2008, *“Norme Tecniche per le Costruzioni”*;
- Circ. Min. n. 617 del 02/02/2009, *“Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”*;
- UNI EN 206, *“Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”*;
- UNI 11104, *“Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”*.

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La struttura della vasca di accumulo in progetto sarà completamente interrata (ad una profondità di 0,9÷1,2 m circa dal p.c.) e sarà costituita dalla vasca vera e propria, di dimensioni interne pari a 60,00×13,25 m ed altezza interna variabile da 3,10 m a 3,80 m, e da un impianto di sollevamento realizzato in adiacenza ad essa (denominato S1), di dimensioni interne pari a 2,30×4,00 m ed altezza interna pari a 3,25 m.

Le pareti esterne e quella di separazione tra la vasca ed il sollevamento S1 sono in c.a. di spessore pari a 40 cm, mentre quelle interne sono in c.a. di spessore 20 o 25 cm. La vasca è inoltre suddivisa in due settori, della larghezza di 6,5 m ciascuno, da un setto centrale in c.a. di spessore 25 cm, che presenta tre luci a stramazzo di dimensioni 5,00×1,80 m per il collegamento idraulico.

Le fondazioni sono costituite da platee di spessore pari a 50 cm, di dimensioni in pianta rispettivamente pari a 60,80×14,05 m e 3,40×7,30 m per la vasca e per il sollevamento S1. La platea della vasca presenta una zona più approfondita di 70 cm in corrispondenza dell'impianto di sollevamento interno, denominato S2 ed adibito allo svuotamento della vasca stessa.

La copertura della vasca, che come detto si trova ad una profondità di 0,9÷1,2 m circa dal p.c., è costituita da una soletta di spessore costante pari a 40 cm e dimensioni in pianta pari a 60,80×14,05 m. In corrispondenza del sollevamento S2, presenta un'apertura di dimensioni 1,75×3,50 m, mentre dalla parte opposta, in corrispondenza del sistema di lavaggio, presenta due aperture di dimensioni 1,00×2,00 m. Al di sopra del sollevamento S2 è previsto un torrino realizzato con pareti in c.a. dello spessore di 25 cm e chiuso in sommità da una soletta, anch'essa in c.a., di spessore 25 cm ed affiorante in superficie. Anche sopra la zona del lavaggio è presente un torrino affiorante in superficie realizzato con pareti in c.a. dello spessore di 25 cm, ma la relativa copertura è prevista con elementi modulari in acciaio.

La copertura del sollevamento S1, anch'essa affiorante in superficie, è costituita da una soletta in c.a. di spessore costante pari a 25 cm (ad eccezione della zona

al di sopra della camera di manovra, che sarà chiusa con elementi modulari in acciaio), che formerà un piano unico con la copertura del torrino in corrispondenza del sollevamento S2, anch'essa in c.a. dello spessore di 25 cm.

Per quanto riguarda la possibile presenza di acqua di falda fino alla quota del p.c., durante le fasi di esecuzione dei lavori saranno adottati opportuni sistemi di aggottamento della falda (es. wellpoint) oltreché adeguate opere di sostegno dei fronti di scavo, visto l'interessamento di terreni dalla scarsa resistenza a taglio e sotto falda.

In proposito, data la vicinanza dell'opera con alcuni edifici, prima della messa in funzione di tali sistemi, si suggerisce l'installazione di piezometri nel relativo raggio di influenza, per consentire il monitoraggio del cono di depressione causato dall'abbattimento della falda, al fine di limitare l'incremento delle tensioni efficaci al di sotto degli edifici e, quindi, eventuali possibili cedimenti differenziali.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 Qualità e caratteristiche

- **Leganti.** Leganti idraulici definiti come cementi dalle disposizioni vigenti in materia.
- **Inerti.** Gli inerti, naturali o di frantumazione, devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato od alla conservazione delle armature. La ghiaia o il pietrisco devono avere dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature. I granuli degli inerti leggeri devono avere nel caso di argilla espansa: superficie a struttura prevalentemente chiusa, con esclusione di frazioni granulometriche ottenute per frantumazione successiva alla cottura nel caso di scisti espansi; struttura non sfaldabile con esclusione di elementi frantumati come sopra indicato.
- **Acqua.** L'acqua per gli impasti deve essere limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non aggressiva.
- **Armatura.** Non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne riducano la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.
- **Impasti.** La distribuzione granulometrica degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto, devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto, ed al procedimento di posa in opera del conglomerato. Il quantitativo d'acqua deve essere il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti. Partendo dagli elementi già fissati il rapporto acqua-cemento, e quindi il dosaggio del cemento, dovrà essere scelto in relazione alla resistenza richiesta per il conglomerato. L'impiego degli additivi dovrà essere subordinato all'accertamento dell'assenza di ogni pericolo di aggressività. L'impasto deve essere fatto con mezzi idonei ed il dosaggio dei componenti eseguito con

modalità atte a garantire la costanza del proporzionamento previsto in sede di progetto.

- **Profilati laminati.** Non si devono porre in opera profilati ossidati, corrosi, recanti difetti che riducano la resistenza. L'acciaio laminato sarà ottenuto mediante processo di laminazione a caldo in profilati, barre, lamiere e profili cavi del tipo indicato in progetto.
- **Bulloni.** Non si devono porre in opera bulloni ossidati, corrosi, recanti difetti che riducano la resistenza. La lunghezza del tratto non filettato del gambo del bullone deve essere in generale maggiore di quella delle parti da serrare e si deve far sempre uso di rondelle. In presenza di vibrazioni od inversioni di sforzo si devono impiegare controdadi oppure rondelle elastiche, tali da impedire l'allentamento del dado. I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni fino a 20 mm di diametro, e di 1,5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm, quando è ammissibile un assestamento sotto carico del giunto. La maggiorazione sarà invece rispettivamente pari a 0,3 mm e 0,5 mm quando tale assestamento non è ammesso ("accoppiamenti di precisione"). I bulloni ed i dadi apparterranno rispettivamente alle classi indicate in progetto a seconda del tipo di collegamento.
- **Saldature.** L'aspetto delle saldature dovrà essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disallineamenti, specie nei casi di sollecitazione a fatica. Tutte le saldature dovranno essere eseguite da ditte qualificate ai sensi del §11.3.4.5 del D.M. 14/01/2008.

4.2 Dosaggi

Le caratteristiche, le qualità ed i dosaggi dei materiali che verranno impiegati nella costruzione sono i seguenti:

- il **calcestruzzo** per le opere strutturali sarà del tipo a prestazione garantita, secondo le caratteristiche indicate nel seguito. La lavorabilità potrà essere migliorata solo mediante additivo fluidificante e su espressa autorizzazione della D.LL.

4.3 Specifiche tecniche

4.3.1 Elementi in calcestruzzo armato

- Calcestruzzo

Posizione:	Tutte le strutture
Classe di esposizione:	XC4+XS3+XA3 (*) (UNI 11104)
Classe di resistenza:	C35/45
Classe di consistenza:	S4 (S5 per solette piane)
D _{max} inerti:	32 mm
Copriferro:	55 mm (50 mm per elementi bidimensionali)

Tensioni caratteristiche e di progetto:

$$f_{ck} = 350 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 198 \quad \text{"}$$

$$E_c = 340771 \quad \text{"}$$

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\epsilon_{c0} = 0,20\%$$

(*) Secondo la norma UNI 11104, "contenitori e vasche per acque reflue" ricadono in classe di esposizione XA1. Tuttavia, non essendo nota l'esatta composizione chimica dei liquami che si troveranno a contatto con il calcestruzzo e non potendo di conseguenza identificare con precisione la classe di esposizione XA ("attacco chimico") di appartenenza ai sensi della norma UNI EN 206, viene prescritto l'impiego di un calcestruzzo idoneo per la classe XA3 ("ambiente chimico fortemente aggressivo"), per la quale è richiesto l'impiego di un cemento resistente ai solfati. Tale scelta, infatti, non comporta eccessivi aggravii di spesa, in quanto, ad eccezione del citato impiego di cemento resistente ai solfati, le altre caratteristiche richieste per la classe XA3 (ad es. classe di resistenza, rapporto a/c, contenuto di cemento) sono le medesime di quelle indicate per la classe XS3. Ad ogni modo, al fine

di garantire la perfetta durabilità delle parti di struttura che si troveranno più frequentemente a contatto con acque nere poco diluite, sulle superfici interne delle stesse verrà applicato un apposito rivestimento protettivo conforme alla norma UNI EN 1504-2, "Sistemi di protezione della superficie di calcestruzzo", certificato in particolare per garantire la resistenza all'attacco chimico severo.

- Acciaio per barre di armatura

Tipo: B450C

Tensioni caratteristiche e di progetto:

$$f_{tk} = 5400 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4500 \quad \text{"}$$

$$f_{yd} = 3913 \quad \text{"}$$

$$E_s = 2100000 \quad \text{"}$$

$$\varepsilon_{yu} = 1,00\%$$

5. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Trattandosi di “costruzioni con contenuti pericolosi per l'ambiente”, in base al §2.4 del D.M. 14 gennaio 2008, per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del §3.2.3 del medesimo decreto, verranno utilizzati i seguenti parametri:

- Vita nominale: $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso: **classe III** → Coefficiente d'uso: $C_U = 1,5$
- Periodo di riferimento: $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni

Tali valori saranno utilizzati da apposita procedura informatizzata all'interno del software di calcolo strutturale, che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, fornirà i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo.

6. AZIONI SULLA COSTRUZIONE

6.1 Analisi dei carichi

6.1.1 Pesi specifici dei materiali

Dalla tabella 3.1.I del D.M. 14 gennaio 2008:

- calcestruzzo ordinario: 2400 daN/m³
- calcestruzzo armato: 2500 daN/m³
- calcestruzzo leggero: 1400÷2000 daN/m³
- malta di cemento: 2100 daN/m²
- acciaio: 7850 daN/m³

6.1.2 Pesi propri e carichi permanenti

- Peso proprio e carichi permanenti della **platea della vasca**, per m² di superficie:

– getto di completamento in cls. ($s_{m,i}=\{0;20,5;22,5;37,5;40;60\}$ cm) (*):

$$2500 \times s_{m,i} = \{0;512,5;562,5;937,5;1000;1500\} \text{ daN/m}^2$$

– soletta in c.a. (s=50 cm): $2500 \times 0,50 = 1250 \text{ daN/m}^2$

$$\text{totale p.p. + c.p.} = \{1250;1762,5;1812,5;2187,5;2250;2750\} \text{ daN/m}^2$$

(*) Dove previsto; inoltre, trattandosi di “carico permanente non strutturale compiutamente definito”, ai sensi della nota 1 della tabella 2.6.I del D.M. 14 gennaio 2008, per lo stesso si adottano i medesimi coefficienti di sicurezza validi per le azioni permanenti.

- Peso proprio e carichi permanenti della **platea del sollevamento**, per m² di superficie:

– getto di completamento in cls. ($s_{m,i}=\{0;15;40;65\}$ cm) (*):

$$2500 \times s_{m,i} = \{0;375;1000;1625\} \text{ daN/m}^2$$

– soletta in c.a. (s=50 cm): $2500 \times 0,50 = 1250 \text{ daN/m}^2$

$$\text{totale p.p. + c.p.} = \{1250;1625;2250;2875\} \text{ daN/m}^2$$

(*) Dove previsto; inoltre, trattandosi di “carico permanente non strutturale compiutamente definito”, ai sensi della nota 1 della tabella 2.6.I del D.M. 14 gennaio 2008, per lo stesso si adottano i medesimi coefficienti di sicurezza validi per le azioni permanenti.

- Peso proprio e carichi permanenti della **soletta della camera di manovra**, per m² di superficie:

– massetto pendenze (s _m =5 cm):	2000 × 0,05 = 100 daN/m ²
– impianti:	100 daN/m ²
– varie e arrotondamento:	50 daN/m ²
	totale c.p. = 250 daN/m ²
– soletta in c.a. (s=25 cm):	2500 × 0,25 = 625 daN/m ²
	totale p.p. + c.p. = 875 daN/m ²

- Peso proprio e carichi permanenti della **copertura**, per m² di superficie:

– terreno di riempimento (s _{m,i} ={95;105;115} cm):	2000 × s _{m,i} = {1900;2100;2300} daN/m ²
	totale c.p. = {1900;2100;2300} daN/m ²
– soletta in c.a. (s=50 cm):	2500 × 0,50 = 1250 daN/m ²
	totale p.p. + c.p. = {3150;3350;3550} daN/m ²

- Peso proprio e carichi permanenti della **copertura dei torrini**, per m² di superficie:

– apparecchiature sistema di lavaggio (*):	~ 200 daN/m ²
– coperchi e chiusini (*):	75 daN/m ²
– varie e arrotondamento:	25 daN/m ²
	totale c.p. = {100;300} daN/m ²
– soletta in c.a. (s=25 cm) (*):	2500 × 0,25 = 625 daN/m ²
	totale p.p. + c.p. = {100;300;725} daN/m ²

(*) Dove previsti.

- Peso proprio del **setto di suddivisione interno**, per m² di superficie:

– parete in c.a. (s=25 cm):	2500 × 3,10 × 0,25 = 1937,5 daN/m
	totale p.p. = 1937,5 daN/m

6.1.3 Spinta del terreno

La spinta del terreno sulle pareti in condizioni statiche viene calcolata in condizioni di spinta a riposo e, secondo quanto riportato nella relazione geologica (possibili risalite della falda a p.c.), in termini di tensioni efficaci:

$$s_{t,g2} = k_0 \times \gamma' \times h,$$

dove:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi' = 0,66 \text{ (con } \varphi' = 20^\circ\text{);}$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 1900 - 1000 = 900 \text{ daN/m}^3;$$

h = altezza della parete.

Si considera, inoltre, un carico variabile agente in superficie pari a 250 daN/m², cui corrisponde una pressione uniforme sulle pareti secondo la seguente relazione:

$$s_{t,q} = k_0 \times q,$$

dove:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi' = 0,66 \text{ (con } \varphi' = 20^\circ\text{);}$$

q = carico variabile agente in superficie;

da cui:

$$s_{t,q} = 0,66 \times 250 \text{ daN/m}^2 = 165 \text{ daN/m}^2.$$

Infine, la spinta del terreno sulle pareti in condizioni sismiche viene calcolata in automatico dal software sulla base delle caratteristiche del terreno e dei parametri sismici del sito.

6.1.4 Spinta idrostatica

La spinta idrostatica è stata valutata come indicato di seguito, considerando, come detto in precedenza, il livello della falda a p.c.:

$$s_w = \gamma_w \times h,$$

dove:

$$\gamma_w = 1000 \text{ daN/m}^3;$$

h = altezza della parete.

6.1.5 Spinta dell'acqua interna alla vasca

La spinta sulle pareti dell'acqua contenuta nella vasca è stata valutata come indicato di seguito:

$$S_{H_2O} = \gamma_w \times Z,$$

dove:

$$\gamma_w = 1000 \text{ daN/m}^3;$$

z = altezza dell'acqua rispetto al fondo della vasca.

6.1.6 Impianti

Sono stati inoltre considerati i seguenti carichi concentrati:

- pompe sollevamento S1 (cadauna): ~ 300 daN
- pompe sollevamento S2 (cadauna): ~ 150 daN

6.1.7 Carichi variabili

Dalla tabella 3.1.II del D.M. 14 gennaio 2008:

- parcheggi per automezzi fino a 30 kN: 250 daN/m²
- locali accessibili per sola manutenzione: (*) 100 daN/m²
- neve ($a_s \leq 1000$ m.s.l.m.): (**) 120 daN/m²

(*) Maggiorato rispetto alla tabella 3.1.II del D.M. 14 gennaio 2008.

(**) Si veda il §6.3 della presente relazione.

6.1.8 Azioni eccezionali

Per quanto riguarda un'azione eccezionale quale un'eventuale esondazione del torrente Arzilla, questa viene presa in considerazione, ai sensi del §2.5.3 del D.M.

14 gennaio 2008, mediante la combinazione di carico eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + A_d + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}$$

6.2 Determinazione dell'azione sismica

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del §3.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- vita nominale: $V_N = 50$ anni
- classe d'uso: **classe III** → coefficiente d'uso: $C_U = 1,5$
- periodo di riferimento: $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni
- categoria del suolo: **tipo C**
- categoria topografica: **T1** → coefficiente topografico: $S_T = 1,0$
- latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione: **43,85324°N, 13,00676°E**

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata all'interno del programma di calcolo, che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, fornisce gli spettri di progetto ed i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale, riportati nei tabulati di calcolo.

6.3 Determinazione dell'azione della neve

Il valore caratteristico della neve al suolo viene determinato in funzione dell'altitudine del sito, che risulta essere di circa 2 m.s.l.m.

Presi unitari il coefficiente termico e di esposizione, essendo il coefficiente di forma pari a 0,8, l'azione della neve da normativa è pari a:

$$q_s = 0,8 \times 150 = 120 \text{ daN/m}^2.$$

7. MODELLAZIONE E CALCOLO DELLA STRUTTURA

Le azioni di cui al capitolo precedente sono state opportunamente combinate tra loro secondo quanto riportato al §2.5.3, al §6 ed al §7.11.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008, ottenendo le azioni di progetto per le varie combinazioni di carico.

Le verifiche sono state eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo le metodologie indicate nel citato decreto e nella circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009, per un tempo di ritorno coerente con il periodo di riferimento della struttura.

L'analisi della struttura è stata effettuata con codice di calcolo agli elementi finiti per strutture spaziali (software S.T.S. CDS Win 2014).

È stata eseguita un'analisi dinamica lineare.

I tabulati di calcolo ed i relativi risultati sono riportati nell'elaborato *FVA 3.04 "Calcoli esecutivi delle strutture"*.

ALLEGATO 1:
Verifica allo stato limite di sollevamento

A.1. VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SOLLEVAMENTO

In base al §6.2.3.2 del D.M. 14 gennaio 2008, per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d,$$

dove:

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}.$$

Inoltre, come suggerito nella nota 1 della tabella 6.2.III del suddetto decreto, *“nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti”*.

Per quanto riguarda un'azione eccezionale quale un'eventuale esondazione del torrente Arzilla, questa viene presa in considerazione, ai sensi del §2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008, mediante la combinazione di carico eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + A_d + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}.$$

Pertanto, un eccezionale innalzamento del livello della falda al di sopra del p.c. non peggiorerebbe le condizioni di verifica, in quanto, anche nel caso più sfavorevole, cioè ipotizzando che la struttura rimanga completamente asciutta all'interno (fatto assai improbabile), l'incremento della sottospinta idraulica verrebbe automaticamente compensato dal peso della colonna d'acqua gravante sulla copertura.

Per quanto riguarda le azioni instabilizzanti, considerando anche quanto riportato nella relazione geologica (possibili risalite della falda a p.c.), si ha che la sottospinta idraulica vale:

$$\begin{aligned} V_{inst,d} = G_{inst,d} &= \gamma_{G1} \times ((1000 \times 5,60) \times (5,80 \times 7,30) + (1000 \times ((5,20 + 4,90) / \\ &2)) \times (60,80 \times 14,05 - 5,80 \times 7,30) + (1000 \times 4,15) \times (3,40 \times 7,30)) = 1,1 \times \\ &(237104 + 4100095 + 103003) = 1,1 \times 4440202 = 4884222,2 \text{ daN} = 48842,2 \\ &\text{kN.} \end{aligned}$$

Con riferimento alle azioni stabilizzanti, invece, si ha:

$$G_{\text{platea vasca}} = 2500 \times (((5,80 \times 7,30) + (60,80 \times 14,05 - 5,80 \times 7,30) + (5,00 \times 0,70 \times 2 + 7,30 \times 0,70 \times 2)) \times 0,50) = 2500 \times (21,17 + 405,95 + 8,61) = 1089325 \text{ daN} = 10893,3 \text{ kN};$$

$$G_{\text{platea S1}} = 2500 \times (3,40 \times 7,30 \times 0,50) = 31025 \text{ daN} = 310,3 \text{ kN};$$

$$G_{\text{pareti vasca}} = 2500 \times ((60,00 \times 2 + 14,05 \times 2 - (\pi \times 0,5^2 / 4 \times 2)) \times 3,50 \times 0,40) = 2500 \times 206,79 = 516975 \text{ daN} = 51697,5 \text{ kN};$$

$$G_{\text{pareti S1}} = 2500 \times ((3,00 \times 2 + 7,30) \times 2,75 \times 0,40 + (3,00 \times 2) \times 2,75 \times 0,25) = 2500 \times (14,63 + 4,125) = 46887,5 \text{ daN} = 468,9 \text{ kN};$$

$$G_{\text{pareti torrini}} = 2500 \times (((3,00 \times 4 + 7,30 \times 2) \times 0,40 + (1,75 \times 2 + 3,20) \times 0,25) \times 1,00 + ((1,80 \times 2 + 5,90) \times 0,25 + 5,90 \times 0,40) \times 1,30) = 2500 \times (12,315 + 6,156) = 46177,5 \text{ daN} = 461,8 \text{ kN};$$

$$G_{\text{copertura vasca}} = 2500 \times ((60,00 \times 13,25 - 1,00 \times 2,00 \times 2 - 1,50 \times 2,70 - (\pi \times 0,6^2 / 4 \times 5)) \times 0,40) = 2500 \times 314,215 = 785537,5 \text{ daN} = 7855,4 \text{ kN};$$

$$G_{\text{copertura torrini}} = 2500 \times (((1,50 \times 2,70 - 0,80 \times 0,70 \times 3) + (3,00 \times 1,75 - 0,70 \times 0,80 - (\pi \times 0,6^2 / 4))) + (3,00 \times 2,50 - 0,70 \times 1,10 \times 2 - (\pi \times 0,6^2 / 4))) \times 0,25) = 2500 \times (0,593 + 1,102 + 1,419) = 7785 \text{ daN} = 77,9 \text{ kN}^{(*)};$$

$$G_{\text{setto interno}} = 2500 \times ((60,00 \times 3,10 - 3,05 \times 1,80 \times 3 - 2,20 \times 1,80 \times 3) \times 0,25) = 2500 \times 39,413 = 98532,5 \text{ daN} = 985,3 \text{ kN};$$

$$G_{\text{getti completamento vasca}} = 2000 \times (3,00 \times 6,50 \times ((0,34 + 0,39) / 2) + 53,10 \times 6,50 \times ((0,14 + 0,68) / 2) + 59,00 \times 6,50 \times ((0,10 + 0,70) / 2)) = 2000 \times (7,118 + 141,512 + 153,4) = 604060 \text{ daN} = 6040,6 \text{ kN};$$

$$G_{\text{getti completamento S1}} = 2000 \times ((3,00 \times 1,75 \times 0,15 + 3,00 \times ((0,80 + 0,50) / 2) \times 0,50) + 2,00 \times 0,60 \times 0,40) = 2000 \times (1,763 + 0,48) = 4486 \text{ daN} = 44,9 \text{ kN};$$

$$G_{\text{riempimento copertura}} = 1700 \times (60,80 \times 14,05 \times ((1,20 + 0,90) / 2) - 2,45 \times 5,90 \times 1,20 - 2,00 \times 3,20 \times 0,90) = 1700 \times (896,952 - 17,346 - 5,76) = 1485538,2 \text{ daN} = 14855,4 \text{ kN}.$$

(*) A favore di sicurezza, si trascura il peso dei chiusini.

Pertanto, trascurando a favore di sicurezza le resistenze R_d , si ha:

$$G_{\text{stb,d}} = \gamma_{G1} \times \sum_i G_i = 0,9 \times 93691,3 = 84322,1 \text{ kN}.$$

Di conseguenza, la verifica è ampiamente soddisfatta.