



Risorse liberate nell'ambito POR 2000/2006  
MISURA 1.1. - fondo FESR

Codice CUP: E73D13001190006

**COMPLETAMENTO ED ESTENDIMENTO  
DELLA RETE IDRICA E FOGNARIA A SERVIZIO DEL CENTRO ABITATO E  
DELL'AREA URBANA DI PORTO CESAREO E LOCALITA' LA STREA (LE)**

**PROGETTO ESECUTIVO**

Il Responsabile del Procedimento  
*ing. Marta BARILE*



Progettista della rete idrica:  
*ing. Antonio GAI*

**Direzione Operativa**  
Reti/Distribuzione e Fognatura, Impianti (MAT)  
Area Ingegneria

Progettista delle opere elettriche  
ed elettromeccaniche:  
*ing. M. Alessandro SALIOLA*

Il Responsabile Area  
*ing. Emilio TARQUINIO*

Progettista delle opere in c.a.:  
*ing. Tommaso PI LERNIA*

Responsabile del Progetto  
e Progettista della rete fognaria:  
*ing. Leonardo DELLA LICIA*

Coordinatore della Sicurezza in  
Fase di Progettazione:  
*p.i. Luigi DEL POPOLO*

Elaborato:

**ED.01.05.1**

**CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE GENERALE**

Prot. N°: 12/12/2013 - 131282	Data: giugno 2014	Nome file:
Cod. Progetto: P9110	Cod. SAP: 220000000641	Scala:

0		Emesso per progetto ESECUTIVO	/	/	/
rev.	data	descrizione	dis.	contr.	appr.

Acquedotto Pugliese S.p.A. - 70123 Bari - Via Vittorio Emanuele Orlando, n.c. - Tel. 080.5723858/3940 - Fax 080.5723628



## INDICE

<b>1</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO</b> .....	<b>11</b>
<b>5</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO</b> .....	<b>13</b>
	5.1 Caratterizzazione geologica.....	13
	5.2 Indagini geognostiche eseguite.....	17
	5.3 Modellazione geotecnica.....	21
	5.4 Modellazione del suolo nel calcolo delle strutture.....	22
<b>6</b>	<b>REALIZZAZIONE IN FALDA DEL MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO FOGNARIO</b> ....	<b>26</b>
<b>7</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>30</b>
	7.1 Carichi permanenti strutturali $G_1$ .....	30
	7.2 Carichi permanenti non strutturali portati $G_2$ .....	32
	7.3 Carichi variabili $Q_i$ .....	33
	7.4 Azioni sismiche E.....	38
<b>8</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE</b> .....	<b>58</b>
	8.1 Verifica all'autoaffondamento del cassone e al sollevamento del manufatto.....	60
<b>9</b>	<b>DESCRIZIONE SOFTWARE DI CALCOLO E HARDWARE UTILIZZATI</b> .....	<b>64</b>
	9.1 Descrizione del software: SISMICAD (versione 12.4).....	64
	9.2 Descrizione dell'hardware .....	72

## **1 GENERALITA'**

La presente relazione contiene essenzialmente i criteri e i dati generali utilizzati per sviluppare i calcoli esecutivi del manufatto di sollevamento fognario in c.a. gettato in opera previsto nel Progetto Esecutivo per il "Completamento ed estensione della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)".

L'elaborato è stato redatto ai sensi del D.P.R. n. 207/2010, per cui i calcoli di dimensionamento e verifica delle strutture previste in progetto sono stati sviluppati ad un livello di definizione tale da rendere le opere perfettamente cantierizzabili e consentire la definizione e il dimensionamento delle stesse in ogni loro aspetto generale e particolare, in modo da escludere la necessità di variazioni in corso di esecuzione.

Negli elaborati grafici strutturali di progetto sono state particolareggiate tutte le armature dei manufatti (comprese quelle integrative di rinforzo atte a risolvere problematiche localizzate, come ad esempio le armature in corrispondenza di fori o di particolari picchi di tensione e sollecitazione, ecc.) e sono stati anche indicati esattamente gli ingombri, i passaggi e gli attraversamenti in modo da ottimizzare le fasi di realizzazione.

Sulla base di quanto previsto nel DM del 14/01/2008 e nelle deliberazioni di Giunta Regionale n.153/04 e n.1214/11 della Regione Puglia, per il manufatto previsto in progetto si è individuata la classe d'uso III a cui è associato un coefficiente  $C_U$  pari a 1,5 e una vita nominale  $V_N$  di 100 anni; il periodo di riferimento per le azioni sismiche  $V_R$  risulta essere quindi uguale a:

$$V_R = V_N \times C_U = 150 \text{ anni.}$$

## **2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La progettazione strutturale condotta è conforme alle norme attualmente in vigore:

- Legge 05/11/1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14/02/1974, n. 11951 – Applicazione della L. 05/11/1971, n. 1086;
- Legge 02/02/1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 14/01/2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. Min. II. TT. 02/02/2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle «nuove norme

tecniche per le costruzioni»;

- Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1990:2006

- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

- Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali

- Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte

### **3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Affinché le opere in progetto possano conservarsi integre durante la loro vita utile e possano preservare nel tempo la loro funzionalità, è indispensabile che in fase progettuale vengano scelti i materiali con le caratteristiche più idonee a perseguire tale scopo.

Nel presente progetto si è previsto l'impiego di conglomerato cementizio a resistenza confezionato secondo le norme susseguenti la legge 5 novembre 1971 n. 1086 tale da corrispondere alla classe di resistenza richiesta (calcestruzzi a prestazione garantita).

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato, esposte all'azione dell'ambiente d'uso, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004 nonché al Disciplinare Tecnico delle opere in cemento armato allegato al progetto; per tutte le caratteristiche dei materiali e le indicazioni di posa in opera non riportate e dettagliate in relazione, e/o per maggiori approfondimenti, si rimanda pertanto ai suddetti documenti.

Per le opere di progetto è stata individuata una precisa classe di esposizione ambientale che determina anche la tipologia di condizioni ambientali in cui si prevede che ciascun manufatto si ritroverà nella sua vita utile e che il DM2008 classifica nel modo seguente:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Per ciascuna di tali condizioni ambientali, e a seconda del tipo di armatura, la norma distingue i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione riassunti come segue

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Per assicurare la durabilità delle opere, sarà necessario anche prevedere un adeguato spessore della parte corticale delle strutture (copriferro) deputata alla protezione delle armature impedendo la permeabilità all'aria ed all'acqua.

Infatti, un copriferro di ridotto spessore, comporta la formazione di uno stato di incipiente ossidazione dei ferri che, accompagnato da un significativo aumento di volume dell'armatura, determina prima la fessurazione e dopo l'espulsione del copriferro stesso con conseguente esposizione diretta delle armature metalliche all'azione ossidante e corrosiva dell'aria umida.

Per la determinazione dei copriferri di progetto si è fatto riferimento al paragrafo C4.1.6.1.3 della Circ. Min. Il. TT. 02 Febbraio 2009, n. 617 (è alla tabella riportata nel seguito) considerando la vita nominale delle opere (100 anni) e una produzione di elementi sottoposta a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri.

**Tabella C4.1.IV** Copriferri minimi in mm

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Le caratteristiche dei materiali impiegati per la realizzazione della struttura in esame e le classi di esposizione ambientale prevista sono le seguenti:

- **Magrone di fondazione: calcestruzzo C12/15 (R<sub>ck</sub> ≥ 15 N/mm<sup>2</sup>)**

*Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)*

*Classe di resistenza a compressione minima: C12/15*

SLU

- resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / 1,5 = 6,80 \text{ N/mm}^2$

- **Elementi di fondazione ed elevazione (pareti esterne) a contatto con la falda (con molta probabilità, vista la vicinanza, costituita da acqua di mare): calcestruzzo C35/45 (R<sub>ck</sub> ≥ 45 N/mm<sup>2</sup>)**

*Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)*

*Classi di esposizione ambientale: XA2-XS2*

*Classe di resistenza a compressione minima: C35/45*

*max rapporto a/c = 0,45*

*Minima quantità di cemento = 360 kg/m<sup>3</sup>*

*Aria intrappolata: max. 2,5%*

*Diametro max aggregato: 20 mm (manufatto di sollevamento)*

*Classe di consistenza getto: S4 (piastra di fondazione), S5 (pareti esterne)*

*Contenuto massimo di cloruri: 0,40%*

*Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1%*

*Copriferro minimo: 55 mm*

*Resistenza:*

**SLU**

- resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / 1,5 = 19,83 \text{ N/mm}^2$

- resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = (0,7 \times 0,30 \times f_{ck}^{2/3}) / 1,5 = 1,50 \text{ N/mm}^2$

**SLE**

- resistenza di calcolo a compressione (azioni rare):  $\sigma_{camm} = 0,60 \times f_{ck} = 21,00 \text{ N/mm}^2$

- resistenza di calcolo a compressione (azioni quasi p.):  $\sigma_{camm} = 0,45 \times f_{ck} = 15,75 \text{ N/mm}^2$

Di seguito si riportano altri dati considerati per questo materiale dal programma di calcolo strutturale utilizzato:

**Materiale: C35/45**

<b>Rck</b>	<b>E</b>	<b>Gamma</b>	<b>Poisson</b>	<b>G</b>	<b>Alfa</b>
450	346254.85	0.0025	0.1	157388.57	0.00001

*dove*

**Rck:** Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm<sup>2</sup>]

**E:** Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Gamma:** Peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Poisson:** Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**G:** Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Alfa:** Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C<sup>-1</sup>]

**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estensione della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"**  
**CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE GENERALE**

Curva									
Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
No	No	346254.85	0.0001	-0.002	-0.0035	346254.85	0.0001	0.0000678	0.0000745

dove

**Reaz.traz.:** Reagisce a trazione.

**Comp.frag.:** Ha comportamento fragile.

**E.compr.:** Modulo di elasticità a compressione. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Incr.compr.:** Incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.

**EpsEc:** Epsilon elastico a compressione. Il valore è adimensionale.

**EpsUc:** Epsilon ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.

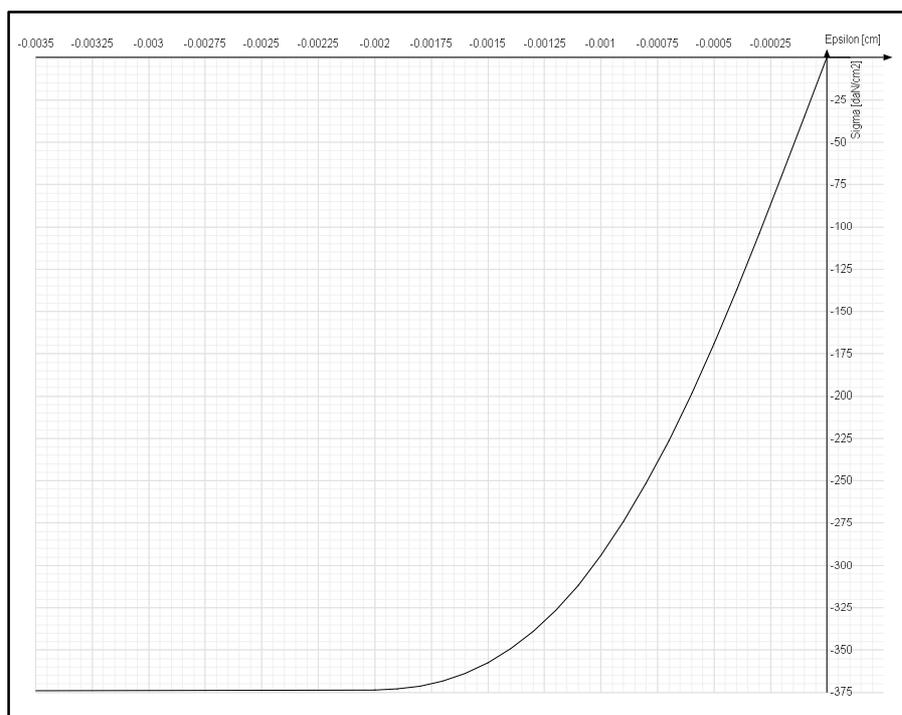
**E.traz.:** Modulo di elasticità a trazione. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Incr.traz.:** Incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.

**EpsEt:** Epsilon elastico a trazione. Il valore è adimensionale.

**EpsUt:** Epsilon ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

**Curva:**



- **Elementi a diretto contatto con acque reflue, (setti interni e piastra di copertura): calcestruzzo C32/40 ( $R_{ck}$  40 N/mm<sup>2</sup>)**

*Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)*

*Classi di esposizione ambientale: XA2 + XC4*

*Classe di resistenza a compressione minima: C32/40*

*max rapporto a/c = 0,5*

*Minimo cemento = 340 kg/m<sup>3</sup>*

*Aria intrappolata: max. 2,5%*

*Diametro massimo dell'aggregato: 20 mm*

*Classe di consistenza al getto: S5*

*Contenuto massimo di cloruri: 0,20%*

*Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1%*

*Copriferro: 45 mm*

*Resistenza:*

SLU

- resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / 1,5 = 18,13 \text{ N/mm}^2$

- resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = (0,7 \times 0,30 \times f_{ck}^{2/3}) / 1,5 = 1,41 \text{ N/mm}^2$

SLE

- resistenza di calcolo a compressione (azioni rare):  $\sigma_{camm} = 0,60 \times f_{ck} = 19,20 \text{ N/mm}^2$

- resistenza di calcolo a compressione (azioni quasi p.):  $\sigma_{camm} = 0,45 \times f_{ck} = 14,40 \text{ N/mm}^2$

Di seguito si riportano altri dati considerati per questo materiale dal programma di calcolo strutturale utilizzato:

**Materiale: C32/40**

Rck	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
400	336427.78	0.0025	0.1	152921.72	0.00001

dove

**Rck:** Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm<sup>2</sup>]

**E:** Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Gamma:** Peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Poisson:** Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**G:** Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Alfa:** Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C<sup>-1</sup>]

**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"**  
**CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE GENERALE**

Curva									
Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
No	No	327122	0	-0.002	-0.0035	336427.78	0.001	0.0000645	0.0000709

dove

**Reaz.traz.:** Reagisce a trazione.

**Comp.frag.:** Ha comportamento fragile.

**E.compr.:** Modulo di elasticità a compressione. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Incr.compr.:** Incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.

**EpsEc:** Epsilon elastico a compressione. Il valore è adimensionale.

**EpsUc:** Epsilon ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.

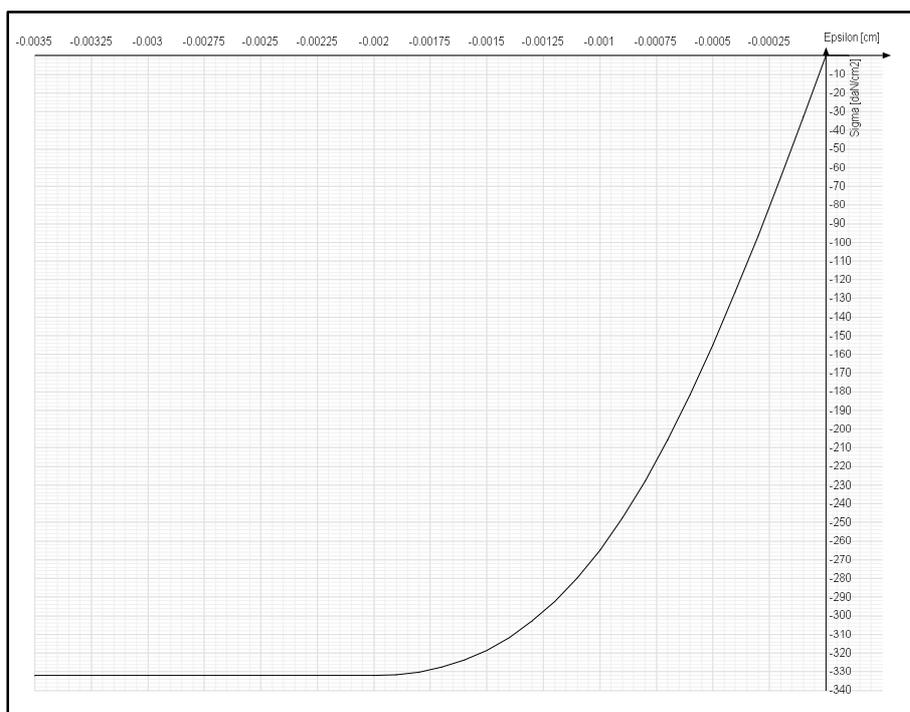
**E.traz.:** Modulo di elasticità a trazione. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Incr.traz.:** Incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.

**EpsEt:** Epsilon elastico a trazione. Il valore è adimensionale.

**EpsUt:** Epsilon ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

**Curva:**



- **Armatura: Acciaio tipo B450C**

SLU

- tensione snervamento  $f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$

SLE

- tensione esercizio:  $\sigma_s < 0,8 \times f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

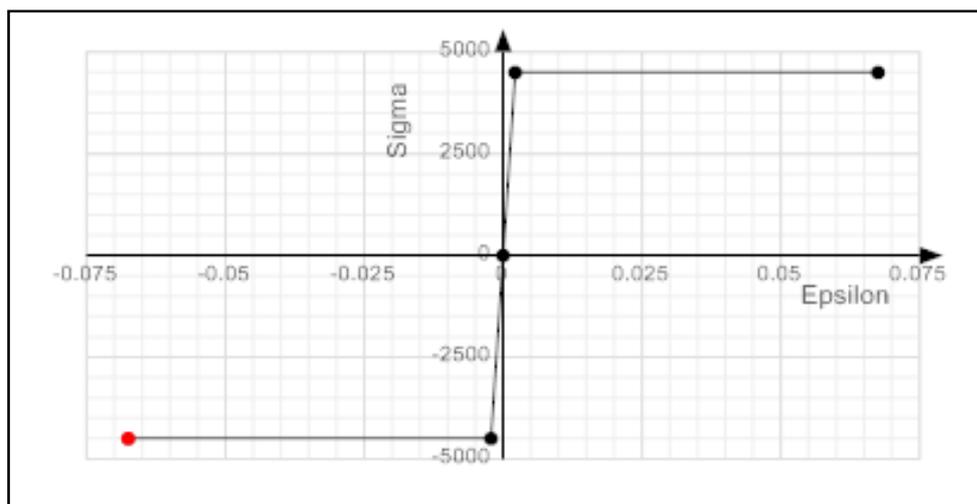
Di seguito si riportano altri dati considerati per questo materiale dal programma di calcolo strutturale utilizzato:

**Materiale: B450C**

- Descrizione:** *Descrizione o nome assegnato all'elemento.*
- fyk:** *Resistenza caratteristica. [daN/cm<sup>2</sup>]*
- Tipo:** *Tipo di barra.*
- E:** *Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]*
- Gamma:** *Peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]*
- Poisson:** *Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.*
- G:** *Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm<sup>2</sup>]*
- Alfa:** *Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C<sup>-1</sup>]*

Descrizione	fyk	Tipo	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
B450C	4500	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0.3	792307.69	0.000012

**Curva:**



- **Acciaio da carpenteria: acciaio S 355 (laminati a caldo)**

Tensione di rottura a trazione:  $f_t \geq 510 \text{ N/mm}^2$

Tensione di snervamento:  $f_y \geq 355 \text{ N/mm}^2$

Collegamenti:

a) Unioni bullonate: Bulloni ad alta resistenza (DN2008 par. 11.3.4.6 )

b) Unioni saldate: Saldature ad arco continue a cordoni d'angolo con elettrodi rivestiti di classe 2, 3 o 4 (UNI 5132).

#### 4 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

In progetto sono previste tutte quelle opere infrastrutturali necessarie al completamento ed estensione della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE).

Dal punto di vista prettamente strutturale, in progetto sono previste le opere in cemento armato descritte nel seguito.

- Impianto di sollevamento fognario in c.a. gettato in opera

L'impianto sarà completamente interrato e avrà la forma esterna di un parallelepipedo la cui struttura portante sarà essenzialmente costituita da:

- una platea di fondazione di forma rettangolare, (avente in pianta le dimensioni 4,64 x 2,14 m e uno spessore  $s = 30$  cm);
- n.4 pareti perimetrali (aventi un'altezza  $h = 3,22$  m e uno spessore  $s = 30$  cm);
- una piastra di dimensioni uguali a quella di fondazione, ma caratterizzata da 4 fori rettangolari di dimensioni 120 x 60 cm e 2 fori rettangolari di dimensioni 70 x 50 cm (destinati rispettivamente all'eventuale transito del personale addetto e al passaggio delle apparecchiature e che saranno coperti da appositi chiusini del tipo carrabile D400) e da un foro circolare di diametro  $\phi = 16$  cm (per il passaggio dell'organo di manovra della paratoia inserita all'interno del manufatto).

Le dimensioni nette interne saranno pari a 4,04 x 1,54 m mentre l'altezza netta interna risulterà pari ad  $h = 2,92$  m.

Al suo interno, inoltre, il manufatto presenterà:

- un setto divisorio di fondo (avente una lunghezza  $L = 4,04$  m, un'altezza  $h = 1,72$  m, uno spessore  $s = 15$  cm e caratterizzato, alla base ed in posizione centrale, da un foro quadrato di lato  $l = 30$  cm), che dividerà la vasca in due zone distinte (in cui alloggeranno le n. 2 elettropompe sommerse di progetto e che risulteranno in comunicazione grazie al foro precedentemente descritto la cui chiusura sarà regolata, durante eventuali operazioni di manutenzione, da un'apposita paratoia che permetterà il by-pass di una delle due);
- un piccolo vano di manovra superiore (avente una lunghezza  $L = 1,54$  m, una larghezza  $l = 1,20$  m e un'altezza  $h = 1,20$  m) ricavato grazie ad una parete ed una soletta interna (entrambi aventi spessore  $s = 20$  cm).

Sulla platea di fondo del manufatto verranno realizzate idonee pendenze con cls magro.

Tutte le superfici interne verranno protette con idonea malta bicomponente impermeabilizzante, mentre in copertura è prevista la posa di uno strato di malta di allettamento al di sotto di una pavimentazione in pietrini di cemento.

Su due delle 4 pareti perimetrali saranno previsti dei fori d'apertura per consentire il passaggio delle tubazioni di ingresso (n.2 tubazioni DN200) e di uscita (n.1 tubazione DN150).

Tutte le aperture appena descritte hanno comportato delle armature integrative di rinforzo che sono state rappresentate nelle tavole strutturali di progetto; rimandando a queste ultime per qualsiasi puntuale approfondimento, per la struttura in questione, si può riassumere essenzialmente un'armatura costituita da barre:

- $\phi$ 14/20 cm in ambo le direzioni e le facce della platea di fondazione;
- $\phi$ 12/20 cm in ambo le direzioni e le facce delle pareti;
- $\phi$ 12/10 cm in ambo le direzioni e le facce della soletta di copertura.

Tale armatura è stata computata in termini di incidenza media (calcolando l'effettivo suo peso e rapportandolo al volume dell'intero manufatto).

In tal modo si è stimata un'incidenza di armatura di circa 130 kg/mc di acciaio per mc di cls.

- Pozzetti d'ispezione prefabbricati in c.a.

In progetto sono previsti numerosi pozzetti idrici e fognari (di scarico, sfiato e ispezione) costituiti dall'assemblaggio di elementi prefabbricati in c.a. aventi spessori previsti dalle ditte produttrici e tipologie e ingombri specificate nelle tavole di progetto.

Vista la loro collocazione su strada, tutti i pozzetti dovranno prevedere delle solette di copertura di tipo carrabile.

Ciascun componente del manufatto dovrà sopportare, singolarmente e globalmente, le azioni statiche e sismiche dovute essenzialmente ai pesi strutturali, ai carichi permanenti, alla spinta dei terreni e dell'eventuale falda presente e ai sovraccarichi stradali.

I carichi progettuali stabiliti nel seguito, a cui i pozzetti prefabbricati saranno soggetti nella loro vita utile, dovranno essere confrontati con quelli adottati nelle verifiche strutturali dei vari componenti prefabbricati che dovranno essere effettuate e prodotte, come previsto dall'art. 58 del D.P.R. n. 380/2001 (art.9 della L. 1086/71), dalla ditta produttrice e/o fornitrice dei manufatti prefabbricati in base alle indicazioni e prescrizioni riportate nell'apposito disciplinare inserito in progetto e nella presente relazione.

## **5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO**

### **5.1 Caratterizzazione geologica**

L'area d'interesse progettuale è inclusa in una parte del versante occidentale ionico della Penisola Salentina, dove il rilievo, inciso per la maggior parte nei sedimenti cretacei, mostra anche localmente il suo tipico aspetto di tavolato a vasti piani leggermente sollevati, localmente chiamati "Serre", allungati in senso NNO - SSE e limitati tutto intorno da zone depresse dove affiorano i depositi pleistocenici.

Le zone altimetricamente più elevate corrispondono di norma agli affioramenti calcarei cretacei (max quota Serra degli Angeli 37 m s.l.m.) e alle aree più interne del territorio.

Di qui il paesaggio degrada verso la costa attraverso una serie di ripiani che si raccordano per mezzo di scarpate più o meno marcate da zona a zona, e che individuano, secondo le più recenti interpretazioni paleogeografiche, antiche linee di costa corrispondenti ad altrettanti livelli marini diversi dall'attuale.

Tale ipotesi è confermata anche dal rinvenimento, lungo alcuni punti di tali scarpate, di conglomerati calcarei ad elementi di ordine sino a decimetrico e molto levigati, e di fenomeni di bioturbazione dovuti all'azione di organismi litodomi.

Secondo un'ipotesi la configurazione complessiva del paesaggio potrebbe derivare da una spianata di abrasione cenozoica sollevata in parte durante il Miocene (emersione delle Serre) ed in parte in tempi successivi pliocenici.

Le varie scarpate, forse inizialmente rappresentate da fianchi di piega o da piani di faglia, avrebbero in seguito subito arretramento per abrasione.

Poca influenza sulla morfologia della zona ha avuto l'idrologia: mancano veri corsi d'acqua; qui e là si notano deboli incisioni erosive, solcate dalle acque soltanto in occasioni di precipitazioni molto abbondanti.

Il fondo di questi solchi, volgarmente detti "canali", è spesso messo a coltivazione, segno evidente che le acque non vi scorrono mai abbondanti.

La mancanza di veri corsi d'acqua perenni dipende dall'assenza di sorgenti nell'entroterra, dalle brevi precipitazioni e dalla natura assorbente del terreno.

Esiste inoltre un sistema di canali e bacini di raccolta artificiali, realizzato per bonificare le zone paludose presenti lungo la costa.

Per quanto l'area sia in massima parte caratterizzata da affioramenti di roccia carbonatica, i caratteri carsici di superficie, non sono fra i più evidenti e tipici.

Si notano solo esempi di piccole doline a scodella (con un diametro massimo di 30 metri) quasi esclusivamente nella fascia costiera compresa tra Torre Lapillo e Torre Castiglione; in questa zona, la disposizione sul terreno di tali morfologie, permette di individuare un allineamento collegabile con ogni probabilità a una linea di faglia.

I processi di dissoluzione carsica infatti, si impostano ed agiscono con maggiore intensità laddove la roccia è interessata da una preesistente fratturazione, dovuta a cause tettoniche.

Nelle zone costiere non urbanizzate si riconoscono i seguenti paesaggi:

- Spiaggia con cordoni dunari e ambiente di retroduna (paludi ora bonificate: Lido degli Angeli, da Scala di Furno a Torre Chianca e da qui, dopo la penisola, alla periferia di Torre Lapillo, nel piccolo tratto a W di Torre Castiglione);
- Costa bassa rocciosa frastagliata con piccole insenature e calette (da Torre Lapillo a Torre Castiglione.);
- Laguna costiera (loc. La Strea).

La laguna è compresa tra una barra costiera rocciosa (penisola della Strea ed Isole Cesaree) allungata in direzione NW-SE e il continente; comunica con il mare aperto per mezzo di un sistema di canali.

La Strea misura quasi 2 km di lunghezza per una larghezza media di 250 m. Geologicamente è costituita da un banco di roccia calcarenitica postcalabrianica poggiante in trasgressione sul basamento carbonatico cretaceo che affiora lungo il versante rivolto verso il mare aperto.

Le comunicazioni tra la laguna e il mare aperto sono possibili solo nel tratto tra la punta di P. Cesareo e quella della Strea, quasi al margine nord-occidentale della laguna; questo braccio di mare misura 700 metri circa, ma è frazionato da una serie di canaletti minori, dalla presenza di numerose isole, isolette, secche e bassifondi sia rocciosi che sabbiosi.

Le coste della laguna sono acquitrinose nella parte meridionale e sudorientale più protetta, mentre alternano tratti rocciosi e tratti sabbiosi nella parte settentrionale e nordoccidentale dove l'influenza del mare aperto può essere maggiormente risentita.

Su buona parte della laguna, la profondità dell'acqua non supera il metro o si mantiene addirittura inferiore alle poche decine di centimetri. Le profondità maggiori si riscontrano nella parte centrale del settore nord-occidentale con valori intorno ai 3.50 metri.

La profondità massima dei canali di comunicazione con il mare aperto non supera invece i 2.50 m; al di là di questa soglia, il fondale degrada con una successione di terrazzi sommersi sino a una profondità di 15-20 m, poi scende sino a raggiungere la profondità di 40 m a circa 8 km dalla costa.

Dal punto di vista strutturale, gli strati calcarei cretacei costituenti il basamento dell'area sono caratterizzati da una struttura a pieghe blande, con assi di norma diretti NNW – SSE.

Le pieghe in qualche caso assumono un aspetto asimmetrico con gli strati costituenti il fianco nord orientale, meno sviluppato, più inclinato rispetto a quelli del fianco sud-occidentale; gli assi presentano ondulazioni.

La pendenza degli strati si aggira in media sui 5°-7° ed è rivolta sempre verso l'entroterra andando a individuare, al di là dei confini del territorio comunale, con una inversione della pendenza una sinclinale il cui asse, leggermente ondulato e con andamento NW-SE, si estende da Mass. S. Chiara a Mass. Salmenta.

Il piegamento interessa sia i calcari cretacei del basamento come pure in minor misura i depositi calcarenitici calabriani che affiorano in un esteso lembo nel nucleo della stessa piega. Ciò suppone una sovrapposizione, scalata nel tempo, di almeno due fasi di piegamento, una post cretacea e la successiva avvenuta in tempi postcalabriani.

E' riconoscibile un doppio sistema di faglie ad andamenti NO - SE e SO - NE; per l'interpretazione geometrica e meccanica di queste faglie si hanno pochi dati, in quanto non ben evidenti sul terreno.

Le faglie cartografate sono state infatti individuate solo in modo indiretto: in corrispondenza di brusche variazioni dell'assetto degli strati e di particolari allineamenti visibili nelle fotografie aeree.

Anche l'inclinazione dei piani di faglia non è stata direttamente rilevata: l'andamento sul terreno sembra indicare che si tratta di piani subverticali. I rigetti in genere non sono misurabili data la notevole uniformità litologica della sequenza calcareo-dolomitica affiorante; si suppone che l'entità massima di tali rigetti possa essere dell'ordine di poche decine di metri.

I depositi pleistocenici, trasgressivi sul basamento cretaceo, hanno in complesso una giacitura suborizzontale e mostrano quindi di essere strati interessati principalmente da fenomeni di sollevamento regionale. Sembra comunque che i depositi calabriani affioranti nella depressione

**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estensione della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"**  
**CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE GENERALE**

tettonica della succitata sinclinale (e che rientrano solo per un breve tratto nell' area di interesse) risultano essere stati, sia pure in modo appena sensibile, interessati da un recente piegamento.

Il sollevamento post-calabriano della zona deve essersi verificato in più fasi prodottesi in tempi diversi, intervallati da periodi di stasi.

A favore di tale ipotesi ci sono le posizioni altimetriche dei depositi postcalabrian, situati presso l'attuale linea di costa, e la presenza di una serie di terrazzi orografici, situati a quote diverse e incisi nei calcari cretacei che testimoniano la permanenza del mare a vari livelli, in epoche diverse, in conseguenza delle supposte fasi di sollevamento.

Nella fig. 5.1 si riporta uno stralcio della Carta Geologica d'Italia, foglio n. 213 "Maruggio" dal quale si evince una classificazione delle principali unità geologiche che caratterizzano il sottosuolo dell'area in oggetto.

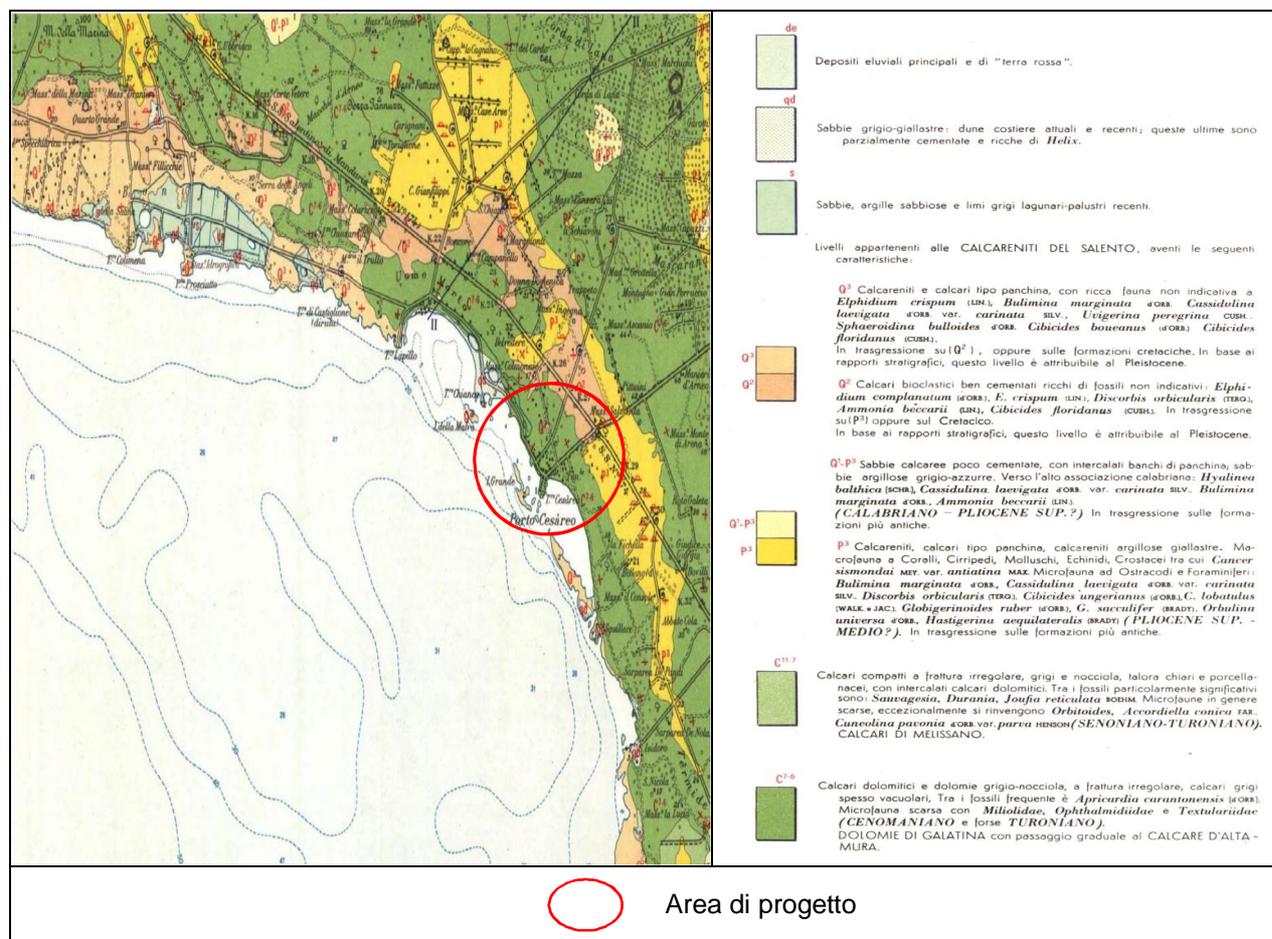


Fig. 5.1 - Stralcio del Foglio 213 della Carta Geologica D'Italia

Per qualsiasi approfondimento, si rimanda alla relazione geologica allegata al progetto.

## **5.2 Indagini geognostiche eseguite**

Al fine di ottenere una adeguata conoscenza litostratigrafica del sottosuolo ed una plausibile stima dei parametri caratterizzanti il terreno, si sono eseguite delle indagini geognostiche in sito.

Le indagini geognostiche sono state programmate in funzione del tipo di intervento e sono state mirate ad indagare una profondità di circa 30 m dal piano di campagna e cioè una porzione di terreno ampiamente sufficiente ad approfondire le caratteristiche del volume significativo di terreno stimato (inteso come la parte di sottosuolo influenzata dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso).

In particolare, la campagna geognostica finalizzata è stata eseguita dalla Ditta TRIVELSONDA s.r.l. – perforazioni ed esplorazioni del sottosuolo di Squinzano (LE) nel mese di dicembre 2013 ed è stata articolata in modo da ricostruire nel dettaglio gli elementi necessari per la progettazione dell'opera.

Esse si riconducono, in sintesi, alla ricostruzione stratigrafica dell'area, alla caratterizzazione fisico-meccanica e delle proprietà geoelettriche dei litotipi presenti.

A tale fine sono stati effettuati:

- n. 1 sondaggio meccanico spinto sino alla profondità di 30 m dal p.c. con prelievo campioni, carotaggio termosalinometrico e prova di permeabilità di risalita in foro;
- n. 30 profili di sismica a rifrazione in onde P ed  $S_h$  della lunghezza di 60 m e n. 2 tomografie elettriche della lunghezza di 76 m;
- n. 3 MASW per la determinazione del parametro  $V_{s30}$  (D.M. 2008);
- n. 3 campioni per analisi di caratterizzazione chimico-fisica delle terre e rocce da scavo (D.M. 161/2012).

L'ubicazione di tutte le indagini geognostiche, le stratigrafie, i certificati di laboratorio geotecnico e geochimico, le sezioni sismostratigrafiche ed elettrostratigrafiche, la documentazione fotografica e tutti gli approfondimenti del caso sono riportati nell'Allegato "Indagini Geognostiche" alla "Relazione Geologica" di progetto.

Nel seguito si riporta una descrizione relativa alle principali indagini effettuate.

### Sondaggio geognostico

Nell'area su cui è prevista la realizzazione del nuovo impianto di sollevamento fognario è stato eseguito un sondaggio meccanico a rotazione e carotaggio continuo spinto sino alla profondità di 30 m dal piano campagna.

La sequenza lito-stratigrafica desunta dal sondaggio è costituita, al di là del primo metro di riporto misto a sabbie ghiaiose, da una successione di calcari biancastri e calcari dolomitici grigiastri fratturati e brecciati, nei primi metri, poi, più compatti man mano che aumenta la profondità, rinvenibili sino a fondo foro.

Sono visibili, su alcune carote prelevate piccoli vacuoli dovuti al microcarsismo.

Sono stati analizzati i valori dell'indice di qualità della roccia RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta la percentuale di carote integre di lunghezza superiore ai 10 cm per ogni tratto di perforazione di lunghezza all'incirca pari al metro.

Dal loro esame emerge che l'indice RQD mostra un valore compreso tra il 20%, in corrispondenza di strati calcarei abbastanza fratturati e carsificati, e valori anche superiori all'80%, in corrispondenza dei livelli più compatti e meno fratturati.

I due campioni rimaneggiati prelevati nel corso del primo sondaggio (S1C1 ed S1C2) rispettivamente a profondità di 5.10 m dal p.c. e 7.70 m dal p.c. sono stati sottoposti alla prova di resistenza a carico puntuale (Point Load Test); i valori di resistenza alla compressione sono compresi tra 22.31 Kg/cm<sup>2</sup>, per il primo campione e 28.83 Kg/cm<sup>2</sup> per il secondo campione.

La resistenza a compressione monoassiale ( $\sigma_c$ ) è compresa tra 535.34 Kg/cm<sup>2</sup> per il primo campione e 691.97 Kg/cm<sup>2</sup> per il secondo campione.

Sulla base dei dati rilevati, al fine di stimare i più appropriati valori meccanici di resistenza, nella "Relazione Geotecnica" di progetto è riportata la metodologia di classificazione effettuata per l'ammasso roccioso ubicato a ridosso delle pareti e al di sotto della fondazione del manufatto.

#### Indagini sismiche a rifrazione

Il metodo di esplorazione sismica è utilizzato per finalità di tipo litostratigrafico e per la caratterizzazione delle proprietà elastiche dei terreni; questo metodo sfrutta la propagazione delle onde meccaniche nel sottosuolo e la sua tecnica di base consiste nel generare delle onde meccaniche mediante sorgenti poste in punti opportunamente scelti sulla superficie topografica e nel misurare i tempi impiegati dalle perturbazioni elastiche per raggiungere i geofoni, anch'essi opportunamente posizionati sulla superficie topografica.

In particolare, l'esplorazione eseguita con il metodo della rifrazione si basa sull'analisi del tempo d'arrivo dell'onda diretta e delle onde di testa; queste ultime sono onde rifratte che si determinano nel caso in cui la velocità di propagazione delle onde è crescente con la profondità, quando l'angolo di incidenza è critico.

I risultati delle indagini svolte sono stati restituiti come tomografie; questo metodo ha permesso di ottenere un'immagine in sezione del sottosuolo in termini di variazione del valore di  $V_p$  e  $V_{sh}$ .

L'interpretazione tomografica, rispetto alla classica rappresentazione di sezioni multistrato (ognuno caratterizzato da uno specifico valore di  $V$ ) permette di individuare, con un elevato potere risolutivo, anomalie nella velocità di propagazione delle onde sismiche offrendo la possibilità di ricostruire geometrie complesse del sottosuolo non risolvibili con i metodi tradizionali di interpretazione e restituzione.

La tomografia sismica, rispetto alla convenzionale sismica a rifrazione, quindi, riduce notevolmente i problemi di interpretazione che possono essere dovuti alla presenza di strati ad inversione di velocità (orizzonte fantasma) o di piccoli spessori.

La strumentazione utilizzata per i sondaggi è un sismografo DoReMi della SARA electronic instruments a 24 canali e cioè una strumentazione a trasmissione digitale del segnale che garantisce la massima flessibilità di utilizzo in tutte le indagini geofisiche, concepita con una architettura innovativa; il sismografo modulare è, infatti, distribuito lungo il cavo sismico e la strumentazione è quindi costituita da più unità indipendenti, ognuna contenente tutta l'elettronica necessaria, distribuite lungo tutto lo stendimento e controllate attraverso un pc.

I geofoni verticali utilizzati per l'indagine sono della Geospace mod. GS11D 14.5Hz 4k $\Omega$  mentre i geofoni orizzontali sono della SARA electronic instruments da 4.5Hz.

L'energizzazione è stata ottenuta con una mazza da 5 kg, mentre la distanza intergeofonica è stata fissata pari a 2,5 o 2 metri a seconda degli spazi a disposizione.

Sono stati realizzati 5 scoppi interfacciati tra di loro, e per ogni posizione di scoppio si è proceduto ad un numero minimo di 4 acquisizioni; per l'elaborazione dei dati è stato utilizzato il software Rayfract. Per la restituzione del modello tomografico il software Rayfract esegue l'inversione con il metodo WET (Wavepath Eikonal Traveltime tomography processing) e consente di realizzare dettagliati modelli di velocità del sottosuolo, con le più evolute tecniche tomografiche, soprattutto nel caso di strutture profonde.

In corrispondenza del nuovo impianto di sollevamento in progetto le basi sismiche BS25 e BS26 hanno confermato la successione lito-stratigrafica evidenziata dal sondaggio geognostico.

Infatti, il modello del sottosuolo che si desume dalle sezioni sismostratigrafiche è costituito fondamentalmente da tre sismostrati di cui:

- il primo, più superficiale, dello spessore di qualche metro, caratterizzato da  $V_p$  comprese tra 1.000 e 1.700 m/s e  $v_s$  tra 400 e 1.000 m/s, riconducibile alla parte più alterata, fratturata e carsificata, del substrato carbonatico;
- il secondo sismostrato che arriva anche sino a 10 m dal p.c., caratterizzato da  $V_p$  tra 2.500 e 3.000 m/s e  $v_s$  tra 1.300 e 1.800 m/s, che corrisponde a calcari poco fratturati;
- il terzo sismostrato di calcari molto tenaci e compatti, aventi  $V_p$  superiori ai 3000 m/s e fino a 5.500 m/s.

### Geosismica con metodologia MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine geofisica non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ .

Il metodo sfrutta le onde superficiali di Rayleigh; queste vengono registrate durante la loro propagazione lungo lo stendimento di geofoni e sono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno; la teoria del metodo parte dalla considerazione che nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga; questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere sfruttata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali ed in particolare per la costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ).

L'intero processo di indagine comprende 3 passi successivi: l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza), l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$ .

Per ottenere un profilo  $V_s$  bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore mentre l'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.

I sondaggi MASW sono stati eseguiti con un array lineare a 24 geofoni con una spaziatura di 2,0 m con geofoni ad asse verticale e frequenza di taglio di 4.5Hz della Geospace.

### **5.3 Modellazione geotecnica**

Sulla base sia delle indicazioni progettuali presenti nella "Relazione Geologica" e nella "Relazione Geotecnica" che delle indagini geognostiche eseguite, è stato possibile individuare per l'impianto di sollevamento fognario il seguente modello geotecnico relativo al volume significativo d'interesse dell'opera:

- **1° strato litotecnico = terreno vegetale e materiale di riporto;**  
**spessore = 1 m;**  
 $\gamma_n = 18 \text{ kN/m}^3$  (peso dell'unità di volume naturale);  
 $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$  (peso dell'unità di volume saturo);  
 $\varphi' = 20^\circ$  (angolo di attrito efficace);  
 $c' = 0 \text{ kPa}$  (coesione efficace);  
 $\nu = 0,38$  (coeff. di Poisson)
- **2° strato litotecnico = calcari fratturati, carsificati e brecciati;**  
**spessore = 4,0 m;**  
 $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$  (peso dell'unità di volume naturale);  
 $\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ kN/m}^3$  (peso dell'unità di volume saturo);  
 $\varphi' = 25^\circ$  (angolo di attrito efficace);  
 $c' = 40 \text{ kPa}$  (coesione efficace);  
 $\nu = 0,36$  (coeff. di Poisson)  
 $E_s = 800 \text{ MPa}$  (Modulo di Elasticità statica)
- **3° strato litotecnico = calcari più compatti e tenaci;**  
**spessore = 6,0 m:**  
 $\gamma_n = 21 \text{ kN/m}^3$  (peso dell'unità di volume naturale);  
 $\gamma_{\text{sat}} = 23 \text{ kN/m}^3$  (peso dell'unità di volume saturo);  
 $\varphi' = 35^\circ$  (angolo di attrito efficace);  
 $c' = 50 \text{ kPa}$  (coesione efficace);  
 $\nu = 0,36$  (coeff. di Poisson)  
 $E_s = 4.000 \text{ MPa}$  (Modulo di Elasticità statica)  
 $G = 1.470 \text{ MPa}$  (Modulo elastico di taglio)

Oltre gli 11 metri si può constatare la presenza di uno strato ancora più compatto di roccia

calcarea che però non è stato cautelativamente considerato anche perché poco coinvolto dalle azioni indotte dalla presenza del manufatto di progetto.

I parametri indicati sono da considerarsi come valori caratteristici, in accordo alle NTC (DM 14/01/2008, p.to 6.2.2).

**Le indagini hanno rilevato la presenza di falda acquifera (connessa anche alla presenza, nelle immediate vicinanze, del mare) a circa 50 cm di profondità dal piano campagna.**

#### **5.4 Modellazione del suolo nel calcolo delle strutture**

Nel calcolo della struttura, la modellazione del suolo è stata effettuata ricorrendo al classico e storicamente consolidato modello alla Winkler caratterizzato da molle elastiche distribuite aventi un valore che potesse rappresentare al meglio la rigidità del terreno di fondazione.

Per la quantificazione della costante di sottofondo  $k_s$  (coefficiente di Winkler), sulla base dei dati geotecnici del terreno di fondazione precedentemente individuati, si sono adottati due metodi.

Il primo fa riferimento alla formula del Vesic considerando il terzo strato litotecnico individuato nel modello geotecnico come lo strato interessato dalle azioni della fondazione.

Con tale formulazione,  $k_s$  risulta essere direttamente proporzionale ad E ed inversamente al lato della fondazione. Per le travi,  $k_s$  viene calcolata usando la forma semplificata:

$$k_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

Il valore calcolato viene corretto con un fattore di forma alla Terzaghi, cioè come:

$$k_s' = k_s \times (m + 0,5) / (1,5 \times m)$$

dove m è il rapporto tra i lati.

Per le piastre, il calcolo di  $k_s$  è più complesso in quanto viene calcolato con la formulazione intera per le due direzioni e fatta una media:

$$k_s = 0.65 \cdot \sqrt[0.12]{\frac{E_s \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

in cui:

$k_s$  = costante di sottofondo alla Winkler [F/L<sup>3</sup>]

$E_s$  = modulo elastico del suolo [F/L<sup>2</sup>]

$\mu$  = modulo di Poisson del suolo

B = dimensione della base di fondazione [L]

$E_f$  = modulo elastico del materiale della fondazione [F/L<sup>2</sup>]

$I_f$  = modulo di inerzia della fondazione (nel senso longitudinale) [L<sup>4</sup>]

$E_s$  e  $\mu$  sono i valori medi pesati considerando gli strati interessati dal bulbo efficace.

Applicando la precedente formula alla piastra di fondazione dell'impianto di sollevamento, si ottiene il seguente valore:  $k_s \approx 180 \text{ daN/cm}^3$

Adottando invece il metodo di Bowles (calcolando i cedimenti applicando le formule consolidate della geotecnica e rapportandoli ai carichi), si otterrebbero dei valori estremamente variabili.

Al fine di studiare tale variabilità di  $k_s$ , si è effettuato il suddetto calcolo nelle più svantaggiose combinazioni di carico SLE quasi permanenti, SLE frequenti e SLE rare (analizzando i punti più critici in cui la tensione e/o il cedimento raggiungono valori estremi), rapportando il cedimento e la tensione che massimizzano o minimizzano il valore della costante di sottofondo.

Procedendo in tale modo, si ottiene:

- nel modello strutturale caratterizzato da un valore basso di  $k_s = 20$  (falda assente)

<b>Combinazione di carico</b>	<b>Tensione [daN/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Cedimento [cm]</b>	<b><math>k_s = \sigma / \epsilon</math> [daN/cm<sup>3</sup>]</b>
SLE quasi permanente	$\sigma = 0,567$	$\epsilon_{\min} = 0,00193$	$k_{s,\max} = 294$
SLE quasi permanente	$\sigma = 0,659$	$\epsilon_{\max} = 0,00532$	$k_{s,\min} = 124$
SLE frequente	$\sigma = 0,567$	$\epsilon_{\min} = 0,00193$	$k_{s,\max} = 294$
SLE frequente	$\sigma = 0,691$	$\epsilon_{\max} = 0,00543$	$k_{s,\min} = 127$
SLE rara	$\sigma = 0,570$	$\epsilon_{\min} = 0,00193$	$k_{s,\max} = 295$
SLE rara	$\sigma = 0,757$	$\epsilon_{\max} = 0,00595$	$k_{s,\min} = 127$

- nel modello strutturale caratterizzato da un valore alto di  $k_s = 300$  (falda presente)

<b>Combinazione di carico</b>	<b>Tensione [daN/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Cedimento [cm]</b>	<b><math>k_s = \sigma / \epsilon</math> [daN/cm<sup>3</sup>]</b>
SLE quasi permanente	$\sigma_{\max} = 0,540$	$\epsilon = 0,002$	$k_{s,\max} = 270$
SLE quasi permanente	$\sigma_{\min} = 0,027$	$\epsilon = 0,00075$	$k_{s,\min} = 36$
SLE frequente	$\sigma_{\max} = 0,570$	$\epsilon = 0,0019$	$k_{s,\max} = 300$
SLE frequente	$\sigma_{\min} = 0,015$	$\epsilon = 0,00048$	$k_{s,\min} = 31$
SLE rara	$\sigma_{\max} = 0,675$	$\epsilon = 0,0023$	$k_{s,\max} = 293$
SLE rara	$\sigma = 0,03$	$\epsilon = 0,00083$	$k_{s,\min} = 36$

Alla luce di quanto evidenziato, si può indicare il seguente range di valori di  $k_s$  da prendere in considerazione per lo studio del manufatto di sollevamento:

$$30 \text{ daN/cm}^3 < k_s < 300 \text{ daN/cm}^3.$$

Ai fini del calcolo strutturale, alla luce delle fisiologiche approssimazioni insite nelle modellazioni geotecniche e nella tipologia di schematizzazione del suolo adottata e alla luce della storica e notoria incertezza che accompagna la quantificazione della costante di Winkler, si è deciso di analizzare e verificare le strutture in progetto adottando due modelli f.e.m. uguali, ma caratterizzati da due valori anche molto diversi di tale costante di sottofondo scelti in modo da coprire un range abbastanza ampio di valori (nel quale è compreso ovviamente quello indicato in precedenza) che possa simulare comportamenti imprevedibili del suolo (ad esempio maggiori o minori rigidità legate a situazioni locali imprevedute, presenza di cavità o zone di riempimento con terreno meno rigido, ecc..).

Nello specifico, al fine di non sovrastimare eccessivamente il valore di  $k_s$  e di tener comunque conto dell'elevata rigidità che potrebbe offrire il terreno di fondazione in questione, si è considerato il seguente range cautelativo di valori:

$$20 \text{ daN/cm}^3 < k_w < 300 \text{ daN/cm}^3.$$

Il tabulato di calcolo inserito in allegato si riferisce al modello f.e.m. caratterizzato da una costante  $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$ ; il valore minore della costante di sottofondo, infatti, fa sì che generalmente gli elementi di fondazione siano sollecitati maggiormente e contemporaneamente le azioni sismiche agenti sugli elementi in elevazione risultino massimizzati.

Con riferimento a quest'ultima considerazione, infatti, si evidenzia che il periodo proprio di vibrazione  $T_1$  della struttura è caratterizzato da un valore molto basso in quanto l'impianto di sollevamento risulta essere piuttosto rigido e molto compatto (perché caratterizzato da piastre interconnesse a formare un organismo strutturale a forte comportamento scatolare) e ciò fa sì che  $T_1$  si collochi nel range di valori associabili al primo ramo crescente dello spettro sismico elastico di risposta; il considerare un  $k_s$  più piccolo determina un periodo proprio di vibrazione della struttura più lungo e quindi le accelerazioni spettrali di progetto, associabili alle masse ottenute per un coefficiente di struttura  $q = 1$  (cioè uguali a quelle elastiche), tendono a crescere fino al valore massimo di plateau dello spettro stesso.

Ovviamente, le verifiche effettuate relativamente al modello f.e.m. a cui si riferiscono i tabulati di calcolo allegati sono state rivalidate anche con riferimento al modello caratterizzato dal valore  $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$ , in modo che le dimensioni degli elementi strutturali e le armature previste

possano ritenersi valide e sufficienti a verificare la struttura per qualsiasi valore della costante di Winkler compreso nell'intero range considerato e quindi in tutte le possibili situazioni verificabili.

Si evidenzia infine che il modello di Winkler non sarebbe a rigore utilizzabile per platee caricate con un carico uniformemente distribuito in quanto esso indurrebbe a trascurare le sollecitazioni reali a cui sarebbe soggetta la stessa fondazione nella realtà; in tali situazioni, al fine di rimediare ai limiti evidenziati, si può ricorrere ad una differenziazione oculata del valore di  $k_s$  nell'ambito dei punti della fondazione.

Nel caso della struttura qui analizzata, però, viste le dimensioni ridotte della platea, dei ridotti carichi distribuiti direttamente su di essa e delle modeste sollecitazioni indotte, si è deciso di non variare il valore della costante di sottofondo e di adottare per essa, nella modellazione della platea, un valore uniforme.

## **6 REALIZZAZIONE IN FALDA DEL MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO FOGNARIO**

Dalle indagini svolte, come già detto nel capitolo precedente, l'impianto di sollevamento di progetto verrà realizzato in presenza di falda; il livello di quest'ultima risulta essere localizzato a circa 50 cm di profondità dal piano campagna.

Inizialmente, lo scavo verrà realizzato sottofalda con mezzi idonei e, immediatamente dopo, come meglio dettagliato nell'apposita relazione di progetto dedicata alla metodologia di aggettamento delle acque col sistema "well-point", si procederà all'abbassamento di circa 90 cm del livello di falda esistente.

Successivamente, al fine di porre in opera le armature previste ed effettuare il getto del manufatto completamente all'asciutto, nonché al fine di conseguire la massima sicurezza degli operai coinvolti nelle operazioni di edificazione del manufatto nei confronti degli eventuali cedimenti del terreno circostante e della presenza dell'acqua di falda nello scavo, si è scelto di ricorrere ad un cassone vuoto in c.a. prefabbricato autoportante ed autoaffondante (a forma di parallelepipedo e aperto in sommità) che funga da sorta di cassero a perdere completamente ermetico all'interno del quale eseguire in sicurezza, durante il suo progressivo affondamento nello scavo pieno d'acqua, tutte le operazioni di costruzione della struttura in progetto.

Al fine di proteggere la struttura dell'impianto di sollevamento di progetto e di favorire l'affondamento del cassone, all'interno di quest'ultimo verrà collocato (partendo dal basso):

- uno strato iniziale di circa 10 cm di cls magro;
- una zavorra metallica costituita da una camicia a forma di parallelepipedo, anch'esso aperto in sommità, di dimensioni esterne 467x217x378cm (LxPxH) e spessore  $s = 4$  mm, ottenuta grazie alla saldatura in opera (del tipo ad arco a cordoni d'angolo continui effettuati con elettrodi rivestiti di classe 2, 3 o 4, secondo UNI 5132) di apposite lamiere in acciaio del tipo S 235 e comprendenti qualsiasi rinforzo che dovesse risultare necessario durante la movimentazione, l'assistenza, il trasporto, la movimentazione in cantiere e la collocazione all'interno del cassone prefabbricato nonché le forometrie previste in progetto per il passaggio delle tubazioni;
- un successivo strato di circa 25 cm di cls magro;
- uno strato impermeabilizzante pre-getto auto agganciante costituito da teli in tessuto non tessuto e in tessuto poroso riempiti con Bentonite di Sodio Naturale.

Il cassone prefabbricato avrà dimensioni esterne 500x250x400cm (LxPxH) e sarà costituito da un unico manufatto o da n. 2 elementi (uno di base e un elemento di rialzo solidarizzati grazie a

piastre ed angolari metallici, tasselli di fissaggio e una sigillatura realizzata con mastice idroespansivo in gomma sintetica e polimeri idrofili e un premiscelato cementizio, fibrorinforzato e tixotropico).

Gli spessori degli elementi strutturali del cassone dovranno essere tali da permettere l'inserimento, all'interno del manufatto stesso, di quanto previsto in progetto (zavorra metallica, sistema di impermeabilizzazione, zavorra di fondo e manufatto di sollevamento da gettare in opera); il peso dell'intero cassone non dovrà essere inferiore a 21,5 t.

Ciascun elemento del cassone dovrà essere a perfetta tenuta stagna e sarà realizzato in un unico getto con calcestruzzo confezionato con cemento tipo II/A-LL 42,5R, con classe di resistenza C35/45 e classe di esposizione XC4 (resistenza alla corrosione da carbonatazione), XS3 (resistenza alla corrosione di cloruri di acqua marina), XA3 (resistenza alla corrosione in ambienti chimici aggressivi), ed armata con gabbia rigida in acciaio B450C preconfezionata presso Centro di Trasformazione in possesso di attestato di denuncia attività presso Servizio Tecnico Centrale (STC) del Ministero delle Infrastrutture e verificata per carichi stradali ed azioni sismiche secondo il DM 14/1/2008.

Il cassone dovrà prevedere tutta la forometria prevista in progetto per il passaggio delle tubazioni ed essere dotato di appositi tronchetti di tubazione in ghisa (DN200 e DN 150), collocati all'interno dei fori delle pareti e adeguatamente sigillati (con idonea malta tixotropica colabile a ritiro compensato, a presa e indurimento rapidi e di classe R4).

Saranno altresì previste n. 2 saracinesche DN200 e n.1 saracinesca DN150 con corpo ovale o piatto in ghisa sferoidale, secondo ISO 5752 - EN 558, PN16, con cuneo gommato, rivestite internamente ed esternamente in epoxy polvere di tipo alimentare, con albero di manovra in acciaio e cromo, guarnizione di protezione e tenuta, dotate di tutte le controflange e gli accessori necessari al montaggio.

Più nello specifico, le fasi di realizzazione del manufatto di sollevamento fognario consisteranno essenzialmente in quella dettagliate nel seguito:

**FASE 1:**

- Demolizione della pavimentazione del marciapiede esistente, della malta di allettamento e del massetto sottostante.
- Scavo sottofalda fino alle profondità di progetto.

**FASE 2:**

- Abbassamento di 90 cm del livello di falda attraverso sistema "well point".

- Eventuale locale bonifica e riempimento di cavità con cls magro e formazione, sul fondo dello scavo, di uno strato di posa in pietrisco.

### FASE 3

- Sigillatura e assemblaggio fuori dallo scavo dei due elementi prefabbricati (di base e di rialzo) a formare un unico cassone; i due elementi avranno delle dimensioni tali da non dover ricorrere a trasporti del tipo eccezionale.
- Getto, all'interno del cassone prefabbricato, di un primo strato (10 cm) di cls magro di regolarizzazione di base.
- Realizzazione di una zavorra in acciaio ottenuta tramite saldatura in opera di lamiera e inserimento della stessa all'interno del cassone prefabbricato.
- Getto, all'interno del cassone prefabbricato, di un secondo strato (25 cm) di cls magro di zavorramento.
- Inserimento (attraverso i fori previsti sulle pareti del cassone prefabbricato e della zavorra metallica) e sigillatura (con malta tixotropica) di tronchetti di tubazione in ghisa.
- Montaggio, sul lato esterno del manufatto, di saracinesche d'intercettazione.
- Calo dell'intero manufatto (cassone prefabbricato, zavorre, ecc..) all'interno dello scavo in presenza d'acqua.

### FASE 4

- Autoaffondamento del cassone grazie alla presenza dello zavorramento interno. Qualora fosse necessario (a seconda del regime di filtrazione sotterranea dell'acqua di falda effettivamente rilevato durante i lavori), potrebbe essere necessario (al fine di accelerare l'affondamento) aprire una o tutte le saracinesche installate sulle pareti del cassone e/o usare una pompa di aggettamento che trasporti l'acqua di falda all'interno del cassone stesso fino al suo affondamento. In quest'ultimo caso, si provvederà successivamente all'operazione inversa e cioè all'aggettamento dell'acqua interna al cassone fino al suo completo svuotamento. Per eventuali operazioni di chiusura delle saracinesche o per ogni altro eventuale operazione da effettuarsi sotto falda, potrebbe essere necessario ricorrere ad un operatore subacqueo in possesso di apposito brevetto dotato di attrezzatura completa per l'immersione. A questo punto si avrà ottenuto un cassero a perdere che proteggerà lo scavo dalle venute d'acqua e si potrà procedere al getto in opera del manufatto di sollevamento fognario.
- Posa in opera di un telo di impermeabilizzazione pre-getto, fissato all'interno del manufatto autoaffondante, costituito da tessuto non tessuto e tessuto poroso riempito con bentonite di sodio naturale.

- Getto di cls magro nell'eventuale spazio vuoto creatosi tra cassone e camicia interna di acciaio. A questo punto, l'intero cassone risulterà completamente e perfettamente appoggiato sul fondo dello scavo nonostante la presenza dell'acqua di falda.
- Posa in opera, all'interno del cassone, dell'armatura della fondazione del manufatto di sollevamento (comprensiva delle armature di attesa delle pareti) e getto del calcestruzzo.

#### FASE 5

- Realizzazione in calcestruzzo armato gettato in opera del resto dell'impianto di sollevamento.
- Rimozione del sistema "well point".

#### FASE 6

- Riempimento dello scavo.
- Realizzazione del nuovo massetto, posa della malta di allettamento e della pavimentazione costituita da pietrini in cemento del tutto uguali a quelli esistenti.

Maggiori dettagli relativi al cassone e alle fasi di realizzazione dell'opera, aggiuntivi rispetto a quanto sopra descritto, possono essere acquisiti consultando le relative tavole grafiche di progetto.

Un'apposita verifica all'auto-affondamento del cassone (comprensivo delle zavorre previste) e al galleggiamento (verifica tipo "UPL" di cui al paragrafo 6.2.3.2 - "Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici" delle NTC08) del manufatto di sollevamento gettato in opera sono state puntualmente svolte nel successivo capitolo 8 della presente relazione.

Si mette nuovamente in evidenza che il cassone prefabbricato svolgerà il ruolo di cassero a perdere e quindi si configurerà come vera e propria opera provvisoria.

Alla luce di quanto stabilito nella nota 1 del par. 2.4.1 delle NTC08, avendo imposto una vita utile di progetto del cassone ben al di sotto dei 2 anni, le verifiche sismiche dello stesso potranno essere omesse.

A sostegno di tale ipotesi progettuale, il manufatto di sollevamento fognario è stato calcolato e verificato considerando che il cassone non sia presente all'esterno e che quindi abbia già esaurito la sua funzione portante immediatamente dopo la fase di costruzione dell'opera stessa.

I carichi progettuali stabiliti nel seguito, a cui il cassone prefabbricato sarà soggetto come opera provvisoria di sostegno, dovranno essere confrontati con quelli adottati nelle verifiche strutturali che dovranno essere effettuate e prodotte, come previsto dall'art. 58 del D.P.R. n. 380/2001 (art.9 della L. 1086/71), dalla ditta produttrice e/o fornitrice di ogni singolo elemento del manufatto prefabbricato in base alle indicazioni e prescrizioni riportate nella presente relazione.

## 7 ANALISI DEI CARICHI

Sono state di seguito analizzate le varie azioni a cui sarà soggetta l'opera in progetto durante la sua vita utile. Per maggiori approfondimenti si rimanda al tabulato di calcolo allegato.

Verranno analizzati quantitativamente tutti i carichi agenti sulla strutture quali:

- I carichi permanenti strutturali  $G_1$
- I carichi permanenti non strutturali portati  $G_2$  (finiture ecc.)
- I carichi variabili  $Q_i$
- Le azioni sismiche  $E$

### 7.1 Carichi permanenti strutturali $G_1$

- Pesi propri

Nelle analisi e verifiche strutturali effettuate mediante il modello di calcolo, agli elementi strutturali in calcestruzzo (pareti, solette, piastre) è stato automaticamente attribuito il peso proprio valutato attraverso l'introduzione dei materiali "C35/45" e "C32/40" a cui è associato un peso specifico pari a 2.500 daN/m<sup>3</sup>.

- Spinta orizzontale statica del terreno e della falda

Coerentemente con quanto riportato nel DM2008 al par. 6.2.3.1.1, il terreno costituisce carico permanente (strutturale) poiché, nella modellazione utilizzata, contribuisce al comportamento dell'opera con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

Dalla letteratura tecnica si evince che il raggiungimento della condizione di spinta attiva del terreno si ha in corrispondenza di deformazioni del terreno non inferiori allo 0,1%-0,2%.

Lo schema statico delle pareti contro-terra del manufatto di sollevamento, caratterizzato da pareti molto rigide e vincolate in continuità con la fondazione e con la soletta di copertura, non permette il raggiungimento delle deformazioni di cui si diceva in precedenza; di conseguenza, in questo caso, si dovrebbe considerare una situazione intermedia tra la spinta attiva e la spinta a riposo (caratterizzata da un coefficiente  $k_0$ ), ma molto prossima a quest'ultima.

Con riferimento al terreno presente a tergo delle pareti, si è considerato un materiale spingente con le seguenti caratteristiche stimate in maniera cautelativa tenendo conto delle proprietà dei

primi due strati geotecnici (di cui si è parlato in precedenza al par. 5.3) e dell'eventuale presenza di un rinterro di non elevate proprietà meccaniche, ma di elevata densità):

$\varphi$	$= 25^\circ$	Angolo di attrito interno del terreno
$k_0$	$= 1 - \text{sen}\varphi = 0.58$	Coefficiente di spinta a riposo
$K_a$	$= \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \times \sin(\alpha - \delta) \times \left[ 1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$	Coefficiente di spinta attiva (Formule di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau)
$k_a$	$= 0,41$	
dove:		
$\alpha$	$= 0$	Angolo tra parete e verticale
$\delta$	$= 0$	Angolo d'attrito tra parete e terreno
$\beta$	$= 0$	Angolo tra piano campagna e orizzontale
$\gamma_n$	$= 20 \text{ KN/m}^3$	Peso specifico del terreno (naturale)
$\gamma_{\text{sat}}$	$= 22 \text{ KN/m}^3$	Peso specifico del terreno (saturo)
$C$	$= 0$	Coazione del terreno (cautelativamente nullo)

Il valore complessivo della spinta del terreno sulle pareti è stato quindi ottenuto mediante l'applicazione della seguente formula:

$$S = \frac{1}{2} \gamma_t k_0 h^2$$

La distribuzione statica permanente di pressione orizzontale del terreno avrà un andamento triangolare caratterizzato dal valore (ad una profondità generica h):

$$\sigma_{h,t}(h) = \gamma_n \times k_0 \times h \approx 11,6 \times h \text{ KN/m}^2 \quad (\text{per } h < h_w - \text{soprafalda})$$

$$\sigma_{h,tw}(h) = \sigma_t(h_w) + (\gamma_n \times k_0 \times h') + (\gamma_w \times h') \approx (11,6 \times h_w) + (17 \times h') \text{ KN/m}^2 \quad (\text{per } h > h_w - \text{sottofalda})$$

in cui

$\gamma_n$  = peso dell'unità di volume del terreno naturale;

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua =  $10 \text{ KN/m}^2$ ;

$\gamma_n$  = peso dell'unità di volume del terreno alleggerito =  $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 12 \text{ KN/m}^2$ ;

$h$  = profondità generica, rispetto al piano campagna;

$h_w$  = profondità della falda, rispetto al piano campagna;

$h'$  = profondità generica, rispetto al livello della falda =  $h - h_w$ ;

$k_0$  = coefficiente di spinta a riposo.

*Tali espressioni potranno essere utilizzate anche per determinare le sollecitazioni statiche del terreno sulle pareti del cassone prefabbricato e dei pozzetti idrici e fognari previsti in progetto.*

- Sottospinta verticale dell'acqua di falda

Coerentemente con quanto riportato nel DM2008 al par. 6.2.3.1.1, anche l'acqua costituisce carico permanente (strutturale) poiché, nella modellazione utilizzata, contribuisce al comportamento dell'opera con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

L'acqua di falda agirà sulle opere con una forza diretta dal basso verso l'alto pari al peso del volume di acqua spostata dalla porzione di ciascuna struttura immersa (principio di Archimede); nel caso delle opere in progetto (impianto di sollevamento, pozzetti e cassone autoaffondante), avendo esse la forma di parallelepipedo, sulla loro fondazione agirà il seguente valore di pressione verticale diretta verso l'alto:

$$\sigma_{v,w} = \gamma_w \times h_i = 10 \times h_w \text{ KN/m}^2$$

in cui

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua;

$h_i$  = profondità della parte di struttura immersa nella falda.

## **7.2 Carichi permanenti non strutturali portati $G_2$**

- Copertura e massetto fondo vasca

Il carico permanente non strutturale gravante sulla copertura del manufatto di sollevamento, è stato calcolato considerando il seguente peso del pacchetto di pavimentazione considerata in progetto (pietrini di cemento con malta di allettamento):

$$G_{2,\text{pietrini}} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,\text{massetto}} \approx 2.000 \times 0,07 \approx 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,\text{TOT,pavimentaz.}} = G_{2,\text{pietrini}} + G_{2,\text{massetto}} \approx 2 \text{ KN/m}^2$$

Al carico precedente è stato aggiunto anche quello dovuto alla presenza dei chiusini che è stato così stimato (a seconda delle due tipologie previste):

$$G_{2,\text{chiusino}_{60 \times 120}} = 2 \text{ KN}$$

$$G_{2,\text{chiusino}_{50 \times 70}} = 0,9 \text{ KN}$$

Il carico totale dovuto ai chiusini sarà pari a:

$$G_{2,\text{chiusini}} = 4 \times G_{2,\text{chiusino}_{60 \times 120}} + 2 \times G_{2,\text{chiusino}_{50 \times 70}} = 9,8 \text{ KN}$$

Tale carico è stato considerato uniformemente distribuito sulla porzione di soletta non forata (avente un'area di circa 6,31 m<sup>2</sup>) risultando pari a:

$$G_{2,\text{TOT,chiusini}} = G_{2,\text{chiusini}} / 6,31 = 1,55 \text{ KN/m}^2$$

Al fine di far defluire verso le elettropompe le acque reflue in arrivo nell'impianto, sulla platea di fondo della vasca è stato previsto uno strato di masso a pendio alleggerito a base cementizia avente densità pari a 20 KN/m<sup>3</sup> sagomato in modo da creare una doppia pendenza di spessore medio pari a s = 0,1 m.

Per il massetto, quindi, si è considerato un carico permanente non strutturale pari a:

$$G_{2,\text{mass.}} = 20 \times 0,1 = 2 \text{ KN/m}^2$$

- Elettropompe

Per quanto riguarda le azioni permanenti non strutturali dovute alla presenza delle elettropompe gravanti sulla platea di fondo vasca, è stato considerato il seguente carico:

$$G_{2,\text{pompe}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

### **7.3 Carichi variabili Q<sub>i</sub>**

- Sovraccarichi accidentali di copertura

L'impianto di sollevamento risulterà completamente interrato e sarà ubicato all'interno di un'ampia area pedonabile.

Nella Tabella 3.1.11 delle NTC08, in tali situazioni si indicano dei carichi accidentali di cat. C3 – "Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone" (pari a q = 5 KN/m<sup>2</sup>).

Non potendo escludere a priori che in futuro, sulla copertura, possa transitarvi qualche mezzo non troppo pesante o possa verificarsi la presenza di un carico maggiore (dovuto a particolari presenze di folla o al montaggio di piccole strutture temporanee), si è considerato cautelativamente per quest'ultima un sovraccarico accidentale pari a:

$$q_{\text{cop, strad.}} = 1,2 \text{ KN/m}^2$$

Analogamente a quanto fatto in precedenza nel caso del peso proprio dei chiusini, la porzione del sovraccarico sopra calcolato ricadente sulla superficie dei chiusini stessi (uguale a 3,58 m<sup>2</sup>)

è stata ridistribuita sul resto della soletta non forata (avente un'area di circa 6,31 m<sup>2</sup>) determinando il seguente carico uniformemente distribuito totale:

$$q_{TOT,cop,strad.} = q_{cop,strad.} + q_{cop,strad.} \times (3,58 / 6,31) = 1,88 \text{ KN/m}^2$$

Per quanto riguarda i pozzetti prefabbricati previsti in progetto, dovranno essere considerati in copertura i carichi stradali previsti nel paragrafo 5.1.3.3 delle NTC08; in tal senso si potrà prevedere cautelativamente, e comporre nel modo più sfavorevole possibile:

- un carico distribuito  $q = 9,00 \text{ KN/m}^2$ ;
- un carico concentrato (su un'area 40x40cm)  $Q = 200 \text{ KN}$ .

- Sovraccarichi accidentali sulle solette

All'interno del manufatto di sollevamento ci sarà solo una presenza occasionale di personale addetto alla manutenzione o alla gestione dell'impianto e quindi il sovraccarico accidentale gravante sulle solette (di fondo vasca e di manovra) sarà pari a:

$$q_{manut.} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

- Sovraccarichi sul terreno

Al fine di valutare l'incremento della spinta orizzontale del terreno dovuto ad un sovraccarico accidentale eventualmente presente in prossimità delle pareti contro-terra, ipotizzando che nelle vicinanze del manufatto di sollevamento possa esserci il transito di mezzi, il sovraccarico sul terreno è stato posto cautelativamente pari a:

$$q_{terreno} = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Sulla base dei dati individuati in precedenza, tale sovraccarico determina un 'incremento costante (cioè ad andamento rettangolare) della distribuzione statica di pressione orizzontale del terreno pari a:

$$\sigma_{h,tq} = k_0 \times q_{terreno} = 0,87 \text{ KN/m}^2$$

in cui

$k_0$  = coefficiente di spinta a riposo precedentemente calcolato (0,58).

- Azione del vento

Per le strutture previste in progetto l'azione del vento risulta completamente assente e quindi non è stata quantificata essendo irrilevante.

- Peso proprio e spinta orizzontale statica del liquido (Liquami)

Il valore complessivo della spinta orizzontale del liquido (liquami) contenuto nelle opere di progetto è stato ottenuto mediante l'applicazione della seguente formula:

$$S = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

mentre la sua distribuzione verticale (in termini di pressione) ha un andamento triangolare caratterizzato dal valore:

$$\sigma_w = \gamma_w \times h \approx 1,1 \times h \text{ KN/m}^2$$

in cui

$\gamma_w = 1,1 \text{ KN/m}^3$  (peso specifico dell'acqua reflua tenendo in conto la concentrazione di solidi);

$h$  = profondità rispetto al livello idrico superficiale (in m).

Si evidenzia che tra le combinazioni considerate in progetto (evidenziate nel tabulato di calcolo allegato) è stata inserita anche una combinazione eccezionale (di cui alla formula 2.5.6 delle NTC08) che considera uno scenario (estremamente improbabile) che preveda il riempimento totale della vasca (fino all'intradosso della soletta di copertura) a causa di un guasto simultaneo di entrambe le elettropompe di sollevamento.

- Carico neve

L'intensità del carico neve sulla copertura dell'impianto di sollevamento dipende da una serie di fattori legati a variabili topografiche (zona geografica, quota sul l.m. della costruzione, ventosità del sito, presenza di edifici circostanti) e alla tipologia della copertura (inclinazione delle falde, rugosità della superficie, presenza di fonti di calore sotto la copertura ecc..).

L'azione statica  $q_s$  (p.to 3.4 D.M. 14/01/2008) della neve è stata valutata, per una copertura piana, mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_e \cdot c_t = 0,8 \times 0,6 \times 1 \times 1 \approx 0,5 \text{ KN/m}^2$$

essendo:

$c_t$  (coefficiente termico) = 1 (in assenza di uno specifico studio)

$c_e$  (coefficiente di esposizione) = 1 (per classe di topografia normale)

$\mu_i$  (coefficiente di forma della copertura) = 0,8 (copertura piana)

$q_{sk}$  il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un tempo di ritorno di 50 anni, pari a 0,6 KN/m<sup>2</sup> considerando il sito appartenente alla zona III e la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'opera non superiore a 200 m.

- Azioni dovute alla temperatura

Le sollecitazioni derivanti da variazioni termiche sulle strutture assumono un'importanza più o meno rilevante a seconda della tipologia di manufatto e delle sue condizioni d'esercizio e risultano spesso non trascurabili soprattutto per quelle opere costituite da piastre interconnesse a forte comportamento scatolare e marcata "iperstaticità interna".

Si è voluto considerare il carico dovuto alle variazioni termiche, laddove plausibile, anche per tenere forfettariamente in conto eventuali sollecitazioni dovute al ritiro del calcestruzzo sebbene sia vivamente consigliato che durante i lavori vengano attuate tutte quelle contromisure atte ad arginare tale fenomeno (come l'uso di appositi additivi alla composizione del cls, il rispetto dei giusti tempi di scasseratura, l'innaffiatura del conglomerato durante la stagionatura, ecc..).

Coerentemente con quanto riportato nel paragrafo 3.5 del DM08, il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale può essere in generale descritto mediante:

- a) una componente uniforme  $\Delta T_u = T - T_0$  pari alla differenza tra la "temperatura media attuale"  $T$  e quella "iniziale alla data della costruzione"  $T_0$ ;
- b) delle componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali  $y$  e  $z$  della sezione trasversale,  $\Delta T_{My}$  e  $\Delta T_{Mz}$ .

La temperatura iniziale alla data di costruzione è stata posta pari a  $T_0 = 15^\circ\text{C}$ .

Ipotizzando andamenti lineari delle temperature all'interno dei materiali, la temperatura media attuale  $T$  è stata valutata come media tra la temperatura della superficie esterna  $T_{\text{sup,est}}$  e quella della superficie interna  $T_{\text{sup,int}}$  dell'elemento considerato; tali temperature ovviamente variano in funzione della temperatura ambientale esterna e di quella interna.

Per queste ultime, con riferimento ad opere standard, la norma propone i seguenti valori:

$$T_{\text{max, est}} = 45^\circ\text{C} \text{ (temperatura esterna massima estiva)}$$

$$T_{\text{min, est}} = -15^\circ\text{C} \text{ (temperatura esterna minima invernale)}$$

$$T_{\text{int}} = 20^\circ\text{C} \text{ (temperatura interna con riferimento a opere standard)}.$$

Generalmente, come già detto, lo stato tensionale che può nascere in una struttura iperstatica a causa della presenza di variazioni termiche può, in molti casi, risultare estremamente gravoso; nel caso di strutture in c.a., tuttavia, gli effetti riscontrati sono normalmente più modesti di quelli che l'applicazione della teoria dell'elasticità lascerebbe supporre.

Questo è dovuto al fatto che la struttura tende in qualche modo ad attenuare la propria rigidità, sia per la presenza di eventuali trazioni in grado di produrre uno stato fessurativo, sia perché eventuali fenomeni di plasticizzazione localizzati, in zone fortemente compresse, possono anch'essi essere interpretati come riduzioni locali di rigidità.

Inoltre, nel caso di variazioni termiche stagionali, l'azione si esplica in tempi estremamente lenti, per cui si può pensare che anche la viscosità del calcestruzzo possa giocare un ruolo importante; di conseguenza, limitatamente al calcolo delle sollecitazioni indotte da variazioni termiche in strutture in c.a., si è fatto ricorso ad un modulo di elasticità ridotto del materiale.

Ovviamente per tutte le sollecitazioni non derivanti da variazioni termiche, si è continuato a fare riferimento al modulo elastico classico.

Come indicato nel paragrafo 4.1.1.1 del DM08, per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche nelle strutture in c.a., le analisi sono state quindi effettuate assumendo:

- per gli stati limite ultimi, rigidità ridotte valutate ipotizzando che le sezioni siano fessurate (in assenza di valutazioni più precise la rigidità delle sezioni fessurate è stata assunta pari alla metà della rigidità delle sezioni interamente reagenti);

- per gli stati limite di esercizio, rigidità intermedie valutate ipotizzando che le sezioni siano meno fessurate (la rigidità delle sezioni semi-fessurate è stata assunta pari al 75% della rigidità delle sezioni interamente reagenti).

Tuttavia, nel programma di calcolo automatico delle strutture utilizzato, non è possibile introdurre valori diversi del modulo elastico in funzione delle varie condizioni di carico analizzate.

Giova quindi osservare come in tutti i fenomeni collegati alle variazioni termiche, le sollecitazioni risultino sempre proporzionali al termine ( $\alpha_T \Delta T E$ ) e quindi, di conseguenza, un abbattimento del modulo elastico può essere introdotto in maniera del tutto equivalente attraverso una riduzione del valore della variazione termica agente sulla struttura (e/o in maniera altrettanto equivalente agendo sui coefficienti di combinazione forniti dalla norma).

Nel caso in esame, si è scelto di adottare il valore della temperatura da norma moltiplicato per 0,5 e, solo per gli stati limite di esercizio, amplificare i coefficienti di combinazione per un coefficiente pari a  $0,75 / 0,5 = 1,5$ .

Per quanto riguarda i coefficienti di dilatazione termica sono stati considerati i seguenti valori (tab. 3.5.III del DM08):

<b>Materiale</b>	$\alpha_T$ [ $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ]
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10

Il manufatto di sollevamento, essendo completamente interrato, sarà sollecitato da azioni termiche solo sulla superficie di copertura che però (essendoci, a ricoprimento, la presenza della pavimentazione in pietrini) risulterà comunque protetta e non esposta direttamente al sole.

Si è ritenuto che al di sotto del piano campagna, la struttura sia invece influenzata in maniera benefica della consistente inerzia termica del terreno e risenta in maniera molto marginale delle variazioni di temperatura esterne; essa quindi subirà sollecitazioni termiche trascurabili.

Nel caso di che trattasi, l'azione della temperatura è stata valutata, ma non è stata considerata fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura e quindi si è tenuto conto, solo per la soletta di copertura, della seguente componente ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II del DM2008:

$$\Delta T_u \text{ (uniforme)} = \pm 10^{\circ}\text{C} \text{ (struttura in c.a. protette).}$$

#### **7.4 Azioni sismiche E**

- Azioni sismiche strutturali

Per la valutazione delle azioni sismiche si è fatto riferimento a quanto previsto dal DM08 che, pur mantenendo solo da un punto di vista amministrativo la vecchia suddivisione in 4 zone, ha innanzitutto disposto dei nuovi criteri per l'individuazione su tutto il territorio nazionale è di un reticolo molto fitto di punti per ciascuno dei quali sono stati definiti dei parametri sismici che rappresentino la cosiddetta "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Come indicato nella Deliberazione della Giunta Regionale della Puglia n.153 del 2 marzo 2004, il comune di Porto Cesareo è classificato come zona 4.

Il sito dove sorgeranno le opere in progetto (evidenziato nell'ortofoto seguente) è caratterizzato dalle coordinate geodetiche (ED50):

**Latitudine: 40.259428°**

**Longitudine: 17.894250°**

Per la definizione dello spettro elastico di risposta, è stato necessario definire anche la Vita nominale delle opere ( $V_N$ ), la loro classe d'uso, il coefficiente d'uso ( $C_U$ ) e il periodo di riferimento ( $V_R$ ) dell'azione sismica (come previsto dal DM08 nel paragrafo 2.4).



*Fig. 7.1 - Ortofoto del sito di ubicazione dell’impianto di sollevamento fognario*

Come anche suggerito dal commento AICAP (Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso) alle NTC08, per minimizzare il costo attualizzato e quindi per ottimizzare le opere dal punto di vista economico, è preferibile scegliere una vita nominale più elevata qualora i costi siano elevati sia in termini di spese di costruzione sia di costi sociali per il servizio che l’opera svolge; vista l’importanza che un impianto di sollevamento fognario riveste in termini socio-economici e ambientali, si è deciso quindi di assicurare un alto livello prestazionale delle opere in progetto determinando per esse una vita nominale di 100 anni.

Per la scelta della classe d’uso da adottare per il manufatto di progetto, come già detto, si è fatto riferimento al par. 2.4.2 del DM08, dove si indica una classe d’uso III per le “industrie con attività pericolose per l’ambiente”, e alla deliberazione di Giunta Regionale n.1214/11 della Regione Puglia, dove si indica la classe d’uso III anche per quegli impianti “che in caso di collasso, possono determinare gravi conseguenze in termini di danni ambientali”.

Pertanto, considerando l’importante vocazione turistica del Comune di Porto Cesareo, l’immediata vicinanza del mare in un tratto di costa tra i più puliti e frequentati del Mar

Mediterraneo e considerando che lo sversamento in mare di una sostanza pericolosa come il liquame determinerebbe in quel punto gravi conseguenze ambientali, sono stati assunti i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell’opera ( $V_N$  – tab. 2.4.I) = **100 anni**
- Classe d’uso (par. 2.4.2) = **III** – impianti che in caso di collasso, possono determinare gravi conseguenze in termini di danni ambientali
- Coefficiente d’uso ( $C_U$  - tab. 2.4.II) = 1,5

In base ai quali risulta un periodo di riferimento per l’azione sismica (par. 2.4.3) pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 1,5 = \mathbf{150 \text{ anni}}$$

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ( $a_g$ ) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria “A” quale definita al paragrafo 3.2.2 del DM08), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ ; tale spettro, riferito a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  (vedi tabella 3.2.I del DM08 riportata di seguito), è determinato anche da altri parametri come il valore massimo del fattore di amplificazione ( $F_o$ ) e il periodo di inizio del tratto a velocità costante ( $T^*_C$ ).

**Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato**

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

Sulla base dei dati precedenti si sono ottenuti i seguenti parametri sismici:

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	$A_g/g$	$F_o$	$T_c^*(sec)$
SLO	Default (81)	90	0.0284	2.321	0.327
SLD	Default (63)	151	0.0347	2.4	0.377
SLV	Default (10)	1424	0.0687	2.71	0.549
SLC	Default (5)	2475	0.0788	2.816	0.571

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si è reso necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale facendo riferimento all'approccio semplificato suggerito dal DM08 che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (tab. 3.2.II e 3.2.III).

Sulla base di quanto riportato nella Relazione Geologica e nella Relazione Geotecnica allegate al progetto, si può associare al sottosuolo dell'impianto di depurazione in oggetto una categoria di **classe “A”** (“ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di  $V_{s,30}$  superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m”).

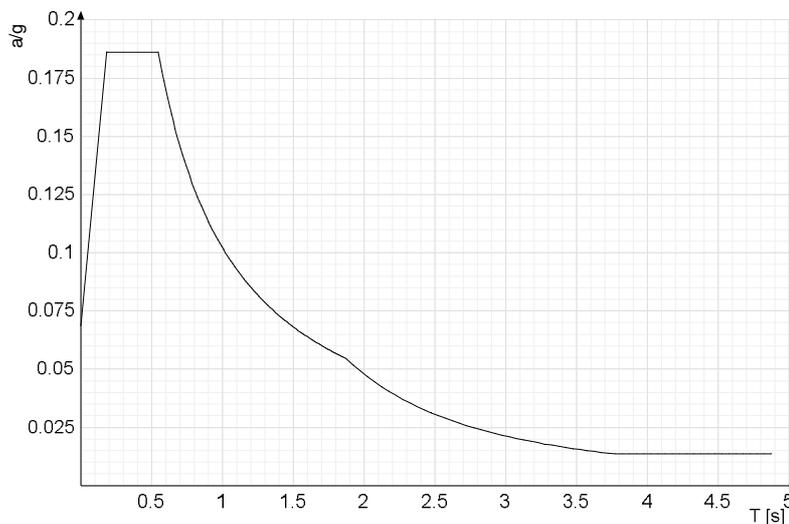
L'andamento orografico dell'area oggetto d'intervento ha suggerito di individuare, con riferimento alla classificazione riportata nella tab. 3.2.IV del DM08, una Categoria Topografica  $T_1$  (“superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ”).

L'azione sismica è caratterizzata solitamente da 3 componenti, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z; non ricorrendo le condizioni riportate nel punto 7.2.1 del DM08 (“presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m, elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4”), sono state considerate solo le componenti X e Y.

Di seguito si riportano gli spettri elastici ottenuti:

**T:** Periodo. [s]  
**a/g:** Accelerazione normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione per l'accelerazione di gravità. Il valore è adimensionale.

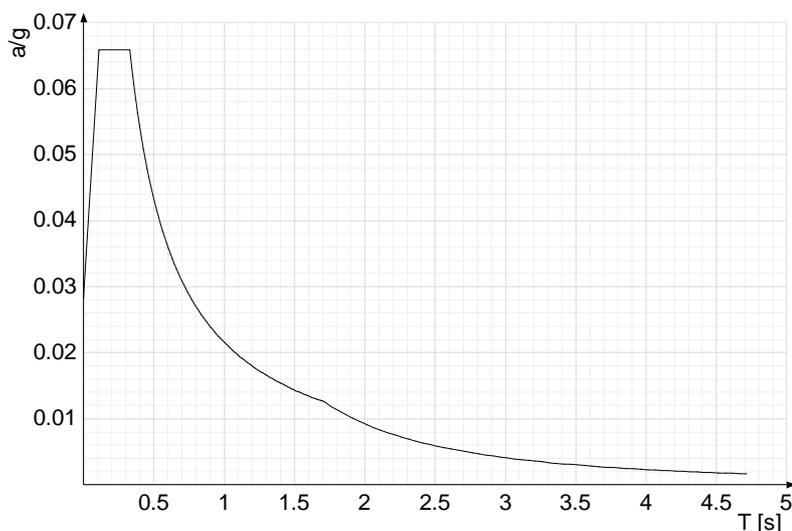
Sisma SLV



**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estensione della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"**  
**CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE GENERALE**

Ind. vertice	T	a/g									
1	0	0.069	2	0.183	0.186	3	0.549	0.186	4	0.562	0.182
5	0.575	0.178	6	0.589	0.174	7	0.602	0.17	8	0.615	0.166
9	0.628	0.163	10	0.641	0.16	11	0.654	0.156	12	0.667	0.153
13	0.68	0.15	14	0.694	0.147	15	0.707	0.145	16	0.72	0.142
17	0.733	0.14	18	0.746	0.137	19	0.759	0.135	20	0.772	0.132
21	0.785	0.13	22	0.799	0.128	23	0.812	0.126	24	0.825	0.124
25	0.838	0.122	26	0.851	0.12	27	0.864	0.118	28	0.877	0.117
29	0.89	0.115	30	0.904	0.113	31	0.917	0.112	32	0.93	0.11
33	0.943	0.108	34	0.956	0.107	35	0.969	0.106	36	0.982	0.104
37	0.995	0.103	38	1.009	0.101	39	1.022	0.1	40	1.035	0.099
41	1.048	0.098	42	1.061	0.096	43	1.074	0.095	44	1.087	0.094
45	1.1	0.093	46	1.114	0.092	47	1.127	0.091	48	1.14	0.09
49	1.153	0.089	50	1.166	0.088	51	1.179	0.087	52	1.192	0.086
53	1.205	0.085	54	1.219	0.084	55	1.232	0.083	56	1.245	0.082
57	1.258	0.081	58	1.271	0.08	59	1.284	0.08	60	1.297	0.079
61	1.311	0.078	62	1.324	0.077	63	1.337	0.077	64	1.35	0.076
65	1.363	0.075	66	1.376	0.074	67	1.389	0.074	68	1.402	0.073
69	1.416	0.072	70	1.429	0.072	71	1.442	0.071	72	1.455	0.07
73	1.468	0.07	74	1.481	0.069	75	1.494	0.068	76	1.507	0.068
77	1.521	0.067	78	1.534	0.067	79	1.547	0.066	80	1.56	0.066
81	1.573	0.065	82	1.586	0.064	83	1.599	0.064	84	1.612	0.063
85	1.626	0.063	86	1.639	0.062	87	1.652	0.062	88	1.665	0.061
89	1.678	0.061	90	1.691	0.06	91	1.704	0.06	92	1.717	0.06
93	1.731	0.059	94	1.744	0.059	95	1.757	0.058	96	1.77	0.058
97	1.783	0.057	98	1.796	0.057	99	1.809	0.057	100	1.822	0.056
101	1.836	0.056	102	1.849	0.055	103	1.862	0.055	104	1.875	0.055
105	1.925	0.052	106	1.975	0.049	107	2.025	0.047	108	2.075	0.045
109	2.125	0.042	110	2.175	0.041	111	2.225	0.039	112	2.275	0.037
113	2.325	0.035	114	2.375	0.034	115	2.425	0.033	116	2.475	0.031
117	2.525	0.03	118	2.575	0.029	119	2.625	0.028	120	2.675	0.027
121	2.725	0.026	122	2.775	0.025	123	2.825	0.024	124	2.875	0.023
125	2.925	0.022	126	2.975	0.022	127	3.025	0.021	128	3.075	0.02
129	3.125	0.02	130	3.175	0.019	131	3.225	0.018	132	3.275	0.018
133	3.325	0.017	134	3.375	0.017	135	3.425	0.016	136	3.475	0.016
137	3.525	0.015	138	3.575	0.015	139	3.625	0.015	140	3.675	0.014
141	3.725	0.014	142	3.775	0.014	143	3.825	0.014	144	3.875	0.014
145	3.925	0.014	146	3.975	0.014	147	4.025	0.014	148	4.075	0.014
149	4.125	0.014	150	4.175	0.014	151	4.225	0.014	152	4.275	0.014
153	4.325	0.014	154	4.375	0.014	155	4.425	0.014	156	4.475	0.014
157	4.525	0.014	158	4.575	0.014	159	4.625	0.014	160	4.675	0.014
161	4.725	0.014	162	4.775	0.014	163	4.825	0.014	164	4.875	0.014

**Sisma SLO**



**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estensione della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"**  
**CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE GENERALE**

Ind. vertice	T	a/g									
1	0	0.028	2	0.109	0.066	3	0.327	0.066	4	0.341	0.063
5	0.355	0.061	6	0.368	0.058	7	0.382	0.056	8	0.396	0.054
9	0.409	0.053	10	0.423	0.051	11	0.437	0.049	12	0.451	0.048
13	0.464	0.046	14	0.478	0.045	15	0.492	0.044	16	0.506	0.043
17	0.519	0.041	18	0.533	0.04	19	0.547	0.039	20	0.56	0.038
21	0.574	0.038	22	0.588	0.037	23	0.602	0.036	24	0.615	0.035
25	0.629	0.034	26	0.643	0.033	27	0.657	0.033	28	0.67	0.032
29	0.684	0.031	30	0.698	0.031	31	0.711	0.03	32	0.725	0.03
33	0.739	0.029	34	0.753	0.029	35	0.766	0.028	36	0.78	0.028
37	0.794	0.027	38	0.807	0.027	39	0.821	0.026	40	0.835	0.026
41	0.849	0.025	42	0.862	0.025	43	0.876	0.025	44	0.89	0.024
45	0.904	0.024	46	0.917	0.023	47	0.931	0.023	48	0.945	0.023
49	0.958	0.022	50	0.972	0.022	51	0.986	0.022	52	1	0.022
53	1.013	0.021	54	1.027	0.021	55	1.041	0.021	56	1.055	0.02
57	1.068	0.02	58	1.082	0.02	59	1.096	0.02	60	1.109	0.019
61	1.123	0.019	62	1.137	0.019	63	1.151	0.019	64	1.164	0.018
65	1.178	0.018	66	1.192	0.018	67	1.206	0.018	68	1.219	0.018
69	1.233	0.017	70	1.247	0.017	71	1.26	0.017	72	1.274	0.017
73	1.288	0.017	74	1.302	0.017	75	1.315	0.016	76	1.329	0.016
77	1.343	0.016	78	1.357	0.016	79	1.37	0.016	80	1.384	0.016
81	1.398	0.015	82	1.411	0.015	83	1.425	0.015	84	1.439	0.015
85	1.453	0.015	86	1.466	0.015	87	1.48	0.015	88	1.494	0.014
89	1.508	0.014	90	1.521	0.014	91	1.535	0.014	92	1.549	0.014
93	1.562	0.014	94	1.576	0.014	95	1.59	0.014	96	1.604	0.013
97	1.617	0.013	98	1.631	0.013	99	1.645	0.013	100	1.659	0.013
101	1.672	0.013	102	1.686	0.013	103	1.7	0.013	104	1.713	0.013
105	1.763	0.012	106	1.813	0.011	107	1.863	0.011	108	1.913	0.01
109	1.963	0.01	110	2.013	0.009	111	2.063	0.009	112	2.113	0.008
113	2.163	0.008	114	2.213	0.008	115	2.263	0.007	116	2.313	0.007
117	2.363	0.007	118	2.413	0.006	119	2.463	0.006	120	2.513	0.006
121	2.563	0.006	122	2.613	0.005	123	2.663	0.005	124	2.713	0.005
125	2.763	0.005	126	2.813	0.005	127	2.863	0.004	128	2.913	0.004
129	2.963	0.004	130	3.013	0.004	131	3.063	0.004	132	3.113	0.004
133	3.163	0.004	134	3.213	0.004	135	3.263	0.003	136	3.313	0.003
137	3.363	0.003	138	3.413	0.003	139	3.463	0.003	140	3.513	0.003
141	3.563	0.003	142	3.613	0.003	143	3.663	0.003	144	3.713	0.003
145	3.763	0.003	146	3.813	0.003	147	3.863	0.002	148	3.913	0.002
149	3.963	0.002	150	4.013	0.002	151	4.063	0.002	152	4.113	0.002
153	4.163	0.002	154	4.213	0.002	155	4.263	0.002	156	4.313	0.002
157	4.363	0.002	158	4.413	0.002	159	4.463	0.002	160	4.513	0.002
161	4.563	0.002	162	4.613	0.002	163	4.663	0.002	164	4.713	0.002

Una volta definiti gli spettri elastici, si è dovuto determinare le proprietà dissipative dell'opera, in termini di duttilità, in modo da determinare gli spettri di progetto (punto 3.2.3.4 del DM08).

Normalmente le strutture si distinguono in dissipative e non dissipative in base alla loro intrinseca capacità di dissipare l'energia sismica sprigionata dall'evento tellurico deformandosi.

Per quanto riguarda il manufatto in progetto, si è ritenuto di considerarlo non dissipativo.

Esso, infatti, è caratterizzato da un'interconnessione di piastre che gli conferisce un marcato comportamento scatolare e che porta ad escludere grossi meccanismi di dissipazione.

La struttura è stata quindi definita non dissipativa e per essa, sulla scorta del Parere n. 155 del 14 dicembre 2010 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Sezione Prima, si è deciso di adottare un coefficiente di struttura unitario ( $q = 1$ ) prevedendo che, durante l'evento sismico, la

stessa mantenga un comportamento elastico.

Si evidenzia che la precedente rappresenta comunque una scelta cautelativa in quanto la struttura, in fase sismica, resisterà ad un sisma rappresentato da uno spettro di progetto coincidente con quello elastico senza che in quest'ultimo i valori delle accelerazioni subiscano delle riduzioni ad opera di un coefficiente di struttura maggiore dell'unità; in questo modo si è mirato anche a non impegnare le risorse di plasticizzazione del manufatto affinché, tra l'altro, possa conservare un quadro fessurativo e di danno più limitato tale da consentirne una migliore conservazione e degli oneri manutentivi più moderati.

E' importante sottolineare, infine, che nel progetto della struttura definita non dissipativa e nel disegno delle armature, sebbene non ve ne fosse l'obbligo, sono state comunque applicate molte delle regole e delle indicazioni riportate nel cap. 7 del DM08 in modo che le stesse posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali, e tali da assicurare un sufficiente grado di duttilità alle opere così come richiesto dalla norma.

Sulla base degli spettri di progetto individuati, il calcolo delle azioni sismiche agenti su ciascuna struttura è stato eseguito ricorrendo all'analisi dinamica modale considerando, caso per caso, tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale fosse superiore all'85% (punto 7.3.3.1 DM08).

Per valutare la risposta massima complessiva di un generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati
- $\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- $\beta_{ij}$  è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche.

Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito; il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo gli eventuali tamponamenti.

Si è tenuto conto delle deformabilità assiali, taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

Il sisma è stato convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate (XX e YY); per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Per quanto riguarda la definizione delle azioni sismiche che agiranno invece sui pozzetti prefabbricati previsti in progetto, salvo valutazioni più precise da parte della ditta produttrice e/o fornitrice dei manufatti (che dovranno fornire la documentazione sulle verifiche strutturali degli stessi), si ritiene possa essere utilizzata un'analisi statica lineare; si potrà fare riferimento quindi alla formula 7.3.6 delle NTC08 riportata nel seguito:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

nella quale inserire i seguenti dati:

$F_i$  = Forza da applicare alla massa i-esima;

$F_h$  =  $0,186 \times W$ ;

$W$  = peso totale del manufatto;

$z_i$  e  $z_j$  = quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse  $i$  e  $j$ ;

$W_i$  e  $W_j$  = pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ .

Sulla base di queste azioni distribuite, dovranno essere verificati i singoli elementi dei pozzetti anche in relazione ai tagli di scorrimento tra un elemento e quello successivo.

- Sovra-spinte sismiche del terreno e della falda

La spinta del terreno sul manufatto di sollevamento è stata adeguatamente amplificata in fase sismica per tener conto della sovra-spinta che si genera in tale situazione di carico.

Il calcolo della sovra-spinta sismica del terreno viene eseguito con il metodo pseudostatico (DM08 par.7.11.6); in queste condizioni, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Come si è già detto, quando è stata calcolata la spinta statica del terreno, l'evidenza scientifica porta a dire che lo schema statico delle strutture aventi pareti vincolate in continuità con la fondazione e con l'impalcato di copertura non permette il raggiungimento di deformazioni delle pareti sotto sisma tali da raggiungere la condizione di spinta attiva del terreno che si avrebbe in corrispondenza di deformazioni del terreno non inferiori allo 0,1%-0,2% .

Nei casi in esame, quindi, per pareti praticamente rigide (DM08 par.7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), si applica la teoria di Wood secondo la quale l'incremento di spinta è proporzionale all'altezza del fronte di spinta e del coefficiente sismico orizzontale, mentre non dipende dalla natura del terreno; questo perché tale teoria è basata sulla propagazione dell'onda sismica in un mezzo elastico isotropo, quindi lontano dalle condizioni di rottura del terreno.

La sovra-spinta sismica, intesa come incremento di pressione orizzontale, è stata assunta costante lungo tutta l'altezza delle pareti (quindi l'azione è caratterizzata da un diagramma di forma rettangolare con risultante applicata a metà altezza dei paramenti verticali) e pari a:

$$\Delta\sigma_{h,t} = k_h \times \gamma_t \times h'$$

in cui

$\Delta\sigma_{h,t}$ : sovra-spinta (pressione) sismica del terreno;

$k_h$ : coefficiente sismico orizzontale =  $\beta_m \times S_s \times S_T \times a_g/g$ ;

$\beta_m$ : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa (considerato pari a 1,00 per le pareti che non sono in grado di subire spostamenti e pari a quanto previsto nella tabella 7.11.II del DM2008 negli altri casi) -  $\beta_m = 1$ ;

$S_s$ : coefficiente stratigrafico = 1;

$S_T$ : coefficiente di amplificazione topografica = 1;

$a_g/g$ : accelerazione orizzontale massima al sito (SLV)/g;  $a_g/g = 0,069$ ;

$\gamma_t$ : peso specifico del terreno = 20 KN/m<sup>3</sup> ( $\gamma_{naturale}$ ; soprafalda) e 12 KN/m<sup>3</sup> ( $\gamma_{alleggerito}$ ; sottofalda);

$h'$ : porzione dell'altezza  $h$  del paramento verticale (sia soprafalda che sottofalda);

$h$ : altezza totale del paramento verticale;

$h_w$ : profondità del livello di falda;

e quindi pari a:

$$\Delta\sigma_{h,t} \approx 1,38 \times h_w \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{h,t} \approx 0,83 \times (h - h_w) \text{ KN/m}^2.$$

Nel modello di calcolo si è anche messo in conto che una certa componente sismica orizzontale, in X o Y, produce sempre incrementi di pressioni sismiche dovute al terreno circostante con verso concorde al sisma; questo significa che pareti con il terreno posizionato sul lato di ingresso del sisma subiscono un incremento della spinta rispetto alla condizione statica, mentre le pareti speculari a queste subiranno contestualmente un decremento della spinta rispetto alla condizione statica.

Questa situazione è quanto accade realmente ad una struttura investita da un onda sismica, e rappresenta nella maggioranza dei casi la condizione più sfavorevole.

Per quanto riguarda la sovraspinta sismica dell'acqua di falda sulle pareti, si è adottata una formulazione basata sulla teoria idrodinamica di Westergaard, che prevede un andamento parabolico dell'incremento di pressione idrostatica.

Si osservi che questa formulazione è stata utilizzata in quanto, nel caso di studio, risultano verificate le ipotesi di falda libera, condizione che si verifica solo se l'acqua è presente da sola, oppure se la permeabilità del terreno è sufficientemente elevata da poter considerare una analisi disaccoppiata di un mezzo bifase solido-liquido; questo significa considerare la spinta del terreno (parte solida) in tensioni efficaci, e sovrapporgli le spinte date dall'acqua (parte liquida), sia essa idrostatica che idrodinamica.

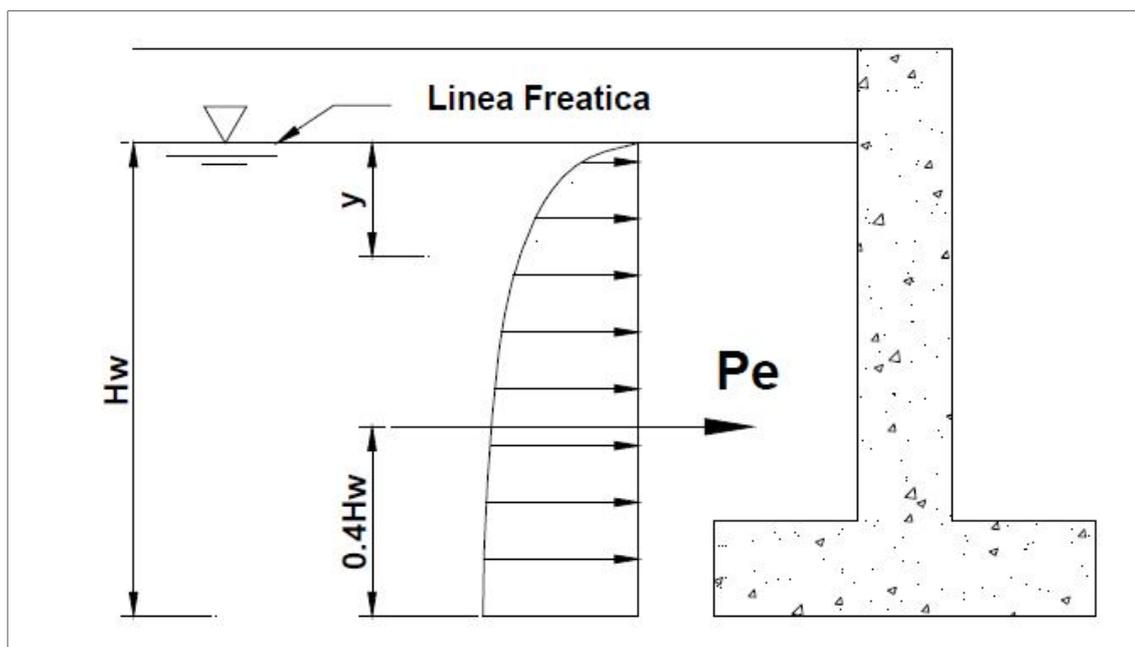


Fig. 7.2 – Modello di Westergaard per il calcolo della sovraspinta sismica della falda

Secondo la teoria di Westergaard, la pressione può essere espressa in ogni punto, misurato a partire dalla sua profondità  $y$  dal pelo libero della falda (vedi fig. 7.2), attraverso l'equazione:

$$\Delta\sigma_{h,w} = 7/8 \times \gamma_w \times k_h \times (H_w \cdot y)^{0.5}$$

dove:

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua;

$k_h$  = coefficiente sismico orizzontale calcolato in precedenza;

$H_w$  = spessore interessato dalla spinta dell'acqua;

$y$  = profondità dal pelo libero.

Tale equazione, integrata sull'intero spessore con le condizioni al contorno agenti ( $p=0$  per  $y=0$ ), restituisce l'espressione della spinta risultante, nota in letteratura come:

$$\Delta P_{wE} = 7/12 \times \gamma_w \times H_w^2 \times k_h.$$

La linea di azione di tale risultante dista  $0.4 H_w$  dalla base dello spessore considerato.

Inoltre, trattandosi di una distribuzione parabolica, essa ha la proprietà di avere la risultante sempre a distanza  $0.6 y$ , per qualsiasi profondità, e quindi a  $0.4$  volte  $h_w$  rispetto al basso.

Tale spinta è stata applicata nel modello sotto forma di un trapezio di pressione equivalente, sia per posizione che per valore, alla risultante idrodinamica  $P_{wE}$ .

La condizione si raggiunge con un trapezio le cui basi minore e maggiore valgono:

$$b = 0.2 * C$$

$$B = 0.8 * C$$

Con  $C = 7/6 * \gamma_w * k_h * H_w = 0,805 * H_w$

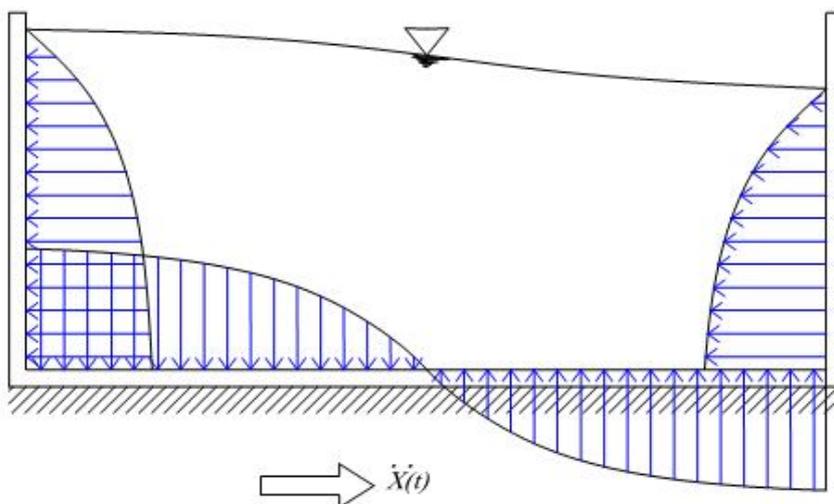
Le sovraspinte sismiche del terreno e della falda precedentemente calcolate dovranno essere considerate nell’ambito della verifica dei singoli elementi dei pozzetti anche in relazione ai tagli di scorrimento tra un elemento e quello successivo.

- Sovraspinte sismiche del liquido (liquami)

Non essendoci nel DM08 degli approfondimenti specifici a riguardo, l’incremento sismico di pressione sulle pareti da parte del liquido contenuto nelle opere in progetto è stato calcolato facendo riferimento agli studi di G. W.Housner (“Dynamic analysis of fluids in containers subjected to acceleration” e “The dynamic behavior water tanks” – 1963), approfonditi da altri scienziati come M.J.N. Priestley (“Seismic Design of Storage Tanks. Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering” – 1986) e normati dall’Eurocodice 8 “UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte”.

Alcune utili indicazioni sono state recepite anche dalla guida “IITK-Gsdma Guidelines for seismic design of liquid storage tanks” emanata nel 2007 dal National Information Centre of Earthquake Engineering a IIT Kanpur (India).

Nella figura seguente è mostrata la distribuzione delle pressioni dinamiche esercitate da un liquido sulle pareti e sul fondo di un contenitore soggetto ad una sollecitazione sismica.

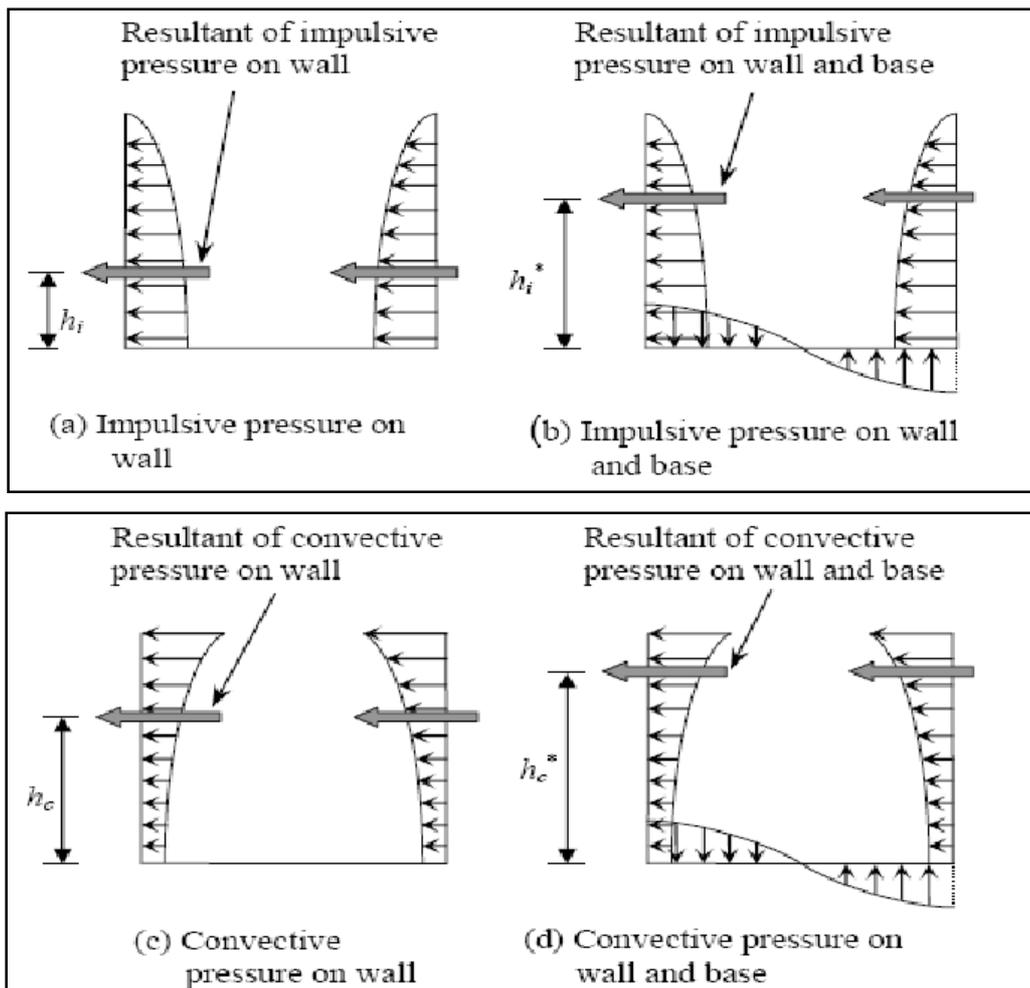


Come si può notare, sotto l'accelerazione laterale la massa liquida in prossimità del pelo libero non tende a traslare rigidamente con il contenitore, per cui, a contatto con le pareti, il liquido è costretto a spostarsi verticalmente, dando origine ad onde sismiche di tipo convettivo.

I periodi di queste oscillazioni, dette sloshing, sono tipicamente piuttosto elevati, fino a 6-10 secondi, e sono maggiormente influenzati dal livello degli spostamenti piuttosto che dalle accelerazioni del terreno.

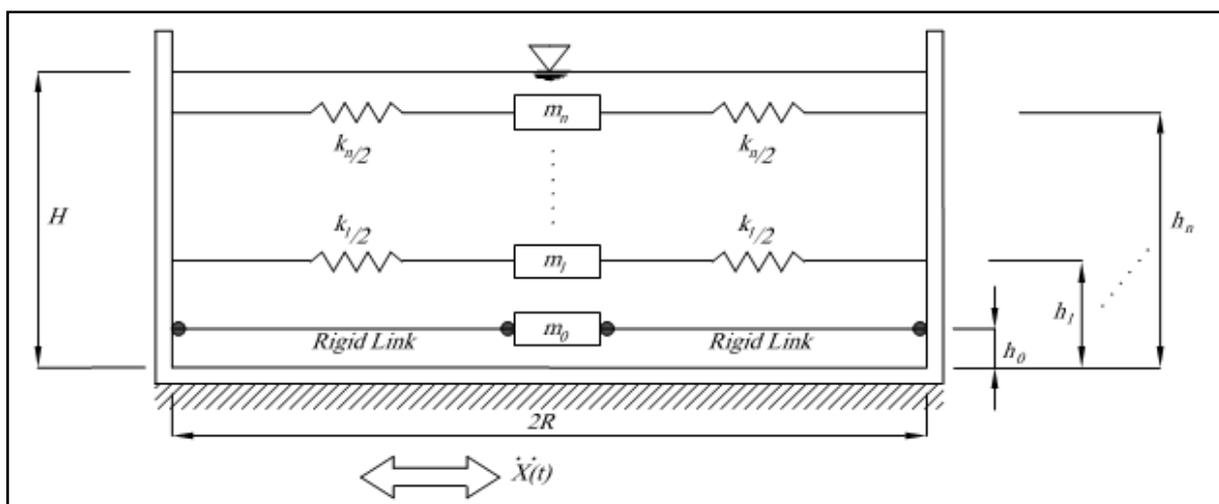
Vicino al fondo, invece, il liquido è costretto a muoversi in modo solidale con il contenitore (moto impulsivo), andando ad incrementare la massa inerziale della struttura.

Le due componenti sopraindicate dell'azione sismica danno origine a pressioni sulle pareti del contenitore il cui andamento è rappresentato nella figura seguente (come si può notare le pressioni in una determinata sezione hanno la stessa direzione, determinando compressione su una parete e aspirazione sulla parete opposta):



La percentuale della massa liquida che partecipa al moto convettivo dipende dal rapporto fra l'altezza  $H$  del pelo libero e la base  $B$  della vasca: più il rapporto si abbassa e maggiore è la percentuale, tanto che per valori molto bassi di  $H/B$  solo il 30 % del liquido stoccato trasla solidamente alle pareti, il resto essendo coinvolto nei moti di sloshing.

In ragione di questo comportamento, per il progetto antisismico, si potrebbe considerare un modello di calcolo che, nell'ipotesi di comportamento rigido del contenitore (ipotesi molto calzante nel caso di strutture in c.a.), è quello riportato nella figura seguente:



La massa  $m_0$ , detta massa impulsiva, è connessa rigidamente alle pareti e rappresenta la quantità di liquido che si sposta in modo solidale con il contenitore; i diversi moti convettivi, invece, sono modellati dalle sottomasse  $m_1, m_2, \dots, m_n$ , ciascuna collegata al guscio da una molla ideale la cui rigidezza è funzione della frequenza del moto di sloshing ad esso associato.

Sulla base di questa teoria sono state elaborate negli anni diverse formule risolutive più o meno complesse per calcolare le sovrappressioni sismiche del liquido sulle pareti del contenitore tra le quali quelle proposte in EC8-4 utilizzate in questa sede e implementati in appositi fogli di calcolo di cui si dato evidenza all'interno del tabulato di calcolo.

Sono state quindi calcolate tutte le grandezze richiamate nelle formule dell'EC8-4 (si sottolinea che ovviamente le accelerazioni sismiche presenti nelle formule sono state calcolate facendo riferimento agli spettri elastici di risposta indicati dal DM08):

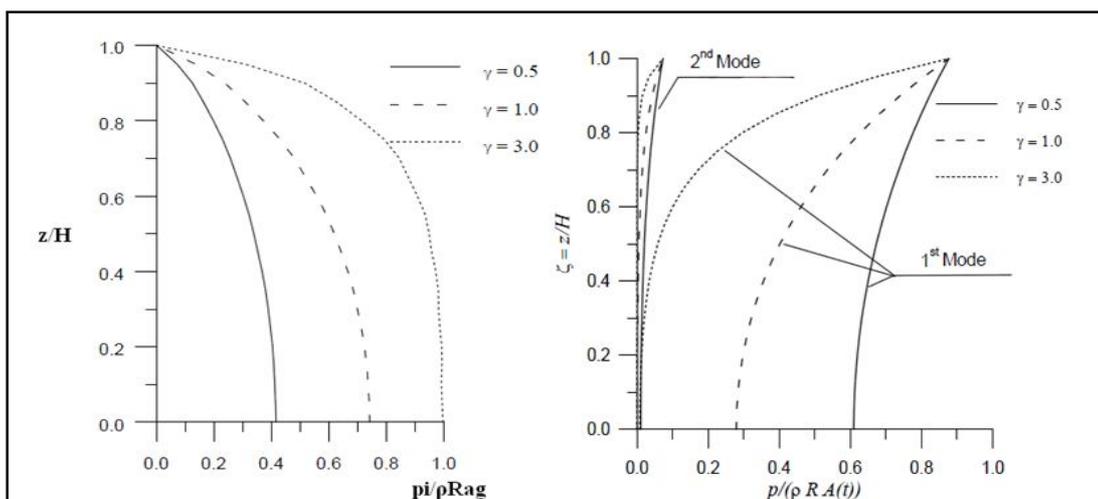
- $B$  = dimensione del contenitore rettangolare in direzione normale al sisma
- $L$  = metà della dimensione del contenitore rettangolare nella direzione del sisma

- $H$  = battente del liquido contenuto
- $z$  = altezza (rispetto alla base) per la quale si cerca il valore di sovrappressione
- $\zeta = z/H$
- $l$  = distanza, misurata dal centro del rettangolo, rispetto alla quale calcolare le sovra-spinte idrodinamiche (se  $l = L$ , la superficie di riferimento è quella esterna)
- $\xi = l/L$
- $\gamma = H/L$
- $\rho$  = densità del liquido contenuto =  $1.100 \text{ daN/m}^3$
- $m_i$  = il totale della massa impulsiva
- $m_{c1}$  = il totale della massa convettiva (1° modo di sloshing)
- $m_{c2}$  = il totale della massa convettiva (2° modo di sloshing)
- $m_{c3}$  = il totale della massa convettiva (3° modo di sloshing)
- $a_g/g = A_g(t)$  = accelerazione orizz.le al suolo del sito
- $a_{gv}/g = A_v(t)$  = accelerazione vert.le al suolo del sito (qualora sia tenuto in conto il sisma Z)
- $\omega_{cn}$  = Frequenza di un oscillatore semplice equivalente utilizzato per il calcolo di  $T_{cn}$
- $T_{cn}$  = periodo n-mo di vibrazione della componente convettiva
- $a_{c1}/g$  = accelerazione orizzontale calcolato sullo spettro elastico per  $T = T_{c1}$
- $d_{max}$  = innalzamento massimo del liquido in fase sismica
- altri parametri (tipo  $\lambda_1$  e  $\psi_n$  riportati nella norma).

Giova ricordare che le accelerazioni corrispondenti ai periodi di vibrazione convettiva sono stati ricavati secondo norma utilizzando uno spettro elastico caratterizzato da un coefficiente di smorzamento viscoso uguale allo 0,5%.

Dopo aver risolto anche la funzioni  $I_1$  (funzione modificata di Bessel di ordine 1) con la sua derivata  $I_1'$  e la funzione  $J_1$  (funzione di Bessel di ordine 1), alla fine si è pervenuto alla quantificazione del campo cercato di sovrappressione ( $p$ ) pari alla somma della componente impulsiva ( $p_i$ ), convettiva ( $p_c$ ) ed eventualmente di quella dovuta al sisma verticale ( $p_{vr}$ ).

Nel caso di contenitori cilindrici  $p_i$  e  $p_c$  hanno i seguenti andamenti (adimensionalizzati rispetto a  $\rho R a_g$ )



e le componenti di cui sopra sono state calcolate nel seguente modo:

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \rho H \cos \theta A_g(t)$$

$$p_c(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cosh(\lambda_n \gamma \zeta) J_1(\lambda_n \xi) \cos \theta A_n(t)$$

$$p_{vr}(\zeta, t) = \rho H (1 - \zeta) A_v(t)$$

dove:

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1'(v_n / \gamma) v_n^2} \cos(v_n \zeta) I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right)$$

$$v_n = \frac{2n+1}{2} \pi$$

$$\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1) J_1(\lambda_n) \cosh(\lambda_n \gamma)}$$

$$\lambda_1 = 1,8112 \quad \lambda_2 = 5,3314 \quad \lambda_3 = 8,5363$$

$$\omega_{cn}^2 = g \frac{\lambda_n}{R} \tanh(\lambda_n \gamma)$$

Le altre grandezze in gioco sono state così determinate:

$$m_i = m 2 \gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n / \gamma)}$$

$$m_{cn} = m \frac{2 \tan h(\lambda_n \gamma)}{\gamma \lambda_n (\lambda_n^2 - 1)}$$

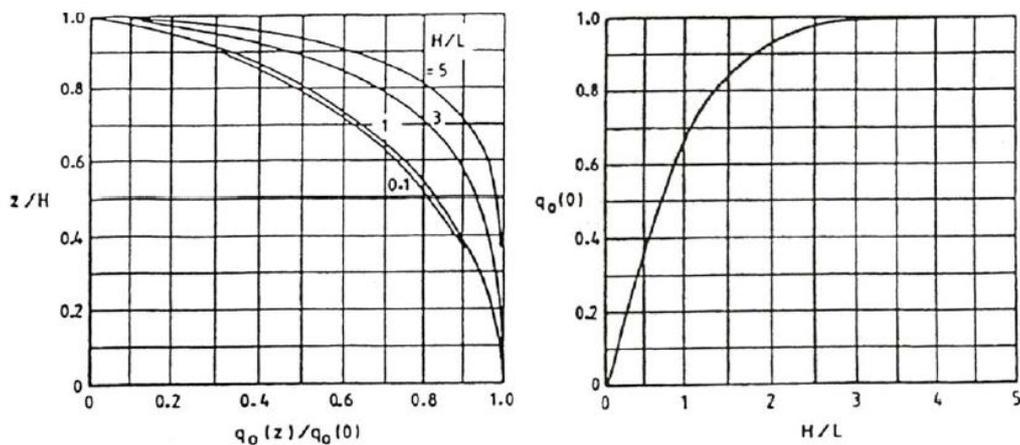
$$m = \rho \pi R^2$$

$$d_{max} = 0,84 R S_e (T_{cl})$$

Nel caso di contenitori rettangolari  $p_i$  è uguale a

$$p_i(z, t) = q_o(z) \rho L A_{\bar{e}}(t)$$

cioè è funzione del parametro  $q_o$  che ha un andamento del tutto simile a quello corrispettivo (pari a  $C_i H/R$ ) calcolato nel caso di contenitore cilindrico immettendo il valore di  $L$  al posto di  $R$  e rappresentato qui di seguito



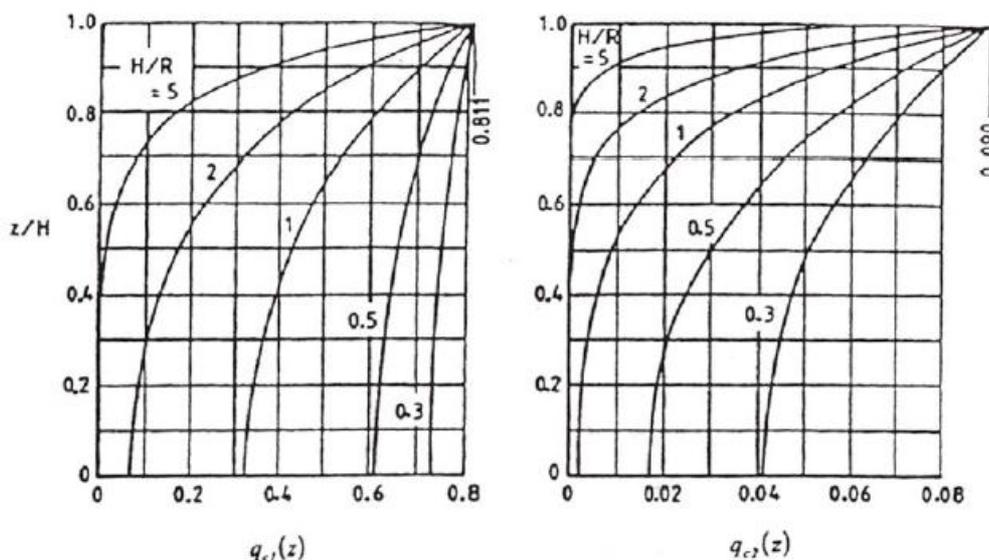
mentre  $p_c$  dipende (come nel caso del contenitore cilindrico) dai periodi di vibrare del moto convettivo, ma soprattutto dal primo modo calcolato come di seguito

$$T_1 = 2\pi \left( \frac{L/g}{\frac{\pi}{2} \tanh\left(\frac{\pi H}{2L}\right)} \right)^{1/2}$$

e, con riferimento a questo la componente convettiva è uguale a

$$p_{cl}(z, t) = q_{cl}(z) \rho L A_1(t)$$

cioè è funzione principalmente del parametro  $q_1$  che ha un andamento rappresentato qui di seguito (insieme all'andamento di  $q_{c2}$ ), molto simile, anche per questa componente, al caso del contenitore cilindrico



Per quanto riguarda il calcolo delle altre grandezze in gioco, lo stesso EC8-4 afferma che possono essere mutate le formule adottate nel caso del contenitore cilindrico (immettendo il valore di L al posto di R) ottenendo una approssimazione massima appena del 15%.

La combinazione delle 3 componenti di sovrappressione idrosismica ( $p_i$ ,  $p_c$  e  $p_v$ ) è stata ottenuta, coerentemente con la norma, applicando il noto criterio dello "square root of the sum of squares" cioè facendo la radice quadrata della somma dei quadrati di ogni singola componente.

Siccome l'andamento delle sovrappressioni sismiche del liquido sulle pareti del suo contenitore è curvilineo, al fine di rendere operativo l'inserimento di tale carico all'interno del programma di calcolo strutturale utilizzato, esso è stato linearizzato in modo da ottenere un carico pressorio equivalente di forma trapezoidale tale che la spinta totale e il momento totale calcolato rispetto alla base della parete risultino uguali (operativamente si è imposta l'equivalenza delle aree dei due diagrammi, quello reale e quello linearizzato, e l'uguaglianza dei momenti statici delle due aree rispetto alla linea di base).

Come già detto a proposito della sovra-spinta sismica del terreno, nel modello di calcolo si è messo in conto che una certa componente sismica orizzontale, in X o Y, produce sempre incrementi di pressioni sismiche dovute al liquido con verso concorde al sisma; questo significa che pareti con il liquido posizionato sul lato di ingresso del sisma subiscono un incremento della spinta rispetto alla condizione statica, mentre le pareti speculari a queste subiranno contestualmente un decremento della spinta rispetto alla condizione statica.

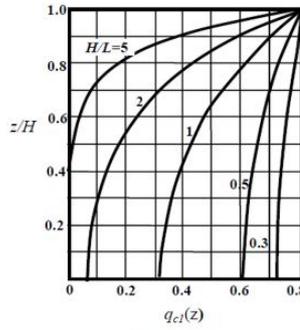
Questa situazione è quanto accade realmente ad una struttura investita da un onda sismica, e rappresenta nella maggioranza dei casi la condizione più sfavorevole.

Si riporta nel seguito l'esito del calcolo effettuato con un foglio excel.

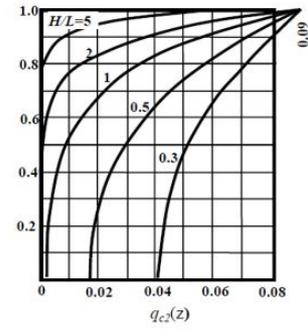
**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"**  
**CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE GENERALE**

**Sisma x-x**

DATI		RISULTATI	
B =	0,7 m	$m_{TOT}$ =	1.711 daN 100,0%
L =	2,02 m	$m_1$ =	560 daN 32,7%
H =	1,1 m	$m_{c1}$ =	1.150 daN 67,2%
$\gamma$ =	0,54	$m_{c2}$ =	43 daN 2,5%
l =	2,02 m	$m_{c3}$ =	10 daN 0,6%
$\xi$ =	1	$T_{c1}$ =	2,73 sec
$\rho$ =	1.100 daN/m <sup>2</sup>	Sovraspinta idrodinamica in cima	
$a_g/g$ =	0,186	$P_H$ =	117 daN/m <sup>2</sup>
$a_{gv}/g$ =		Sovraspinta idrodinamica alla base	
$\lambda_1$ =	1,8112	$P_0$ =	258 daN/m <sup>2</sup>
$T_{c1}$ =	2,73 sec	$d_{max}$ =	6 cm
$a_{c1}/g$ =	0,0260	Considera comp. sisma verticale <input type="checkbox"/> NO <input checked="" type="checkbox"/>	
$\psi_a$ =	1,99	Spinta sismica / Spinta statica (base) 21%	



(a) first mode



(b) second mode

**COMPONENTE IMPULSIVA**

Curva reale	$P_i$	z
	186,30 daN/m <sup>2</sup>	0,0 m
	185,88 daN/m <sup>2</sup>	0,1 m
	185,01 daN/m <sup>2</sup>	0,1 m
	183,29 daN/m <sup>2</sup>	0,2 m
	181,09 daN/m <sup>2</sup>	0,2 m
	178,04 daN/m <sup>2</sup>	0,3 m
	174,44 daN/m <sup>2</sup>	0,3 m
	170,00 daN/m <sup>2</sup>	0,4 m
	164,90 daN/m <sup>2</sup>	0,4 m
	158,95 daN/m <sup>2</sup>	0,5 m
	152,19 daN/m <sup>2</sup>	0,6 m
	144,54 daN/m <sup>2</sup>	0,6 m
	135,86 daN/m <sup>2</sup>	0,7 m
	126,24 daN/m <sup>2</sup>	0,7 m
	115,22 daN/m <sup>2</sup>	0,8 m
	103,14 daN/m <sup>2</sup>	0,8 m
	89,04 daN/m <sup>2</sup>	0,9 m
	73,57 daN/m <sup>2</sup>	0,9 m
	54,66 daN/m <sup>2</sup>	1,0 m
	33,20 daN/m <sup>2</sup>	1,0 m
	0,39 daN/m <sup>2</sup>	1,1 m

Trapezio approssimato	$P_i$	z
	217 daN/m <sup>2</sup>	0,0 m
	209 daN/m <sup>2</sup>	0,1 m
	201 daN/m <sup>2</sup>	0,1 m
	192 daN/m <sup>2</sup>	0,2 m
	184 daN/m <sup>2</sup>	0,2 m
	176 daN/m <sup>2</sup>	0,3 m
	168 daN/m <sup>2</sup>	0,3 m
	160 daN/m <sup>2</sup>	0,4 m
	151 daN/m <sup>2</sup>	0,4 m
	143 daN/m <sup>2</sup>	0,5 m
	135 daN/m <sup>2</sup>	0,6 m
	127 daN/m <sup>2</sup>	0,6 m
	119 daN/m <sup>2</sup>	0,7 m
	111 daN/m <sup>2</sup>	0,7 m
	102 daN/m <sup>2</sup>	0,8 m
	94 daN/m <sup>2</sup>	0,8 m
	86 daN/m <sup>2</sup>	0,9 m
	78 daN/m <sup>2</sup>	0,9 m
	70 daN/m <sup>2</sup>	1,0 m
	62 daN/m <sup>2</sup>	1,0 m
	53 daN/m <sup>2</sup>	1,1 m

**COMPONENTE CONVETTIVA**

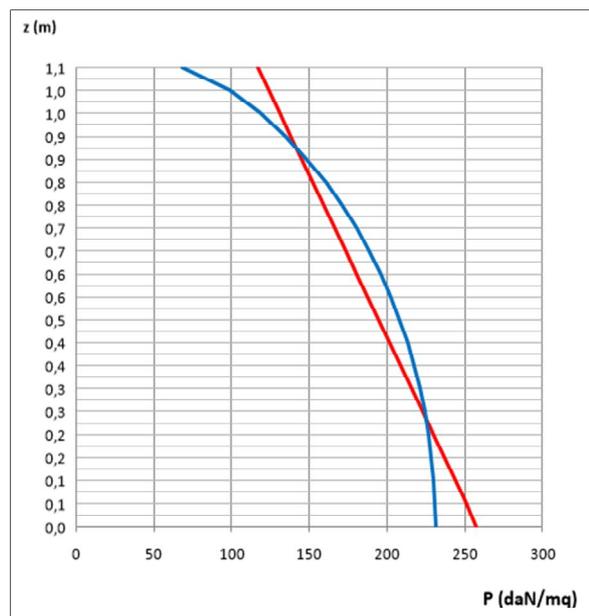
Curva reale	$P_c$	z
	44,79 daN/m <sup>2</sup>	0,0 m
	44,85 daN/m <sup>2</sup>	0,1 m
	45,01 daN/m <sup>2</sup>	0,1 m
	45,28 daN/m <sup>2</sup>	0,2 m
	45,66 daN/m <sup>2</sup>	0,2 m
	46,16 daN/m <sup>2</sup>	0,3 m
	46,77 daN/m <sup>2</sup>	0,3 m
	47,49 daN/m <sup>2</sup>	0,4 m
	48,32 daN/m <sup>2</sup>	0,4 m
	49,28 daN/m <sup>2</sup>	0,5 m
	50,35 daN/m <sup>2</sup>	0,6 m
	51,54 daN/m <sup>2</sup>	0,6 m
	52,87 daN/m <sup>2</sup>	0,7 m
	54,31 daN/m <sup>2</sup>	0,7 m
	55,90 daN/m <sup>2</sup>	0,8 m
	57,61 daN/m <sup>2</sup>	0,8 m
	59,47 daN/m <sup>2</sup>	0,9 m
	61,47 daN/m <sup>2</sup>	0,9 m
	63,63 daN/m <sup>2</sup>	1,0 m
	65,93 daN/m <sup>2</sup>	1,0 m
	68,40 daN/m <sup>2</sup>	1,1 m

Trapezio approssimato	$P_c$	z
	41 daN/m <sup>2</sup>	0,0 m
	42 daN/m <sup>2</sup>	0,1 m
	43 daN/m <sup>2</sup>	0,1 m
	44 daN/m <sup>2</sup>	0,2 m
	45 daN/m <sup>2</sup>	0,2 m
	47 daN/m <sup>2</sup>	0,3 m
	48 daN/m <sup>2</sup>	0,3 m
	49 daN/m <sup>2</sup>	0,4 m
	50 daN/m <sup>2</sup>	0,4 m
	51 daN/m <sup>2</sup>	0,5 m
	52 daN/m <sup>2</sup>	0,6 m
	54 daN/m <sup>2</sup>	0,6 m
	55 daN/m <sup>2</sup>	0,7 m
	56 daN/m <sup>2</sup>	0,7 m
	57 daN/m <sup>2</sup>	0,8 m
	58 daN/m <sup>2</sup>	0,8 m
	59 daN/m <sup>2</sup>	0,9 m
	61 daN/m <sup>2</sup>	0,9 m
	62 daN/m <sup>2</sup>	1,0 m
	63 daN/m <sup>2</sup>	1,0 m
	64 daN/m <sup>2</sup>	1,1 m

**SOVRASPINTA TOTALE**

Curva reale	P	z
	231 daN/m <sup>2</sup>	0,0 m
	231 daN/m <sup>2</sup>	0,1 m
	230 daN/m <sup>2</sup>	0,1 m
	229 daN/m <sup>2</sup>	0,2 m
	227 daN/m <sup>2</sup>	0,2 m
	224 daN/m <sup>2</sup>	0,3 m
	221 daN/m <sup>2</sup>	0,3 m
	217 daN/m <sup>2</sup>	0,4 m
	213 daN/m <sup>2</sup>	0,4 m
	208 daN/m <sup>2</sup>	0,5 m
	203 daN/m <sup>2</sup>	0,6 m
	196 daN/m <sup>2</sup>	0,6 m
	189 daN/m <sup>2</sup>	0,7 m
	181 daN/m <sup>2</sup>	0,7 m
	171 daN/m <sup>2</sup>	0,8 m
	161 daN/m <sup>2</sup>	0,8 m
	149 daN/m <sup>2</sup>	0,9 m
	135 daN/m <sup>2</sup>	0,9 m
	118 daN/m <sup>2</sup>	1,0 m
	99 daN/m <sup>2</sup>	1,0 m
	69 daN/m <sup>2</sup>	1,1 m

Trapezio approssimato	P	z
	258 daN/m <sup>2</sup>	0,0 m
	251 daN/m <sup>2</sup>	0,1 m
	244 daN/m <sup>2</sup>	0,1 m
	237 daN/m <sup>2</sup>	0,2 m
	230 daN/m <sup>2</sup>	0,2 m
	223 daN/m <sup>2</sup>	0,3 m
	216 daN/m <sup>2</sup>	0,3 m
	209 daN/m <sup>2</sup>	0,4 m
	202 daN/m <sup>2</sup>	0,4 m
	195 daN/m <sup>2</sup>	0,5 m
	188 daN/m <sup>2</sup>	0,6 m
	181 daN/m <sup>2</sup>	0,6 m
	174 daN/m <sup>2</sup>	0,7 m
	167 daN/m <sup>2</sup>	0,7 m
	159 daN/m <sup>2</sup>	0,8 m
	152 daN/m <sup>2</sup>	0,8 m
	145 daN/m <sup>2</sup>	0,9 m
	138 daN/m <sup>2</sup>	0,9 m
	131 daN/m <sup>2</sup>	1,0 m
	124 daN/m <sup>2</sup>	1,0 m
	117 daN/m <sup>2</sup>	1,1 m

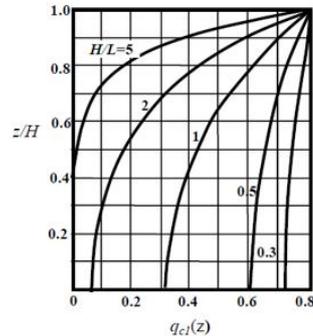


**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"**  
**CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE GENERALE**

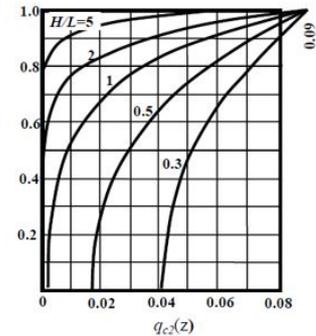
**Sisma y-y**

DATI	
B =	4,04 m
L =	0,35 m
H =	1,1 m
$\gamma$ =	3,14
l =	0,35 m
$\zeta$ =	1
$\rho$ =	1.100 daN/m <sup>3</sup>
$a_g/g$ =	0,186
$a_{gv}/g$ =	
$\lambda_1$ =	1,8112
$T_{c1}$ =	0,95 sec
$a_{c1}/g$ =	0,1100
$\psi_a$ =	0,00

RISULTATI		
$m_{TOT}$ =	1.711 daN	100,0%
$m_i$ =	1.454 daN	85,0%
$m_{c1}$ =	264 daN	15,4%
$m_{c2}$ =	7 daN	0,4%
$m_{c3}$ =	2 daN	0,1%
$T_{c1}$ =	0,95 sec	
Sovrappinta idrodinamica in cima		
$P_H$ =	65 daN/m <sup>2</sup>	
Sovrappinta idrodinamica alla base		
$P_0$ =	74 daN/m <sup>2</sup>	
$d_{max}$ =	4 cm	
Considera comp. sisma verticale	NO	
Spinta sismica / Spinta statica (base)		6%



(a) first mode



(b) second mode

**COMPONENTE IMPULSIVA**

Curva reale	
$P_i$ =	71,33 daN/m <sup>2</sup> z = 0,0 m
$P_i$ =	71,21 daN/m <sup>2</sup> z = 0,1 m
$P_i$ =	71,27 daN/m <sup>2</sup> z = 0,1 m
$P_i$ =	71,08 daN/m <sup>2</sup> z = 0,2 m
$P_i$ =	71,05 daN/m <sup>2</sup> z = 0,2 m
$P_i$ =	70,78 daN/m <sup>2</sup> z = 0,3 m
$P_i$ =	70,61 daN/m <sup>2</sup> z = 0,3 m
$P_i$ =	70,20 daN/m <sup>2</sup> z = 0,4 m
$P_i$ =	69,79 daN/m <sup>2</sup> z = 0,4 m
$P_i$ =	69,14 daN/m <sup>2</sup> z = 0,5 m
$P_i$ =	68,32 daN/m <sup>2</sup> z = 0,6 m
$P_i$ =	67,23 daN/m <sup>2</sup> z = 0,6 m
$P_i$ =	65,70 daN/m <sup>2</sup> z = 0,7 m
$P_i$ =	63,79 daN/m <sup>2</sup> z = 0,7 m
$P_i$ =	61,00 daN/m <sup>2</sup> z = 0,8 m
$P_i$ =	57,60 daN/m <sup>2</sup> z = 0,8 m
$P_i$ =	52,52 daN/m <sup>2</sup> z = 0,9 m
$P_i$ =	46,30 daN/m <sup>2</sup> z = 0,9 m
$P_i$ =	36,68 daN/m <sup>2</sup> z = 1,0 m
$P_i$ =	24,39 daN/m <sup>2</sup> z = 1,0 m
$P_i$ =	0,30 daN/m <sup>2</sup> z = 1,1 m

Trapezio approssimato	
$P_i$ =	83 daN/m <sup>2</sup> z = 0,0 m
$P_i$ =	80 daN/m <sup>2</sup> z = 0,1 m
$P_i$ =	78 daN/m <sup>2</sup> z = 0,1 m
$P_i$ =	76 daN/m <sup>2</sup> z = 0,2 m
$P_i$ =	74 daN/m <sup>2</sup> z = 0,2 m
$P_i$ =	72 daN/m <sup>2</sup> z = 0,3 m
$P_i$ =	69 daN/m <sup>2</sup> z = 0,3 m
$P_i$ =	67 daN/m <sup>2</sup> z = 0,4 m
$P_i$ =	65 daN/m <sup>2</sup> z = 0,4 m
$P_i$ =	63 daN/m <sup>2</sup> z = 0,5 m
$P_i$ =	61 daN/m <sup>2</sup> z = 0,6 m
$P_i$ =	59 daN/m <sup>2</sup> z = 0,6 m
$P_i$ =	56 daN/m <sup>2</sup> z = 0,7 m
$P_i$ =	54 daN/m <sup>2</sup> z = 0,7 m
$P_i$ =	52 daN/m <sup>2</sup> z = 0,8 m
$P_i$ =	50 daN/m <sup>2</sup> z = 0,8 m
$P_i$ =	48 daN/m <sup>2</sup> z = 0,9 m
$P_i$ =	45 daN/m <sup>2</sup> z = 0,9 m
$P_i$ =	43 daN/m <sup>2</sup> z = 1,0 m
$P_i$ =	41 daN/m <sup>2</sup> z = 1,0 m
$P_i$ =	39 daN/m <sup>2</sup> z = 1,1 m

**COMPONENTE CONVETTIVA**

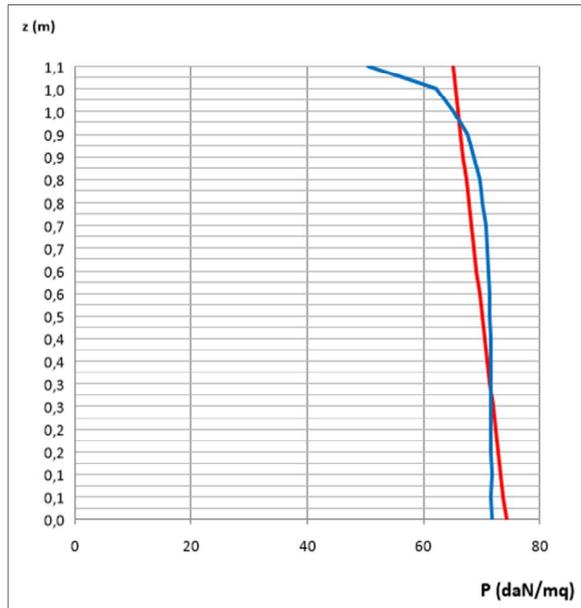
Curva reale	
$P_c$ =	0,34 daN/m <sup>2</sup> z = 0,0 m
$P_c$ =	0,35 daN/m <sup>2</sup> z = 0,1 m
$P_c$ =	0,39 daN/m <sup>2</sup> z = 0,1 m
$P_c$ =	0,47 daN/m <sup>2</sup> z = 0,2 m
$P_c$ =	0,58 daN/m <sup>2</sup> z = 0,2 m
$P_c$ =	0,74 daN/m <sup>2</sup> z = 0,3 m
$P_c$ =	0,96 daN/m <sup>2</sup> z = 0,3 m
$P_c$ =	1,26 daN/m <sup>2</sup> z = 0,4 m
$P_c$ =	1,67 daN/m <sup>2</sup> z = 0,4 m
$P_c$ =	2,20 daN/m <sup>2</sup> z = 0,5 m
$P_c$ =	2,92 daN/m <sup>2</sup> z = 0,6 m
$P_c$ =	3,88 daN/m <sup>2</sup> z = 0,6 m
$P_c$ =	5,15 daN/m <sup>2</sup> z = 0,7 m
$P_c$ =	6,84 daN/m <sup>2</sup> z = 0,7 m
$P_c$ =	9,09 daN/m <sup>2</sup> z = 0,8 m
$P_c$ =	12,08 daN/m <sup>2</sup> z = 0,8 m
$P_c$ =	16,06 daN/m <sup>2</sup> z = 0,9 m
$P_c$ =	21,35 daN/m <sup>2</sup> z = 0,9 m
$P_c$ =	28,38 daN/m <sup>2</sup> z = 1,0 m
$P_c$ =	37,72 daN/m <sup>2</sup> z = 1,0 m
$P_c$ =	50,14 daN/m <sup>2</sup> z = 1,1 m

Trapezio approssimato	
$P_c$ =	-8 daN/m <sup>2</sup> z = 0,0 m
$P_c$ =	-7 daN/m <sup>2</sup> z = 0,1 m
$P_c$ =	-5 daN/m <sup>2</sup> z = 0,1 m
$P_c$ =	-3 daN/m <sup>2</sup> z = 0,2 m
$P_c$ =	-2 daN/m <sup>2</sup> z = 0,2 m
$P_c$ =	0 daN/m <sup>2</sup> z = 0,3 m
$P_c$ =	2 daN/m <sup>2</sup> z = 0,3 m
$P_c$ =	4 daN/m <sup>2</sup> z = 0,4 m
$P_c$ =	5 daN/m <sup>2</sup> z = 0,4 m
$P_c$ =	7 daN/m <sup>2</sup> z = 0,5 m
$P_c$ =	9 daN/m <sup>2</sup> z = 0,6 m
$P_c$ =	11 daN/m <sup>2</sup> z = 0,6 m
$P_c$ =	12 daN/m <sup>2</sup> z = 0,7 m
$P_c$ =	14 daN/m <sup>2</sup> z = 0,7 m
$P_c$ =	16 daN/m <sup>2</sup> z = 0,8 m
$P_c$ =	18 daN/m <sup>2</sup> z = 0,8 m
$P_c$ =	19 daN/m <sup>2</sup> z = 0,9 m
$P_c$ =	21 daN/m <sup>2</sup> z = 0,9 m
$P_c$ =	23 daN/m <sup>2</sup> z = 1,0 m
$P_c$ =	24 daN/m <sup>2</sup> z = 1,0 m
$P_c$ =	26 daN/m <sup>2</sup> z = 1,1 m

**SOVRASPINTA TOTALE**

Curva reale	
P =	72 daN/m <sup>2</sup> z = 0,0 m
P =	72 daN/m <sup>2</sup> z = 0,1 m
P =	72 daN/m <sup>2</sup> z = 0,1 m
P =	72 daN/m <sup>2</sup> z = 0,2 m
P =	72 daN/m <sup>2</sup> z = 0,2 m
P =	72 daN/m <sup>2</sup> z = 0,3 m
P =	72 daN/m <sup>2</sup> z = 0,3 m
P =	71 daN/m <sup>2</sup> z = 0,4 m
P =	71 daN/m <sup>2</sup> z = 0,4 m
P =	71 daN/m <sup>2</sup> z = 0,5 m
P =	71 daN/m <sup>2</sup> z = 0,6 m
P =	71 daN/m <sup>2</sup> z = 0,6 m
P =	71 daN/m <sup>2</sup> z = 0,7 m
P =	71 daN/m <sup>2</sup> z = 0,7 m
P =	70 daN/m <sup>2</sup> z = 0,8 m
P =	70 daN/m <sup>2</sup> z = 0,8 m
P =	69 daN/m <sup>2</sup> z = 0,9 m
P =	68 daN/m <sup>2</sup> z = 0,9 m
P =	65 daN/m <sup>2</sup> z = 1,0 m
P =	62 daN/m <sup>2</sup> z = 1,0 m
P =	50 daN/m <sup>2</sup> z = 1,1 m

Trapezio approssimato	
P =	74 daN/m <sup>2</sup> z = 0,0 m
P =	74 daN/m <sup>2</sup> z = 0,1 m
P =	73 daN/m <sup>2</sup> z = 0,1 m
P =	73 daN/m <sup>2</sup> z = 0,2 m
P =	72 daN/m <sup>2</sup> z = 0,2 m
P =	72 daN/m <sup>2</sup> z = 0,3 m
P =	71 daN/m <sup>2</sup> z = 0,3 m
P =	71 daN/m <sup>2</sup> z = 0,4 m
P =	71 daN/m <sup>2</sup> z = 0,4 m
P =	70 daN/m <sup>2</sup> z = 0,5 m
P =	70 daN/m <sup>2</sup> z = 0,6 m
P =	69 daN/m <sup>2</sup> z = 0,6 m
P =	69 daN/m <sup>2</sup> z = 0,7 m
P =	68 daN/m <sup>2</sup> z = 0,7 m
P =	68 daN/m <sup>2</sup> z = 0,8 m
P =	67 daN/m <sup>2</sup> z = 0,8 m
P =	67 daN/m <sup>2</sup> z = 0,9 m
P =	66 daN/m <sup>2</sup> z = 0,9 m
P =	66 daN/m <sup>2</sup> z = 1,0 m
P =	65 daN/m <sup>2</sup> z = 1,0 m
P =	65 daN/m <sup>2</sup> z = 1,1 m



## 8 ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE

Una volta individuate le azioni in gioco e terminato un primo predimensionamento delle strutture in progetto (ricorrendo all'esperienza, all'osservazione di opere similari già in esercizio o a semplici calcoli di massima), per ciascuna di esse si è creato (con apposito programma strutturale) il modello necessario ad elaborare l'analisi strutturale completa (di tipo elastico lineare) utilizzando la metodologia f.e.m. svolta dal solutore tridimensionale agli elementi finiti di tipo SAP interno al software stesso.

Per lo studio sismico si è proceduto ad un'analisi lineare dinamica con spettro di risposta, mentre i calcoli (e le relative verifiche) sono stati condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite previsti dalla norma vigente.

In particolare sono stati studiati gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite d'esercizio SLE (in condizione statica) e gli stati limite di vita SLV, gli stati limite di danno SLD e di operatività SLO (in condizione dinamica).

Per le verifiche di danneggiamento sismico si è considerato lo SLO in quanto le opere in progetto, come detto in precedenza, sono state considerate ricadenti in Classe d'uso IV.

Per quanto riguarda invece lo SLD, con riferimento al punto 7.3.7.1 del DM08, in automatico il software controlla se lo spettro di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali SLD, ottenuto attribuendo ad  $\eta$  il valore di  $2/3$ , supera in qualche punto gli spettri di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLV.

In caso affermativo, sono state effettuate anche le verifiche di resistenza previste per tale stato limite nel medesimo paragrafo normativo, altrimenti non è stato necessario generare alcuna combinazione SLD.

Le azioni sulla struttura 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.

Si riporta uno stralcio sintetico del DM08 (cap.2) contenente una indicazione sulle combinazioni di carichi da considerare e sui coefficienti parziali da utilizzare al loro interno:

**Progetto Esecutivo del "Completamento ed estensione della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"**  
**CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE GENERALE**

<p>– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):</p> $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_F \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
<p>– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:</p> $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
<p>– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:</p> $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
<p>– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:</p> $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
<p>– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):</p> $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
<p>– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A<sub>d</sub> (v. § 3.6):</p> $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

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

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 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 ≤ 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

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nel tabulato di calcolo allegato alla presente relazione sono riportate tutte le combinazioni e i coefficienti utilizzati.

Si evidenzia che, al fine di considerare nelle combinazioni sismiche SLV e SLD le situazioni di carico più severe, sono state inserite due condizioni di carico distinte per tener conto della presenza del liquame nella vasca.

La prima, denominata "*Liquami (statica)*", è stata utilizzata ovviamente solo nelle combinazioni statiche e considera lo scenario in cui i reflui riempiono tutta la vasca fino ad un livello massimo di  $h = 1,10$  m dal fondo (livello al quale è previsto il riavvio delle pompe); la seconda, denominata "*Liquami (sismica)*", è stata utilizzata ovviamente solo nelle combinazioni sismiche e considera lo scenario in cui i reflui riempiono solo uno dei due compartimenti della vasca (suddivisi dal setto centrale) e sempre fino ad un livello massimo di  $h = 1,10$  m dal fondo (situazione che si potrebbe verificare in caso di manutenzione di una delle due pompe).

Una volta terminata l'analisi strutturale, sono state svolte le principali verifiche per tutti gli elementi portanti (platee e pareti) con particolare attenzione alla verifica allo Stato limite d'esercizio per fessurazione.

Si è infine proceduto al calcolo delle armature necessarie e sono state prodotte le relative tavole grafiche riportando tutte le armature della struttura.

Nel disegno delle armature sono state rispettate tutte le prescrizioni normative come ad esempio i minimi d'armatura, gli ancoraggi, le sovrapposizioni, la piegatura delle barre.

Per quanto riguarda quest'ultimo aspetto, il diametro dei mandrini è stato determinato facendo riferimento al paragrafo 8.3 dell'EC2 - UNI EN 1992-1-1:2005 e al paragrafo 1.2.3 del testo "Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato" dell'AICAP (Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso).

Tutte le verifiche puntuali sono state riportate sinteticamente nel tabulato di calcolo allegato alla presente relazione.

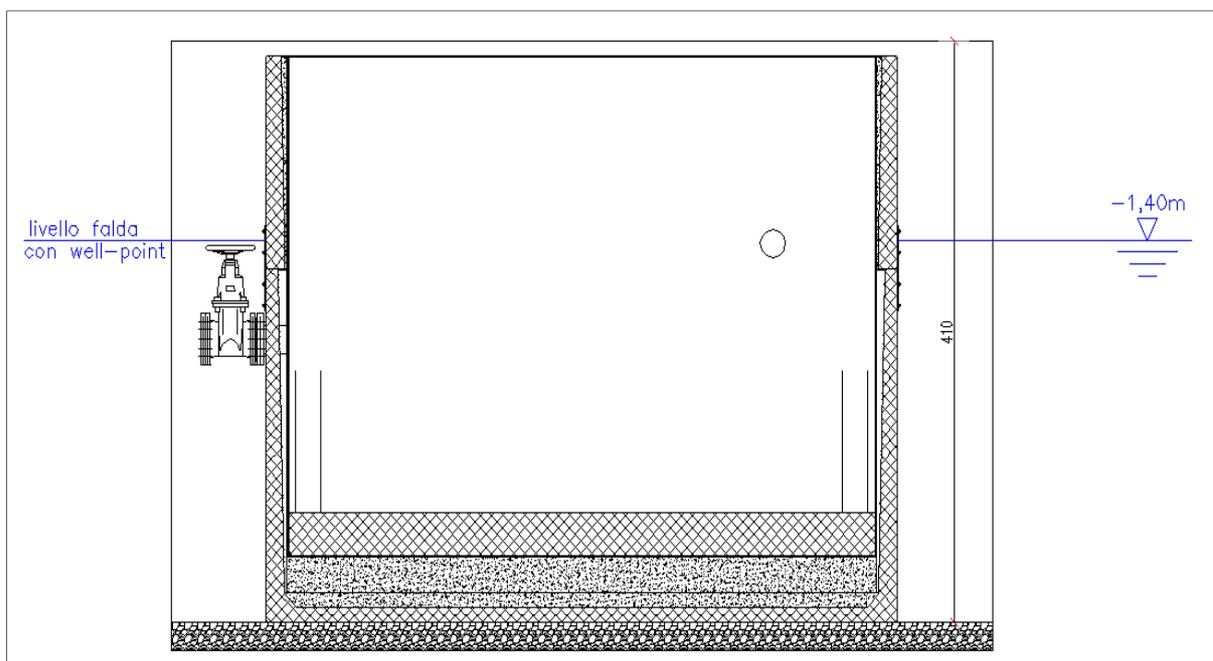
## **8.1 Verifica all'autoaffondamento del cassone e al sollevamento del manufatto**

- Autoaffondamento del cassone

Come già spiegato nel capitolo 6, al fine di realizzare completamente all'asciutto il manufatto di sollevamento, nonché al fine di conseguire la massima sicurezza degli operai coinvolti nelle operazioni di edificazione nei confronti degli eventuali cedimenti del terreno circostante e della

presenza dell'acqua di falda nello scavo, si è scelto di ricorrere ad un cassone vuoto in c.a. prefabbricato autoportante ed autoaffondante (a forma di parallelepipedo e aperto in sommità) che funga da sorta di cassero a perdere completamente ermetico all'interno del quale eseguire in sicurezza, durante il suo progressivo affondamento nello scavo pieno d'acqua, tutte le operazioni di costruzione della struttura in progetto.

Come dimostrato forfettariamente e qualitativamente nel seguito, con l'aiuto delle zavorre previste al suo interno, tale cassone raggiungerà un peso che equilibrerà quello del volume d'acqua spostato nel momento in cui si adagerà sullo strato di posa realizzato preventivamente sul fondo dello scavo (fig. 8.1).



*Fig. 8.1 – Affondamento completo del cassone*

Il peso  $P_{\text{cassone}}$  dell'intero cassone assemblato, così come risulta dai cataloghi dei principali produttori di manufatti prefabbricati simili e come richiesto esplicitamente nella voce del relativo nuovo prezzo di progetto, sarà sicuramente maggiore di 215 KN.

A questo peso bisogna conteggiare anche quello dei seguenti sovraccarichi:

- Riempimento in cls magro come zavorra di fondo:

$$P_{\text{cls, fondo}} = (4,70 \times 2,20 \times 0,35) \times 24 \approx 87 \text{ KN}$$

- Camicia interna in acciaio:

$$P_{\text{Fe}} = \{(4,67 \times 2,17) + [(4,67 + 2,17) \times 2 \times 3,78]\} \times 0,004 \times 78,5 \approx 20 \text{ KN}$$

- Impermeabilizzante:

$$P_{imp} = [(4,66 \times 2,16) + (4,66 + 2,16) \times 2 \times 3,5] \times 0,05 \approx 1 \text{ KN}$$

- Saracinesche e tronchetti:

$$P_{imp} = (0,7 \times 2) + 0,6 + (0,5 \times 3 \times 0,3) \approx 2,5 \text{ KN}$$

- Riempimento laterale in cls magro tra camicia in acciaio e cassone:

$$P_{cls, laterale} = (4,67 + 2,17) \times 2 \times 1,5 \times 0,025 \times 24 \approx 12,5 \text{ KN.}$$

Ottenendo un carico totale pari a:

$$P_{TOT, cassone} = P_{cassone} + P_{cls, fondo} + P_{Fe} + P_{cls, laterale} \approx 338 \text{ KN.}$$

Il peso del volume di acqua spostata nell’autoaffondamento del cassone, è pari a:

$$P_{H_2O} = (5,00 \times 2,50 \times 2,70) \times 10 \approx 338 \text{ KN.}$$

Come si può constatare, prima della realizzazione del manufatto di sollevamento, il cassone affonderà completamente adagiandosi sullo strato di posa realizzato preventivamente sul fondo dello scavo (a quota  $z = - 4,10 \text{ m}$ ) in quanto:  $P_{TOT, cassone} \approx P_{H_2O}$ .

Anche se il cassone (per un qualsiasi motivo) non dovesse ancora essere affondato completamente, si troverà comunque molto vicino al fondo dello scavo e quindi le lavorazioni al suo interno saranno comunque perfettamente sicure in quanto verrà evitata qualsiasi pericolosa venuta d’acqua di falda o qualsiasi cedimenti del fronte di scavo; ad ogni modo, il getto anche solo della platea di fondazione dell’impianto di sollevamento assicurerà certamente l’eventuale restante progressivo affondamento del cassone.

- Verifica “UPL” al galleggiamento dell’impianto di sollevamento

Siccome il manufatto di sollevamento, durante la sua vita utile, si troverà sempre sottofalda, si è effettuata una apposita verifica al galleggiamento della struttura di cui al paragrafo 6.2.3.2 - “Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici” delle NTC08.

Dal rilievo effettuato il livello di falda è risultato essere a quota  $z = - 48 \text{ cm}$  dal piano campagna. Ai fini di questa verifica, si ipotizza invece che tale livello possa essere anche più superficiale e raggiungere una quota ipotetica cautelativa  $z_d = - 30 \text{ cm}$  dall’estradosso della soletta di copertura della struttura. Sono state effettuate due verifiche distinte:

- 1) *Verifica solo del manufatto di sollevamento*

Il peso proprio totale del manufatto di sollevamento è pari a:

$$G_{1, platea} = (4,64 \times 2,14 \times 0,30) \times 25 \approx 74,5 \text{ KN}$$

$$G_{1,pareti} = [(4,64 + 1,54) \times 2 \times 0,30 \times 3,22] \times 25 \approx 298,5 \text{ KN}$$

$$G_{1,copertura} = (2,64 \times 0,30) \times 25 \approx 20 \text{ KN}$$

$$G_{1,TOT,struttura} = G_{1,platea} + G_{1,pareti} + G_{1,copertura} \approx 393 \text{ KN.}$$

Il volume di acqua spostato dal manufatto, che secondo il principio di Archimede determinerà sulla struttura la spinta "galleggiante" dal basso verso l'alto, sarà invece pari a:

$$Q_{H2O} = (4,64 \times 2,14 \times 3,22) \times 10 \approx 320 \text{ KN.}$$

Applicando i coefficienti parziali  $\gamma$  di cui alla tabella 6.2.III – "Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento" delle NTC08 si ottiene:

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} = Q_{H2O} \times 1,1 = 352 \text{ KN}$$

$$G_{stb,d} = G_{1,TOT,copertura} \times 0,9 = 353,7 \text{ KN}$$

La verifica al galleggiamento (formula 6.2.4 delle NTC08) risulta positiva in quanto:

$$V_{inst,d} < G_{stb,d} \text{ (OK).}$$

## 2) Verifica contemporanea del manufatto di sollevamento e del cassone prefabbricato

Sfruttando i risultati ottenuti grazie ai calcoli precedenti, il peso proprio totale del manufatto di sollevamento e del cassone risulta essere pari a:

$$G_{1,sollevarmento+cassone} \approx 393 + 338 = 731 \text{ KN.}$$

Il volume di acqua spostato dal manufatto, che secondo il principio di Archimede determinerà sulla struttura la spinta "galleggiante" dal basso verso l'alto, sarà invece pari a:

$$Q_{H2O} = (5 \times 2,5 \times 3,70) \times 10 \approx 463 \text{ KN.}$$

Applicando i coefficienti parziali  $\gamma$  di cui alla tabella 6.2.III – "Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento" delle NTC08 si ottiene:

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} = Q_{H2O} \times 1,1 = 510 \text{ KN}$$

$$G_{stb,d} = G_{1,sollevarmento+cassone} \times 0,9 = 658 \text{ KN.}$$

La verifica al galleggiamento (formula 6.2.4 delle NTC08) risulta positiva in quanto:

$$V_{inst,d} < G_{stb,d} \text{ (OK).}$$

Si sottolinea che, qualora essi interferiscano con la falda, la precedente verifica dovrà essere fatta (dalla ditta produttrice e/o fornitrice dei manufatti) anche per i pozzetti prefabbricati previsti in progetto (valutando i loro reali pesi); in caso di verifiche non soddisfatte si ricorrerà ad appositi appesantimenti sulla base degli stessi.

## **9 DESCRIZIONE SOFTWARE DI CALCOLO E HARDWARE UTILIZZATI**

### **9.1 Descrizione del software: SISMICAD (versione 12.4)**

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili.

Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto.

Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

#### SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: Sismicad 12.4

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: INFOTIME del Dr. Liso Vito - Via Virgilio, 171 - Triggiano (BA)

Versione: 12.4

Identificatore licenza: SW-5992918

Intestatario della licenza: ACQUEDOTTO PUGLIESE SPA VIA COGNETTI, 36 BARI

Versione regolarmente licenziata

#### SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse.

I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente

simulando in tal modo impalcati a rigidità finita.

I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse.

Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi.

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive.

L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente.

Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio.

Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione.
- le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;
- le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore

flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.

- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale.

- I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti.

- i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;

- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastre con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.

- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio.

- I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.

- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.

- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.

- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

## CONVENZIONI RELATIVE ALLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

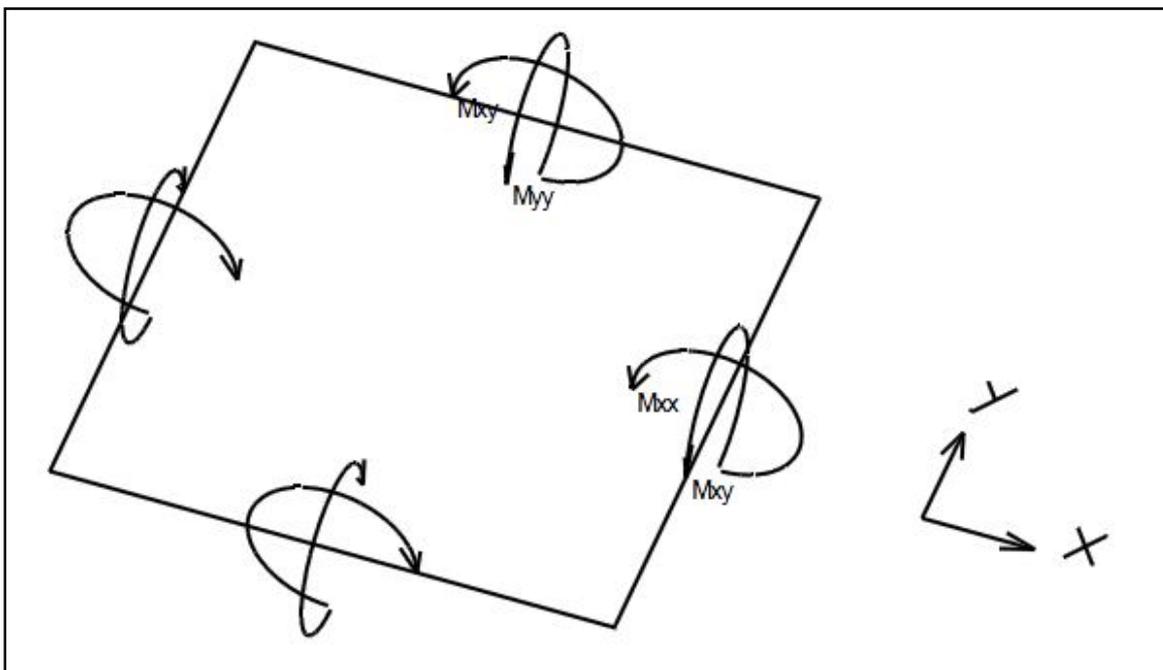
Con riferimento agli elementi piastra (platee, pareti, ecc..) e agli elementi asta (pilastri e travi), nel seguito si riportano le convenzioni adottate dal software di calcolo per individuare il sistema degli assi di riferimento locale e le caratteristiche della sollecitazioni (Forze e Momenti).

### - ELEMENTI PIASTRA

Le sollecitazioni, ed i relativi segni, sono definite in base alla giacitura della piastra.

#### 1) Piastre non verticali (platee o piastre oblique)

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell'elemento, asse x e y contenuti nel piano dell'elemento e terzo asse (z) ortogonale al piano dell'elemento a formare una terna destrorsa. In particolare l'asse x ha proiezione in pianta parallela ed equiversa all'asse globale X. Nel caso di piastre orizzontali (caso più comune) gli assi x, y e z locali all'elemento sono paralleli ed equiversi agli assi X, Y e Z globali. In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione  $M_{xx}$ ,  $M_{yy}$ ,  $M_{xy}$ .



Si definiscono:

$M_{xx}$ : momento flettente [Forza\*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

$M_{yy}$ : momento flettente [ $\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$ ] agente sul bordo di normale  $y$  (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

$M_{xy}$ : momento torcente [ $\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$ ] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

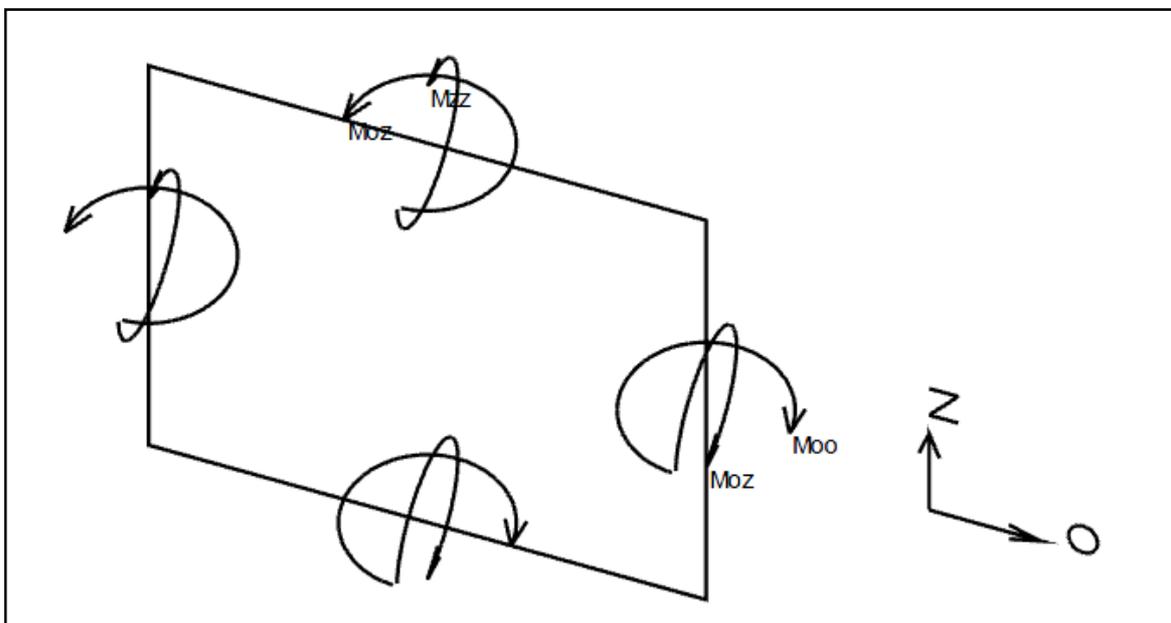
## 2) Piastre verticali (pareti)

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell'elemento, asse  $O$  (ascisse) e  $z$  (ordinate) contenuti nel piano dell'elemento e terzo asse ortogonale al piano dell'elemento a formare una terna destrorsa.

In particolare

- l'asse  $O$  è orizzontale e concorde all'asse  $X$  globale o concorde a  $Y$  globale se l'insieme di shell è in un piano parallelo a  $Y-Z$  globali;
- l'asse  $z$  parallelo ed equiverso con l'asse  $Z$  globale.

In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell verticale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione  $M_{oo}$ ,  $M_{zz}$ ,  $M_{oz}$ .



$M_{oo}$ : momento flettente distribuito [ $\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$ ] applicato al bordo di normale parallela all'asse  $O$  (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre dalla parte del semiasse negativo del terzo asse);

$M_{zz}$ : momento flettente distribuito [ $\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$ ] applicato al bordo di normale

parallela all'asse z (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre dalla parte del semiasse negativo del terzo asse);

Moz: momento "torcente" distribuito [Forza\*Lunghezza/Lunghezza] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

#### - ELEMENTI ASTA

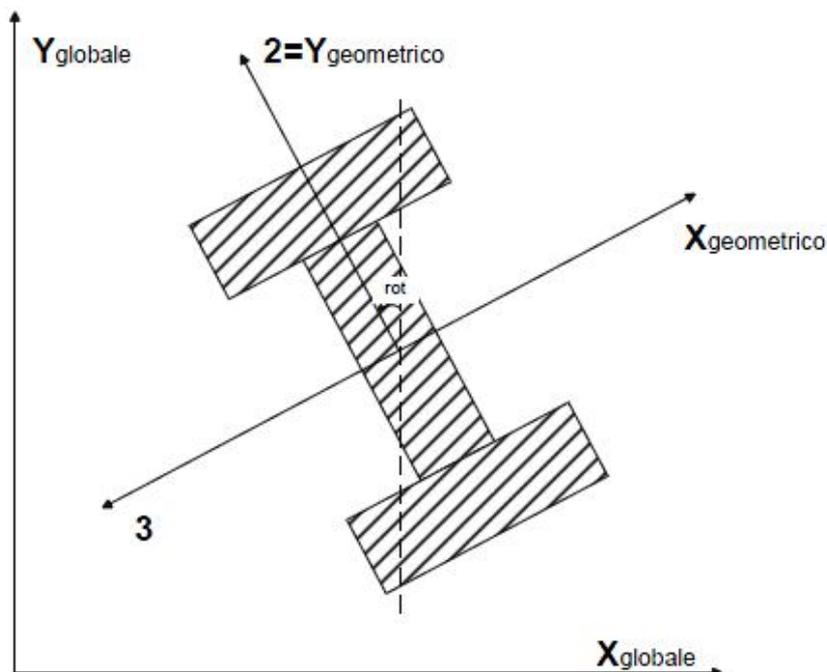
Il sistema degli assi locali dei pilastri e delle travi è definito dal software di calcolo distinguendo tre diverse categorie, a seconda che siano originate da:

- pilastri e colonne in c.a. o in acciaio;
- travi in acciaio di piano (o di falda o generiche);
- travi in c.a. di piano (o di falda o generiche).

Il sistema locale dell'asta, indicato con 1 (rosso) - 2 (verde) - 3 (blu), non sempre coincide con gli assi principali della sezione e rispetta la regola della mano destra.

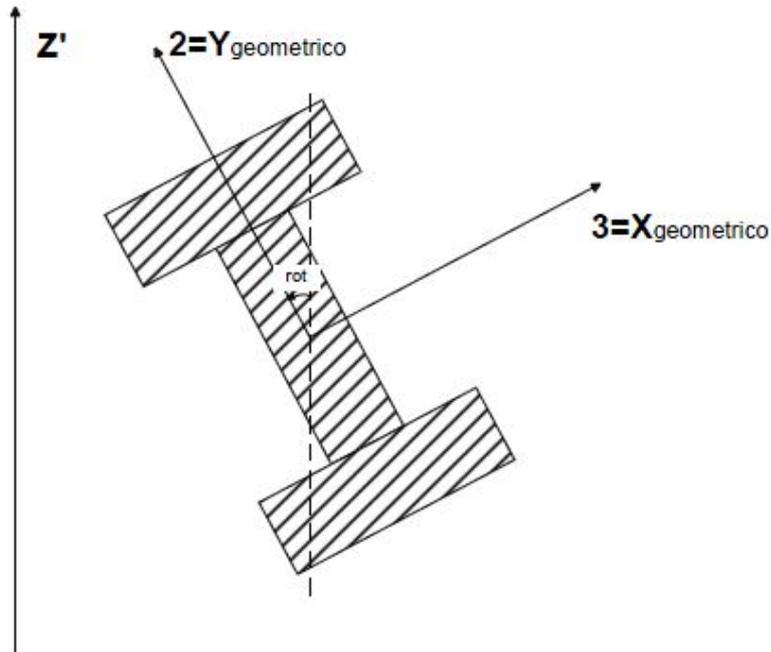
#### 1) Pilastri e colonne

Per quanto riguarda i pilastri e colonne in c.a. o in acciaio, nella figura si considera l'asse 1 uscente dal foglio (l'osservatore guarda in direzione opposta a quella dell'asse 1):

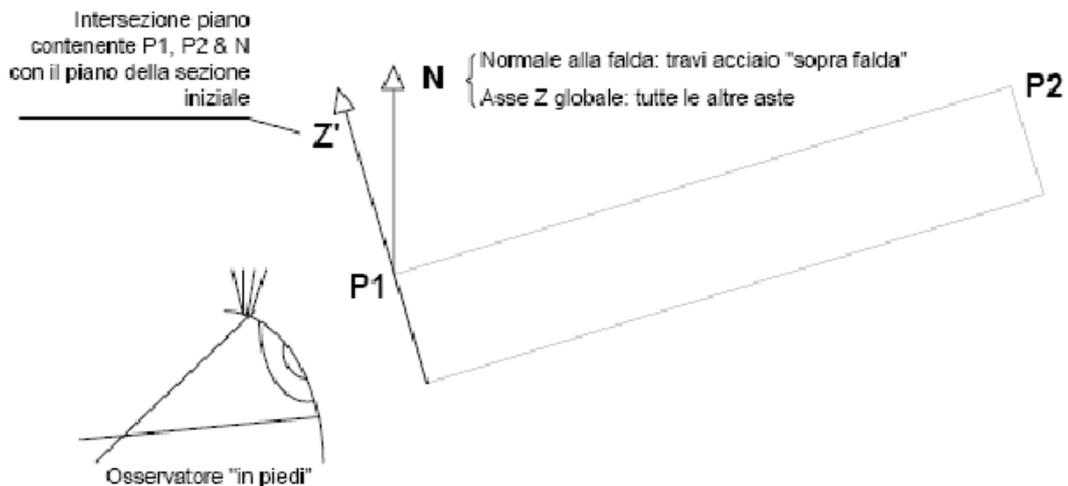


#### 2) Travi in acciaio di piano (o di falda o generiche)

Per quanto riguarda le travi in acciaio di piano (o di falda o generiche), nella figura si considera l'asse 1 entrante nel foglio (l'osservatore guarda in direzione coincidente a quella dell'asse 1):



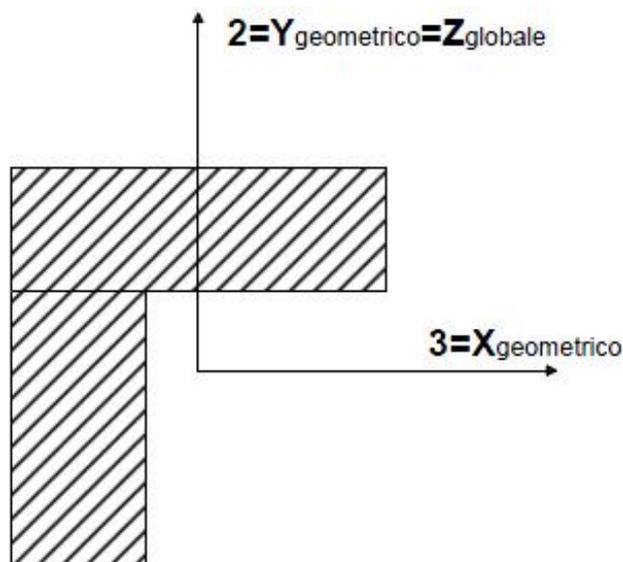
L'asse  $Z'$  è illustrato nella figura seguente dove: P1 è il punto di inserimento iniziale dell'asta, P2 è il punto di inserimento finale dell'asta, N è la normale al piano o falda di inserimento:



$Z'$  è quindi l'intersezione tra il piano passante per P1, P2 contenente N e il piano della sezione iniziale dell'asta.

### 3) Travi in c.a. di piano (o di falda o generiche)

Per quanto riguarda le travi in c.a. di piano, nella figura si considera l'asse 1 entrante nel foglio (l'osservatore guarda in direzione coincidente a quella dell'asse 1). L'asse 2 è sempre verticale e quindi coincidente con l'asse Z globale nonché con l'asse y geometrico. L'asse 3 coincide con l'asse x geometrico.



I parametri di sollecitazione relativi alle aste possono quindi essere così definiti:

- F1 (N): sforzo normale nell'asta (positivo se di trazione);
- F2: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 2;
- F3: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 3;
- M1 (Mt): momento attorno all'asse locale 1; equivale al momento torcente;
- M2: momento attorno all'asse locale 2 (flettente nel piano verticale nel caso delle travi);
- M3: momento attorno all'asse locale 3;

La convenzione sui segni per i parametri di sollecitazione delle aste è la seguente: presa un'asta con nodo iniziale i e nodo finale f, asse 1 che va da i a f, assi 2 e 3, presi secondo le regole relative al sistema locale (già definite) sezionando l'asta in un punto e considerando la sezione sinistra del punto in cui si è effettuato il taglio (sezione da cui esce il versore asse 1), i parametri di sollecitazione sono positivi se hanno verso e direzione concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta 1,2,3 (per i momenti si adotta la regola della mano destra).

## VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione.

I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione.; per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi.

Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8.

I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro.

Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile.

Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione.

A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

### **9.2 Descrizione dell'hardware**

L'hardware aziendale (AQP s.r.l.) utilizzato è il seguente:

Processore	Intel(R) Xeon(R) CPU E5-1620 v2 @ 3.70GHz
Architettura	x86
Frequenza	3691 MHz
Memoria	31,95 GB
Sistema operativo	Microsoft Windows 7 Professional Service Pack 1 (64 bit)