

# COMUNE DI VERBANIA (VB)



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

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



TITOLO COMMESSA:

**RIDUZIONE PERDITE IDRICHE NEL COMUNE DI VERBANIA LOTTO 1**

OGGETTO:

**Relazione sismica e sulle strutture**

SCALA:

-

AVANZAMENTO PROGETTO:  
**DEFINITIVO**

Data Rev. N° 0 :  
**LUGLIO 2023**

Rev. N°	Modifiche	Data
1	–	-/-/-
2	–	-/-/-
3	–	-/-/-
4	–	-/-/-

Rif. N° Commessa: **Y00M - 10037452**

CUP: **D59E17000010002**

RUP: **Ing. Giuseppe Caranti**

Il Progettista



Studio di Ingegneria Isola Boasso & Associati Srl  
Corso Prestinari 86, 13100 Vercelli  
Dott. Ing. Riccardo ISOLA  
Dott. Ing. Paolo BOASSO  
Dott. Ing. Fabrizio RABAGLIO

Elaborato N°:

**ST.01.001**

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



## Sommario

1	Oggetto della relazione e criteri di progettazione .....	2
1.1	Opere strutturali.....	2
1.2	Inquadramento normativo .....	2
1.3	Inquadramento delle condizioni ambientali .....	3
1.4	Inquadramento geologico e geotecnico.....	5
1.5	Classificazione sismica .....	8
2	Sollecitazioni sulle strutture .....	8
2.1	$g_1/g_2$ : Pesì propri strutturali e carichi permanenti .....	9
2.2	$q_k$ : Carichi variabili .....	10
2.3	$q_s$ : Azioni della neve.....	10
2.4	Spinte delle terre, statiche e sismiche .....	11
3	Verifiche strutturali ed armature degli elementi .....	14
3.1	Deformazioni delle strutture .....	15
3.2	Armature degli elementi .....	15
3.3	Verifiche strutturali pozzetti prefabbricati.....	16
3.3.1	Verifica semplificata-cautelativa di un pozzetto prefabbricato .....	16
3.3.2	Considerazioni integrative sulle verifiche geotecniche riportate nelle specifiche relazioni geotecniche .....	18

## 1 Oggetto della relazione e criteri di progettazione

### 1.1 Opere strutturali

Oggetto della presente relazione sono le opere strutturali previste nel Progetto Esecutivo delle opere denominate *“Riduzione delle perdite idriche nel comune di Verbania Lotto 1”*.

Gli interventi in oggetto coinvolgono il territorio delle frazioni Intra, Pallanza ed Unchio facenti capo al Comune di Verbania.

All'interno del progetto, le opere strutturalmente significative sono le seguenti:

- Pozzetti prefabbricati in conglomerato cementizio armato, completamente interrati, per installazione di apparecchiature idrauliche (valvole di sezionamento, misuratori di portata e pressione, sfiati e scarichi, valvole riduttrici di pressione), con dimensioni interne di 200x200x180 cm;
- Pozzetti prefabbricati in conglomerato cementizio armato, completamente interrati, per installazione di apparecchiature idrauliche (valvole di sezionamento, misuratori di portata e pressione, sfiati e scarichi, valvole riduttrici di pressione), con dimensioni interne di 150x150x180 cm;
- Pozzetti prefabbricati in conglomerato cementizio armato, completamente interrati, per installazione di apparecchiature idrauliche (valvole di sezionamento, misuratori di portata e pressione, sfiati e scarichi, valvole riduttrici di pressione), con dimensioni interne di 120x120x180 cm;

### 1.2 Inquadramento normativo

Il calcolo delle strutture viene eseguito con riferimento al metodo degli stati limite, nel rispetto delle norme vigenti, in particolare il **D. Min. Infrastrutture del 17/1/2018** *“Aggiornamento delle norme Tecniche per le Costruzioni”*.

Come tipo di intervento si tratterà di *“Nuove costruzioni”*, rientranti nelle tipologie del cap. 4 *“Costruzioni civili ed industriali”*, cap. 4.1 *“Costruzioni in calcestruzzo”*.

Le opere in c.a. sono comprese nel **Tipo di costruzione 2** *“Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensione contenute o di importanza normale”*, con **Vita Nominale  $V_n \geq 50$  anni**.

La **Classe d'Uso** è la **IV**, comprendente *“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti,*

*anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. ... ” .*

Viene quindi adottato, secondo la tabella 2.4.II della norma, un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 2, che porta ad una vita di riferimento  $V_R = V_n * C_U = 100$  anni.

Le altre normative di riferimento a cui ci si attiene nella realizzazione delle opere sono le seguenti:

- Legge 1086 del 05 novembre 1971;
- Circolare C.S.LL.PP. del 21/1/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/01/2018.

### 1.3 Inquadramento delle condizioni ambientali

L'unica condizione di esposizione ambientale rilevabile per i manufatti in progetto è quella dovuta al contatto con il terreno e con la pavimentazione stradale.

Le strutture relative a camerette interrato di qualsiasi dimensione, in considerazione della collocazione sotto strada, della probabile alternanza delle condizioni asciutto-umido, si ritiene prudente assumere una classe di esposizione XC4, adottando di conseguenza un calcestruzzo di tipo C32/40.

#### CALCESTRUZZO PER STRUTTURE PREFABBRICATE

Classe di resistenza	: <b>C 25/30 e C32/40</b>
Classe di consistenza	: S <sub>4</sub> ( semifluida, slump 16÷21 )
Classe di esposizione	: <b>XC2 e XC4</b>
Rapporto A/C	: 0.60 max
Inerti	: naturali o di frantumazione, con granulometria contenuta nei fusi granulometrici indicati dalle vigenti norme UNI, con dimensione max. inerte pari a 30 mm, resistenti al gelo.
Stagionatura	: garantita umida
Copriferro minimo	: 40 mm, vedi tabelle disegni

#### ACCIAI PER CEMENTO ARMATO NORMALE

Acciaio in barre ad aderenza migliorata, tipo **B450C**

Tensione caratteristica a snervamento:  $f_{y\ nom}$   $\geq 450.0$  N/mm<sup>2</sup>

Tensione caratteristica a rottura:	$f_{t\text{nom}}$	$\geq 540.0$	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico:	E	= 210000	N/mm <sup>2</sup>

## 1.4 Inquadramento geologico e geotecnico

Per una descrizione completa ed esaustiva delle caratteristiche geologiche e geomorfologiche dei terreni si rimanda alla relazione geologica e geotecnica. Nel seguito viene riportato un estratto relativo alla caratterizzazione geotecnica in parte desunta dalle indagini svolte, in parte estratta dalle carte geologiche adottate in PRG.

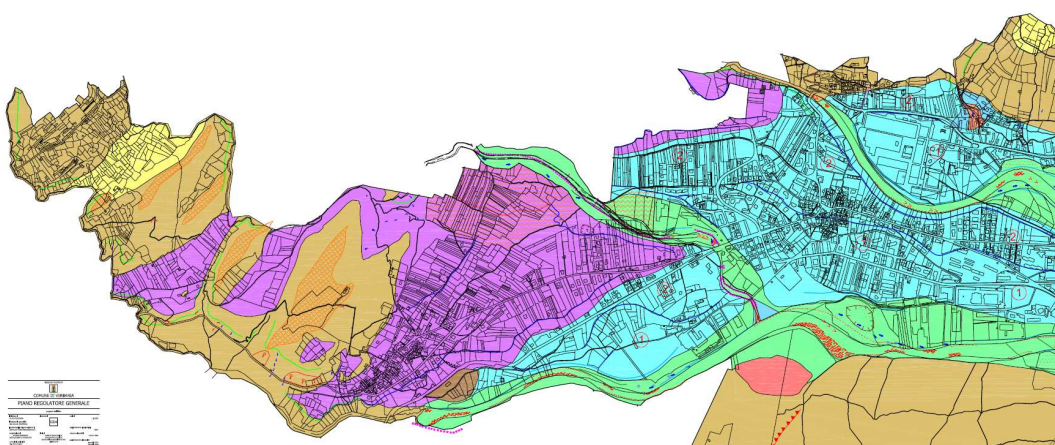


Figura 1: Carta geologica adottata in PRG Località Unchio Cossogno San Bernardino

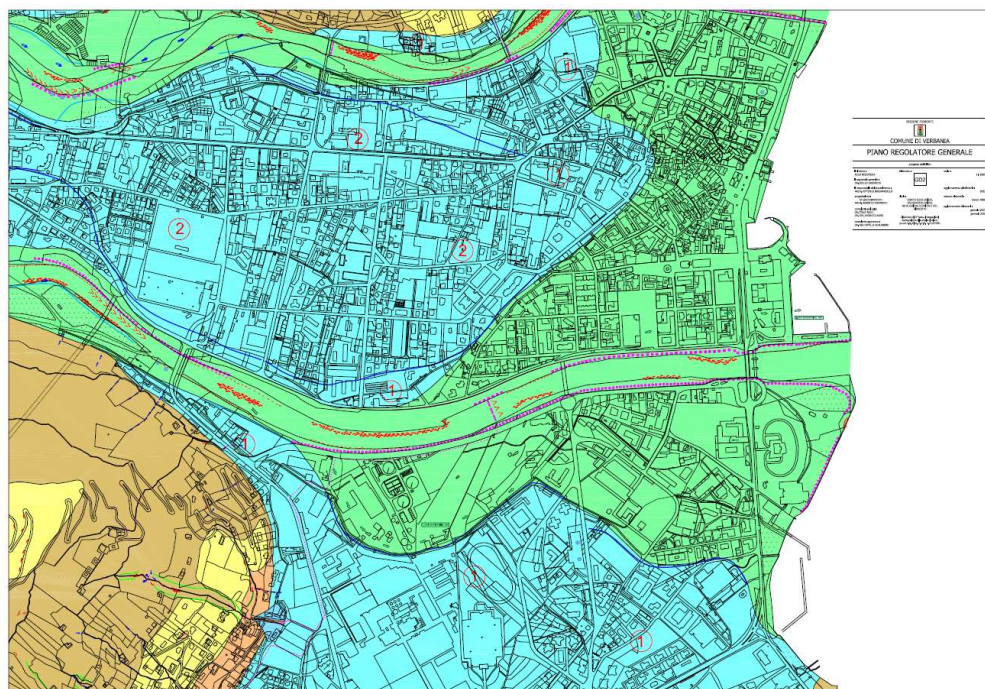


Figura 2: Carta geologica adottata in PRG nei pressi del San Bernardino



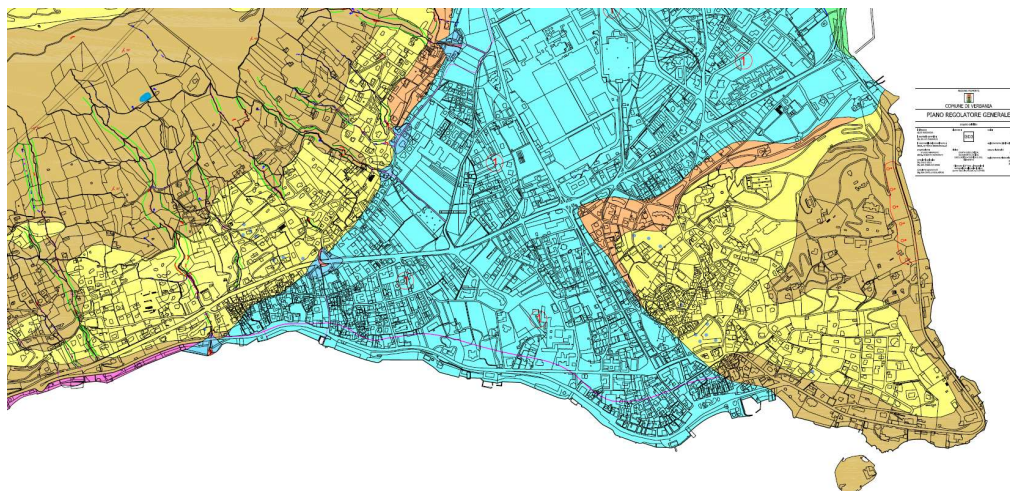


Figura 3: Carta geologica adottata in PRG Località Pallanza

Le camerette previste a servizio dell'abitato di Unchio interessano principalmente uno strato superficiale di materiali antropici sovrastante uno strato naturale definito come:



Depositi alluvionali antichi terrazzati dei torrenti S. Bernardino e S. Giovanni (ghiaie e sabbie grossolane), costituenti forse antico conoide o delta progradante nel Lago Maggiore in occasione di elevati livelli lacustri

La cameretta VALF1 prevista nei pressi dell'incrocio tra Via per Cossogno e Via per Santino e la VALF2 presso Via Repubblica angolo Via Battaglione Intra, assieme agli interventi ACQ 04, 06, 07, 08, 09, 10 interessano lo strato:

interessa lo strato:



Depositi alluvionali antichi terrazzati dei torrenti S. Bernardino e S. Giovanni (ghiaie e sabbie grossolane), costituenti antiche piane alluvionali, p.p. passanti in profondità a limi di origine lacustre e/o glaciale. a) numero d'ordine del terrazzo

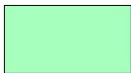
Con ordine di terrazzo numero 2.

L'intervento ACQ 03 interessa lo strato:







Depositi morenici (ciottoli e massi anche di notevoli dimensioni immersi in matrice da sabbiosa a limosa); p.p. lenti e livelli di limi argillosi con rari ciottoli.

Gli interventi ACQ 5 ed ACQ 11 interessano lo strato



Depositi alluvionali recenti o attuali dei torrenti S. Bernardino, S. Giovanni e Gabiane (ghiaie e sabbie grossolane), p.p. passanti in profondità a limi di origine lacustre e/o glaciale

Le caratteristiche degli strati sopra richiamati sono riassunte in tabella seguente:

S i m b o l o	Litologia	Ambito di variazione dei parametri						Valutazione di stabilità in relazione al pendio e alla possibile presenza d'acqua		
		Peso di volume (ton/m <sup>3</sup> )		Angolo di attrito		Coesione (kg/cm <sup>2</sup> )		Presenza di acque sotterranee	Acclività media pendio	Stabilità in massa
		min	max	min	max	min	max			
	Depositi alluvionali antichi								< 25°	Buona
	Depositi alluvionali recenti	1.7	2.0	30°	40°	0.0	0.0	Presenza di falda freatica con livello piezometrico a profondità variabile	25°-35°	Da buona a mediocre
	Conoidi rii minori affluenti ai torrenti								> 35°	Da mediocre a instabile
	Depositi morenici e fluvio-glaciali (s.s.)	1.9	2.1	35°	40°	0.1	1.0	Possibile falda o strato saturo al contatto con il substrato	< 30°	Buona
									30°-40°	Da buona a mediocre
									> 40°	Da mediocre a instabile
	Livelli sabbiosi sciolti entro i depositi morenici e fluvio-glaciali	1.7	1.9	30°	35°	0.0	0.0	Possibile falda o strato saturo al contatto con il substrato	< 20°	Buona
									20°-35°	Da buona a mediocre
									> 35°	Da mediocre a instabile

In considerazione della limitata variabilità dei parametri riscontrabili nei terreni interessati dalle opere si considerano i seguenti valori di progetto.

**Parametri fisico-meccanici ipotizzati per materiale di riporto (fino a circa 1,0 m da p.c.):**

- peso di volume naturale  $\gamma = 1.9 \text{ g/cmc}$
- angolo di attrito interno  $\phi = 15^\circ \div 20^\circ$
- coesione drenata  $c = 0$
- velocità onde P  $< 550 \text{ m/s}$

**Parametri fisico-meccanici terreno al piano di fondazione delle opere**

- peso di volume naturale  $\gamma = 1.9 \text{ g/cmc}$
- angolo di attrito interno  $\phi = 30^\circ$
- coesione drenata  $c = 0 \text{ Kg/cm}^2$
- velocità onde P  $> 700 \text{ m/s}$



## 1.5 Classificazione sismica

Le azioni sismiche di progetto sono definite come pericolosità sismica di base dal paragrafo 3.2 delle NTC 2018, e sono funzione della coordinata geografica del sito e dai parametri relativi a Vita Nominale  $V_N$  e Classe d'Uso. Gli spettri di risposta sono inoltre dipendenti dalle caratteristiche del terreno di fondazione e dalle condizioni topografiche. Per quanto riguarda le condizioni topografiche, le camerette in progetto insistono in zone a modesta acclività, si assume pertanto una categoria T1 con coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  pari a 1.0. Relativamente alla categoria di sottosuolo si assume per il Comune di Verbania i seguenti parametri sismici

### Comune di Verbania

Longitudine: 8.54263° est

Latitudine: 45.95451° nord

Vita nominale:  $V_N \geq 50$  anni

Classe d'uso : IV (  $C_u = 2$  )

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.022	2.547	0.187
SLD	101	0.02773	2.5805	0.2113
SLV	949	0.05385	2.7257	0.3020
SLC	1950	0.064	2.816	0.318

## 2 Sollecitazioni sulle strutture

Le strutture sono soggette a peso propri, carichi permanenti ed accidentali come da normativa che classifica le azioni secondo le seguenti tipologie:

- *Permanenti (G)*: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale dell'opera;
- *Azioni della precompressione (P)*;
- *Variabili (Q)*: azioni con valori istantanei che possono sensibilmente variare la loro intensità nel tempo e che possono essere di lunga o breve durata; tra questi troviamo la neve, il vento e la presenza delle persone;
- *Eccezionali (A)*: azioni che si verificano soltanto eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura, quali incendi, esplosioni ed urti;
- *Sismiche (E)*: azioni derivanti dai terremoti.

Nel caso in oggetto sono presenti carichi permanenti e variabili descritti negli appositi capitoli:

2.1  $g_1/g_2$  : Pesi propri strutturali e carichi permanenti

2.2  $q_k$  : Carichi variabili

2.3  $q_s$  : Azioni della neve

Per le spinte delle terre sono state fatte specifiche analisi sia in condizioni statiche che sismiche, come riportato nell'apposito capitolo:

2.4 Spinte delle terre, statiche e sismiche

Le azioni sono combinate secondo le istruzioni e i coefficienti di combinazioni indicati in normativa.

Le combinazioni a stato limite ultimo SLU derivano da una combinazione fondamentale, nella quale si considerano predominanti, a turno, ciascuno dei carichi variabili presenti; l'azione accidentale predominante viene assunta interamente mentre le secondarie sono moltiplicate per il coefficiente riduttivo  $\psi_0$ ; tale combinazione presenta la seguente forma:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Gi}G_i + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki}$$

I coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati in tabella 2.5.I della norma.

Le combinazioni a stato limite di esercizio SLE sono così definite:

Combinazione caratteristica (rara) :  $G_1 + G_2 + G_i + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \sum \psi_{0i}Q_{ki}$

Combinazione frequente :  $G_1 + G_2 + G_i + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \sum \psi_{2i}Q_{ki}$

Combinazione frequente :  $G_1 + G_2 + G_i + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \sum \psi_{2i}Q_{ki}$

Le combinazioni sismiche prevedono la combinazione degli effetti dell'azione sismica con le altre azioni mediante la seguente espressione :  $G_1 + G_2 + G_i + E + \sum \psi_{0i}Q_{ki}$

## 2.1 $g_1/g_2$ : Pesi propri strutturali e carichi permanenti

I pesi propri strutturali e permanenti sono stati valutati ed applicati alle singole strutture utilizzando le seguenti voci:

### **Pesi propri strutturali**

Calcestruzzo = 25.00 kN/m<sup>3</sup>

### **Carichi permanenti**

Calcestruzzo per strati di pendenza = 24.00 kN/m<sup>3</sup>

Peso pavimentazione bituminosa = 2.00 kN/m<sup>2</sup>

## 2.2 q<sub>k</sub>: Carichi variabili

### *Carichi variabili sulle platee*

Data la natura delle opere in esame si tratta in tutti i casi di carichi variabili di tipo industriale Categoria E2 (Tabella 3.1.II del DM 17-01-2018). Tale categoria prevede che i carichi siano valutati caso per caso, secondo la specificità dell'opera. Nel dettaglio sono state considerate:

- Azioni variabili distribuite sulle platee per operazioni di manutenzione degli impianti: 2 kN/m<sup>2</sup>, stimato considerando un normale affollamento di personale per la manutenzione nel manufatto.
- Azioni variabili dovute alle tubazioni e al valvolame: 3 kN/m<sup>2</sup>, stimato cautelativamente dividendo il peso degli elementi più pesanti installati (valvole riduttrici di pressione) sulla superficie di riferimento, e considerato sull'intera superficie.

### *Carichi variabili sulle solette*

Le solette dei manufatti si trovano generalmente su strada, quindi sono stati considerati i carichi variabili da traffico. A scopo cautelativo sono state considerate le azioni variabili da traffico indicate al paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC2018, in particolari quelli relativi allo schema di carico 1, corsia n.1, che prevedono un carico distribuito di 9 kN/m<sup>2</sup> e carichi concentrati di 300 kN.

## 2.3 q<sub>s</sub>: Azioni della neve

L'azione della neve è determinata con riferimento al punto 3.4 della vigente normativa, con i seguenti parametri:

Zona	:	III
a <sub>s</sub> altitudine s.l.m.	:	300 m circa
μ <sub>i</sub> coeff. forma copertura	:	1.6
C <sub>E</sub> coeff. esposizione	:	1
C <sub>t</sub> coeff. termico	:	1

$$q_{sk} = 1.62 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 2.60 \text{ kN/m}^2$$

Si assume pertanto il valore  $q_s = 2.60 \text{ kN/m}^2$ .

## 2.4 Spinte delle terre, statiche e sismiche

Le spinte dei terreni sono valutate in modo diverso nel caso di spinte su paramenti liberi di traslare e ruotare o non liberi; il caso in oggetto è chiaramente del tipo **NON libero di traslare e ruotare**, ma per la definizione dei parametri di calcolo va inquadrata la modalità di calcolo in entrambi i casi.

Nel caso di spinte su paramenti **liberi di traslare e ruotare**, le spinte statiche dei terreni sono calcolate con le comuni relazioni di Coulomb o Rankine; in assenza di falda, posto :

$\phi'_d$  = valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno

$\delta_d$  = valore di progetto dell'angolo di attrito terreno-paramento

$\psi$  = angolo di inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale ( muro verticale  $\psi = 90^\circ$  )

$\beta$  = angolo di inclinazione della superficie del terreno

risultano le seguenti relazioni :

*Coulomb*

$$K_{att} = \frac{\sin^2(\phi'_d + \psi)}{\sin^2(\psi) \cdot \sin(\psi - \delta_d) \cdot [1 + \sqrt{(\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta) / \sin(\phi'_d - \delta_d) / \sin(\phi'_d + \beta))}]}$$

*Rankine*

$$K_{att} = \frac{1 - \sin(\phi'_d)}{1 + \sin(\psi)} \cdot (1 + \sin(\beta))$$

In presenza di azioni sismiche, la spinta complessiva viene calcolata mediante la relazione proposta da Mononobe & Okabe e riportata nelle norme UNI EN 1998-5, Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.3 - E.4 :

$$K_{att} = \frac{\sin^2(\phi'_d + \psi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \sin^2(\psi) \cdot \sin(\psi - \delta_d - \theta) \cdot [1 + \sqrt{(\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta - \theta) / \sin(\phi'_d - \delta_d - \theta) / \sin(\phi'_d + \beta))}]}$$

in cui l'angolo  $\theta$  è definito al punto E.5 del citato Eurocodice mediante la relazione:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

ed i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono definiti al punto 7.3.2.2. dello stesso Eurocodice :

$$k_h = \alpha \cdot S / r \quad k_v = \pm 0.33 \cdot k_h \text{ per le regioni italiane}$$

in cui  $\alpha$  è l'accelerazione di progetto al suolo  $a_{g(g)}$ , il coefficiente  $r$  è definito nello stesso punto al prospetto 7.1, mentre  $S$  è il coefficiente di amplificazione definito nelle norme UNI EN 1998-1, Eurocodice 1, punto 3.2.2.2, tabella 3.3 relativa allo spettro Type 2.

Le norme NTC 2018 riportano al punto 7.11.6.2.1 un metodo semplificato per il calcolo dei coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  in funzione di  $a_{g(g)}$  e di un coefficiente  $\beta$  funzione della categoria sismica del sottosuolo e di  $a_{g(g)}$ : la valutazione delle azioni con questo metodo porta peraltro in genere a sollecitazioni meno onerose rispetto al precedente metodo basato sulla relazione di Mononobe & Okabe; cautelativamente viene comunque adottato il metodo più oneroso.

Sempre in via cautelativa e con riferimento alla bibliografia in materia, la spinta complessiva così calcolata viene suddivisa tra una spinta statica con andamento triangolare e risultante posta ad un terzo dell'altezza ed una spinta sismica con andamento uniforme e risultante posta a metà dell'altezza.

Nel caso di spinte su paramenti **NON liberi di traslare e ruotare**, quali pareti di edifici o elementi comunque rigidamente vincolati in testa o al piede, le spinte statiche dei terreni sono calcolate con riferimento alla spinta a riposo dei terreni, mediante la relazione:

$$K_0 = (1 - \sin(\phi'_d)) \cdot (1 + \sin(\beta)) \cdot \text{Ocr}^{0.5}$$

ove  $\text{Ocr}$  è il grado di eventuale sovraconsolidamento del terreno.

In presenza di azioni sismiche, l'azione dinamica viene calcolata come indicato nelle norme UNI EN 1998-5, Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.9, ove si definisce il termine aggiuntivo alla spinta statica definito dalla relazione:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

in cui  $\alpha$  è l'accelerazione di progetto al suolo  $a_{g(g)}$ ,  $S$  è il coefficiente di amplificazione definito nelle norme UNI EN 1998-1, Eurocodice 1, punto 3.2.2.2, tabella 3.3 relativa allo spettro Type 2,  $\gamma$  è il peso del terreno ed  $H$  l'altezza del paramento.



Anche in questo caso si assume una spinta statica con andamento triangolare e risultante posta ad un terzo dell'altezza ed una spinta sismica con andamento uniforme e risultante posta a metà dell'altezza.

La relazione proposta dall'Eurocodice è valida per paramento verticale e superficie del terreno orizzontale; negli altri casi si può confrontare i risultati ottenuti per paramenti liberi o non liberi di traslare, ed applicare i risultati più cautelativi.

In presenza d'acqua nel terreno, e specificata la quota di falda rispetto all'altezza del paramento, si modifica la modalità di calcolo delle spinte.

Riguardo alle azioni statiche, per la parte del terrapieno sopra la falda acquifera la spinta si calcola come visto precedentemente, mentre per la parte di terreno interessata dalla falda occorre calcolare la spinta del terreno utilizzando come peso del terreno il valore di peso specifico  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ , essendo  $\gamma_{sat}$  il peso specifico del terreno sommerso e  $\gamma_w$  il peso specifico dell'acqua; alla spinta del terreno va poi aggiunta l'ordinaria pressione idrostatica dell'acqua  $\sigma_w = \gamma_w \cdot z_w$ , essendo  $z_w$  l'altezza dell'acqua di falda.

In presenza di azioni sismiche, le Norme NTC e gli Eurocodici distinguono i terreni a bassa permeabilità (coesivi,  $k < 5 \cdot 10^{-4}$  m/s) in cui l'acqua interstiziale si muove insieme allo scheletro solido e non causa quindi sovrappressioni sismiche ed i terreni ad alta permeabilità (granulari,  $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$  m/s) in cui l'acqua interstiziale si muove indipendentemente dallo scheletro solido.

In questo secondo caso, con terreni ad alta permeabilità, l'azione sismica dell'acqua di falda viene valutata come indicato nelle norme UNI EN 1998-5, Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.7 - E.8, ove si definisce la pressione idrodinamica sul paramento con la relazione:

$$q(z) = \pm 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H} \cdot z$$

ove il coefficiente  $k_h$  è lo stesso precedentemente indicato,  $H$  è l'altezza dell'acqua rispetto alla base del paramento e  $z$  la variabile di calcolo compresa tra 0 ed  $h$ ; tale relazione integrata sull'altezza  $H$  fornisce la risultante della spinta indicata al punto E.7:

$$E_{wd} = 7/12 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

L'angolo  $\theta$  precedentemente definito al punto E.5 del citato Eurocodice viene modificato dalla relazione al punto E.7:

$$\tan(\theta) = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

essendo  $\gamma_d$  il peso specifico del terreno a secco.

Per rendere applicabile ai modelli di calcolo l'insieme di tutte le azioni di spinta indicate, si adottano degli andamenti delle pressioni comunque cautelativi e riferiti alla bibliografia esistente in materia, ma ricondotti a diagrammi triangolari o trapezi e diagrammi uniformi.

Nel caso di assenza di falda, la spinta dei terreni statica e sismica viene quindi ricondotta ad una spinta statica  $p_{stat}$  con andamento triangolare e risultante posta ad un terzo dell'altezza ed una spinta sismica  $p_{sism}$  con andamento uniforme e risultante posta a metà dell'altezza.

In presenza di falda posta a quota intermedia rispetto all'altezza del paramento, la spinta statica dei terreni  $p_{stat}$  avrà andamento triangolare fino alla quota dell'acqua e trapezio al di sotto di questa; la spinta sismica  $p_{sism}$  viene ricondotta ad andamento uniforme sull'altezza e risultante posta a metà dell'altezza; le azioni di spinta dell'acqua  $p_w$  sono applicate con andamento triangolare sia per componente statica sia per quella dinamica  $p_{wd}$ , in questo secondo caso venendo ad assumere un'azione cautelativamente distribuita più in alto rispetto al teorico.

**Il caso in oggetto si presenta chiaramente con paramenti NON liberi di traslare e ruotare, e con assenza di falda; vengono quindi determinate le pressioni sulle pareti con le relazioni illustrate applicate per questo caso, sia statiche che sismiche con riferimento alle quote di progetto.**

È inoltre presente la spinta per sovraccarichi sul terrapieno; questa ha valore costante sull'altezza di tutti i paramenti, con valore  $p_q = k_0 \cdot q$ , ipotizzando una  $q$  pari a 20.0 kN/mq.

L'altezza di calcolo della spinta delle terre, considerando l'altezza interna di 180 cm, lo spessore della soletta e la ricopertura della stessa con il manto stradale, viene assunta pari a 2,50 m.

### 3 Verifiche strutturali ed armature degli elementi

Le strutture relative ai manufatti prefabbricati in progetto sono state previste con dimensioni e spessori tipici per i manufatti di analoga tipologia; nel capitolo 3.4 è riportata la verifica strutturale semplificata e cautelativa dei pozzetti prefabbricati.

L'impresa appaltatrice dovrà, una volta individuati il produttore a cui richiedere la fornitura dei prefabbricati, provvedere a ottenere le relative relazioni di calcolo e presentarle alla D.L. Le verifiche incluse nelle suddette relazioni dovranno essere redatte secondo i criteri e rispetto ai carichi riportati nei capitoli precedenti.

Per quanto riguarda le verifiche delle camerette gettate in opera e delle platee di fondazione delle RTU, realizzate anch'esse in calcestruzzo gettato in opera, si rimanda al paragrafo seguente, mentre per i pozzetti gettati in opera in conglomerato cementizio armato, completamente interrati, per installazione delle valvole riduttrici di pressione e relativo piping, aventi dimensioni interne di 300x200x180 cm, e per i pozzetti gettati in opera in conglomerato cementizio armato, completamente interrati, per installazione dei misuratori di portata lungo la rete, aventi dimensioni interne di 250x200x180 cm, si rimanda ad apposita relazione separata.

### 3.1 Deformazioni delle strutture

La valutazione delle deformazioni delle strutture prefabbricate dovrà essere inclusa nelle relazioni di calcolo fornite dai produttori dei manufatti stessi.

### 3.2 Armature degli elementi

Per la disposizione delle armature si è considerata in primo luogo l'armatura minima delle sezioni risultanti dall'espressione di normativa al punto 4.1.6.1.1. delle NTC 2018, valida per pareti e solette, pari a:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b_t \cdot d$$

Per un calcestruzzo C25/30 abbiamo i seguenti valori:

$$f_{ctm} = 2.57 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$b_t = 1000 \text{ mm}$$

$$c = 40 \text{ mm (copriferro)}$$

$$A_{s,min} = 0,00149 \cdot b_t \cdot d$$

Nel caso di pareti e solette con spessore di 200 mm, l'armatura minima risulta:

$$\varnothing = 10 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 200 - 40 - 10/2 = 155 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 232 \text{ mm}^2 \leq \varnothing 10/25 = 316 \text{ mm}^2$$

Nel caso di pareti con spessore di 250 mm, l'armatura minima risulta:

$$\varnothing = 10 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 250 - 40 - 10/2 = 205 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 307 \text{ mm}^2 \leq \phi 10/25 = 316 \text{ mm}^2$$

Nel caso di pareti e solette con spessore di 300 mm, risulta:

$$\phi = 12 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 300 - 40 - 12/2 = 254 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 381 \text{ mm}^2 \leq \phi 12/25 = 452 \text{ mm}^2$$

Per quanto riguarda le platee di fondazione le NTC2018 hanno recentemente introdotto un valore di armatura minima pari allo 0,1% della sezione trasversale.

Nel caso di platee con spessore di 300 mm, risulta:

$$A_{s,min} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 1000 \times 300 = 300 \text{ mm}^2 \leq \phi 10/20 = 395 \text{ mm}^2$$

Nel caso di platee con spessore di 350 mm, risulta :

$$A_{s,min} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 1000 \times 350 = 350 \text{ mm}^2 \leq \phi 10/20 = 350 \text{ mm}^2$$

Gli elementi prefabbricati dovranno rispettare tali minimi e comunque le armature disposte dovranno essere verificate rispetto alle sollecitazioni emerse dai calcoli strutturali.

### 3.3 Verifiche strutturali pozzetti prefabbricati

#### 3.3.1 Verifica semplificata-cautelativa di un pozzetto prefabbricato

##### Ipotesi di calcolo pareti

Pozzetto dimensioni interne 1.50x1.50 m, altezza 1.80 m, spessore pareti 15 cm

Dimensioni di calcolo piastra parete 1.65x1.95

Spinta terreno come da capitolo 2.1.4, per  $h_{max} = 2.10 \text{ m}$

$$q_{ter} = 25.20 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{sovr} = 15.04 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = 8.51 \text{ kNm/m (cautelativo)}$$

Verifica con armature  $\phi 8/20$  interne ed esterne

Parete

		Sezione verificata	
Med = 8.51 kNm	Ned = 0.00 kN	Mrd/Med = 1.51	Mrd= 12.85 kNm
Ved = 0.00 kN	Ted = 0.00 kNm		
Sez. rettangolare			
Hs : 0.150 m	Bs : 1.000 m		
CLS : C28/35	Acc : B450C		
super 5Ø 8	c.sup.= 4.0 cm		
infer 5Ø 8	c.inf.= 4.0 cm		
Tipo di rottura : limite acciaio inferiore			
Epss = -0.149940		Asse neutro : 0.020 dall'alto	
Epsi = 1.000000			

CALCESTRUZZO  
Fcd = 16.46 N/mm<sup>2</sup>  
Tr = 2 (par./ret.)  
Ec4 = -0.200 %  
Ecu = -0.350 %

ACCIAIO x CLS  
Fyk = 450.00 N/mm<sup>2</sup>  
Fyd = 391.30 N/mm<sup>2</sup>  
Tr = elas./plast.  
Eyd = 0.186 %  
Eud = 1.000 %

File : Parete

### Ipotesi di calcolo soletta copertura carrabile

Pozzetto dimensioni interne 1.50x1.50 m, spessore soletta 20 cm

Dimensioni di calcolo piastra parete 1.65x1.65

Peso proprio 5.00 kN/m<sup>2</sup>, carico permanente 2.0 kN/m<sup>2</sup>

Carico variabile concentrato Q = 200 kN su impronta 35x60 cm centrata mezzzeria

Md = 38 kNm/m ( cautelativo)

Verifica con armature Ø14/20 inferiori

Soletta

		Sezione verificata	
Med = 38.00 kNm	Ned = 0.00 kN	Mrd/Med = 1.22	Mrd= 46.34 kNm
Ved = 0.00 kN	Ted = 0.00 kNm		
Sez. rettangolare			
Hs : 0.200 m	Bs : 1.000 m		
CLS : C35/45	Acc : B450C		
super 5Ø 8	c.sup.= 4.0 cm		
infer 5Ø14	c.inf.= 4.0 cm		
Tipo di rottura : limite acciaio inferiore			
Epss = -0.159077		Asse neutro : 0.027 dall'alto	
Epsi = 1.000000			

CALCESTRUZZO  
Fcd = 21.16 N/mm<sup>2</sup>  
Tr = 2 (par./ret.)  
Ec4 = -0.200 %  
Ecu = -0.350 %

ACCIAIO x CLS  
Fyk = 450.00 N/mm<sup>2</sup>  
Fyd = 391.30 N/mm<sup>2</sup>  
Tr = elas./plast.  
Eyd = 0.186 %  
Eud = 1.000 %

File : Sole



### **3.3.2 Considerazioni integrative sulle verifiche geotecniche riportate nelle specifiche relazioni geotecniche**

Non è escludibile a priori che, nel corso della vita dell'opera, l'esecuzione di lavori di scavo in prossimità della struttura crei le condizioni per le quali una faccia della stessa risulti non confinata. Nel caso in cui carichi rilevanti vengano a ricadere in prossimità dell'opera creando le condizioni sopra richiamate, sarà buona cura predisporre un sostegno dello scavo che, attraverso adeguati puntelli o sbadacchiature, consenta il trasferimento delle azioni al terreno retrostante.