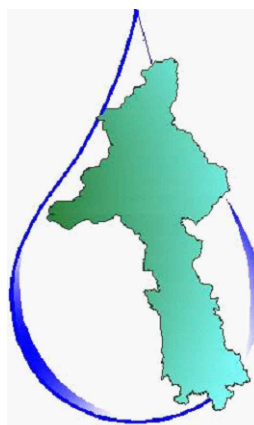


PROGETTAZIONE

STUDIO D' INGEGNERIA ASSOCIATO
ISOLA-BOASSO & ASSOCIATI S.r.l.

Dott. Ing. Renzo ISOLA
Dott. Ing. Riccardo ISOLA
Dott. Ing. Paolo BOASSO
Dott. Ing. Fabrizio RABAGLIO

C.so M. Prestinari n° 86
VERCELLI



ACQUA
NOVARA.VCO
S.p.A.

Via Triggiani, 9 - 28100 NOVARA (NO)
Tel. 0321/413111 - Fax. 0321/413196

PROGETTO DEFINITIVO

oggetto

SCARICATORE FOGNARIO DELLA CITTA' DI NOVARA

CIG Figlio: Z4D27A2933
CIG PADRE ACCORDO QUADRO: 7669233348
RUP: Dott. Ing. Barbara Dell'Edera

Data: Luglio 2019

Rif. archivio: 031.18

Scala

TAV. n° FO.01.003

Rev.	AGGIORNAMENTI	DATA
0	Prima emissione	07 2019
1	Revisione per verifica	01 2020

Contenuto degli Elaborati

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Il Responsabile
Dott. Ing. Riccardo ISOLA

Visto

Vs. Rif. arch.:

Riproduzione o consegna a terzi
solo dietro specifica autorizzazione

Ente destinatario:

* Riservato all'Amministrazione

1	OGGETTO DELLA RELAZIONE E CRITERI DI PROGETTAZIONE....	2
1.1	Opere strutturali.....	2
1.2	Inquadramento normativo	3
1.3	Classificazione sismica.....	4
1.4	Inquadramento geologico e geotecnico	5
2	Materiali	6
2.1	Calcestruzzi	7
2.2	Acciai.....	7
3	Sollecitazioni sulle strutture	7
3.1	g_1/g_2 : Pesi propri strutturali e carichi permanenti	10
3.2	q_{k1} : Carichi variabili.....	10
3.3	q_{k2} : Azione del vento.....	11
3.4	q_{k3} : Azione della neve	11
3.5	E: Azioni sismiche.....	11
3.6	ΔT_u : Azione della temperatura	12
3.7	Spinte delle terre.....	12
3.8	Spinte dei liquidi	18
4	Analisi, risultati di calcolo e verifiche.....	22
4.1	Manufatti di testa e finale gettati in opera	22
4.2	Manufatti prefabbricati.....	24
4.3	Dimensionamento e verifica dei ponti.....	25
4.4	Verifica delle scogliere intasate in massi ciclopici	30

1 OGGETTO DELLA RELAZIONE E CRITERI DI PROGETTAZIONE

Oggetto della presente relazione sono le opere strutturali previste nel progetto definitivo **per l'aggiornamento del progetto definitivo "TOMBINATURA SCARICATORE FOGNARIO CITTADINO" Novara.**

Gli interventi in progetto consistono sinteticamente nelle opere di derivazione dalla fognatura mista esistente di Via Generali delle portate di tempo secco e della frazione da destinare a depurazione durante il tempo di pioggia.

Nell'ambito di tali lavori sono previsti una serie di interventi strutturali, che verranno descritti nel dettaglio nel paragrafo successivo e che possono essere così sommariamente elencati:

- Manufatto di testa in calcestruzzo armato gettato in opera, avente la funzione di separare le acque da avviare alla depurazione;
- Manufatto finale;
- Rivestimento del canale scaricatore mediante scogliera intasata in massi ciclopici, nella parte iniziale;
- Rivestimento del canale scaricatore mediante sponde in lastre di calcestruzzo armato prefabbricate e platea in calcestruzzo armato gettato in opera, nella parte terminale;
- Ponticello per attraversamento dei mezzi agricoli nei pressi del manufatto di testa;
- Ponticello per attraversamento viario sulla strada verso il depuratore
- Pozzetti d'ispezione prefabbricati di varie dimensioni.

1.1 Opere strutturali

Il manufatto di testa è realizzato interamente in calcestruzzo armato gettato in opera e presenta delle dimensioni massime in pianta pari a 12,60m x 3,80m. Esso è costituito da una platea di spessore 60cm, pareti di spessore 50cm ed altezza 4.65m, soletta di spessore 30cm e luce massima 4.60m.

Il manufatto finale è realizzato interamente in calcestruzzo armato gettato in opera e presenta delle dimensioni massime in pianta pari a 4,60m x 5,00m. Esso è costituito da una platea di

spessore 30cm, pareti di spessore 30cm ed altezza 2.50m, soletta di spessore 30cm e luce massima 4.40m.

Il rivestimento del canale in massi ciclopici intasati di calcestruzzo, che nelle pareti può essere considerato come un muro di sostegno a gravità, presenta uno spessore minimo in sommità pari a 80 cm e massimo alla base nella parte più alta pari a 150 cm;

Il rivestimento del canale in calcestruzzo presenta platea gettata in opera di spessore 30 cm, a bloccare alla base le sponde costituite da lastre in calcestruzzo armato prefabbricate, con pendenza 1 a 3.

Il ponticello per l'attraversamento dei mezzi agricoli, situato in corrispondenza della cascina nuova, è costituito da un solettone in calcestruzzo armato gettato in opera avente luce di circa 8m, larghezza 4m e spessore 50 cm.

Il ponticello per l'attraversamento viario sulla strada verso il depuratore, è costituito da un solettone in calcestruzzo armato gettato in opera avente luce di circa 10m, larghezza 8,50m e spessore 70 cm.

I pozzetti prefabbricati hanno dimensioni variabili, con quelli più grandi di dimensioni interne 3x3m e 2x2m.

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 di calcestruzzo"; riguardo ai due ponticelli, si aggiungono i cap. 5.1 "Ponti stradali" e cap. 7.9 "Progettazione per azioni sismiche – Ponti".

Le opere citate sono tutte comprese nel **Tipo di costruzione 2** "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari", con **Vita Nominale $V_a \geq 50$** anni; la **Classe d'Uso** è la **II**, comprendente "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni

pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza..."

1.3 Classificazione sismica

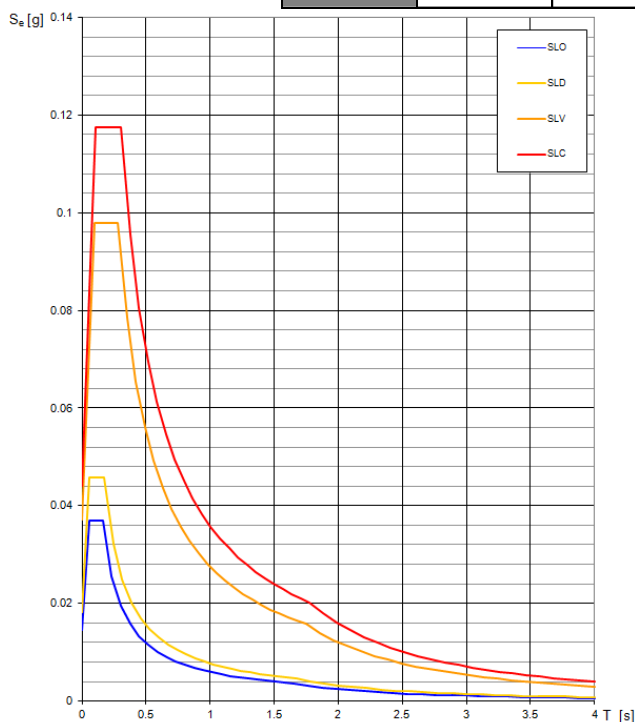
Le azioni sismiche di progetto sono definite come pericolosità sismica di base dal paragrafo 3.2 delle NTC 2018, e sono funzione della coordinata geografica del sito e dai parametri relativi a Vita Nominale V_N e Classe d'Uso; gli spettri di risposta sono inoltre dipendenti dalle caratteristiche del terreno di fondazione, in questo caso di "Tipo C", e dalle condizioni topografiche, in questo caso relative alla situazione in categoria T1 con coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1.0.

Nel caso in oggetto risulta:

Comune di Novara – Zona 4

Longitudine : 8.60145° est
 Latitudine : 45.42818° nord
 Vita nominale : $V_N \geq 50$ anni
 Classe d'uso : II ($C_u = 1.0$)

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.015	2.522	0.161
SLD	50	0.01830	2.4968	0.1701
SLV	475	0.03720	2.6330	0.2814
SLC	975	0.044	2.670	0.305



1.4 Inquadramento geologico e geotecnico

La caratterizzazione geologica e geotecnica del sito di intervento è contenuta nella relazione geotecnica allegata al presente progetto, la quale si basa sulle risultanze di indagini geognostiche e prove geofisiche; sono state inoltre condotte delle prove MASW per la classificazione sismica del sottosuolo, definito sismicamente come "Tipo C".

Si rimanda a tale relazione per tutte le specifiche e dettagli, ed ai fini del dimensionamento strutturale si ricava, in estrema sintesi, quanto segue:

Porzione settentrionale (di monte intervento): terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-limosi, con locali addensamenti argillo-sabbiosi (sino alla massima profondità raggiunta dalle prove):

- orizzonte 1, da p.c. sino a circa 1,5 m di profondità, caratterizzato da argilla sabbiosa moderatamente addensata;
- orizzonte 2, da circa 1,5 m in poi, caratterizzato da strati a matrice sabbiosa limosa, talvolta con presenza di argilla moderatamente addensata.

Porzione meridionale (di valle intervento): terreni prevalentemente sabbioso argillosi (sino alla massima profondità raggiunta dalle prove):

- orizzonte I, da p.c. a circa 3,0 m di profondità, caratterizzato da argilla poco consistente;
- orizzonte II, da circa 3,0 m in poi, caratterizzato da strati a matrice sabbiosa argillosa, moderatamente addensata.

La falda presenta profondità generalmente inferiori al p.c., attestandosi a livelli freatici massimi dell'ordine di circa 3,0÷4,0 m dal p.c. di riferimento. Nelle verifiche geotecniche verrà, pertanto, cautelativamente considerato un livello piezometrico di falda a circa 3 m dal piano campagna di riferimento.

Il terreno di fondazione, nel suo complesso e con riferimento all'intero tratto di intervento (da monte a valle) e alle profondità di intervento (3,0÷5,0 m da p.c.), può essere caratterizzato, con buona approssimazione e sufficiente cautela, con i seguenti valori geotecnici caratteristici:

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO DEL TRATTO DI INTERVENTO	
Peso di volume medio del terreno naturale	$\gamma_t \cong 19 \text{ kN/m}^3$
Coesione drenata (tensioni efficaci)	$c \cong 0\div 10 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza al taglio (a V_{cost})	$\phi \cong 29^\circ$
Modulo di deformazione	$E_d \cong 10\div 15 \text{ Mpa}$
Densità relativa	$D_R \cong 40\div 60\%$

2 Materiali

La scelta dei materiali risulta funzione delle necessità strutturali e delle condizioni ambientali, particolarmente importanti nel caso di impianti idrici; le condizioni sono diversificate a seconda del tipo di struttura. Nel caso di strutture a contatto con i liquami, con riferimento alla classificazione delle condizioni ambientali contenuta nella tabella 4.1.III delle citate NTC 2018, le condizioni ambientali riferite alle opere a contatto con tali fluidi sono definite come "**Aggressive**"; per le altre strutture o parti di esse le condizioni ambientali sono definite come "**Ordinarie**".

In dettaglio, per le strutture a contatto dei liquami definiti aggressivi le classi di esposizione sono:

- riguardo alla categoria 2, "*Corrosione indotta da carbonatazione*", la classe di esposizione è la **XC4**, relativa ad ambiente "*Ciclicamente asciutto e bagnato*" definito per calcestruzzo armato in esterni con superfici soggette ad alternanza di asciutto ed umido
- riguardo alla categoria 6, "*Attacco chimico*", la classe di esposizione è la **XA2**, relativa ad "*Ambiente chimicamente debolmente aggressivo*" definito per contenitori di acque reflue

La classe minima di resistenza che soddisfa le condizioni **XC4 + XA2** risulta pari a **C 32/40**; le condizioni sono definite come "Aggressive".

Per le verifiche a fessurazione si adotterà, con riferimento al punto 4.1.2.2.4 e seguenti delle NTC 2018, tab. 4.1.IV, caso di armature poco sensibili, condizioni ambientali aggressive, il limite di fessurazione w_1 pari 0.2 mm per combinazioni di azioni "*quasi permanente*" e w_2 pari 0.3 mm per combinazioni di azioni "*frequente*".

Per le strutture non a contatto con i liquami relative ai ponti, la categoria applicata è la 2, "*Corrosione indotta da carbonatazione*", la classe di esposizione è la **XC4**, relativa ad ambiente "*Strutture soggette ad alternanze asciutto-umido in ambiente urbano*"; le condizioni sono definite come "Ordinarie"; la classe minima di resistenza è la **C 32/40**.

Per le verifiche a fessurazione si adotterà, con riferimento al punto 4.1.2.2.4 e seguenti delle NTC 2018, tab. 4.1.IV, caso di armature poco sensibili, condizioni ambientali ordinarie, il limite di fessurazione w_2 pari 0.3 mm per combinazioni di azioni "*quasi permanente*" e w_3 pari 0.4 mm per combinazioni di azioni "*frequente*".

Il copriferro minimo richiesto secondo le normative vigenti, è di 30 mm per tutte le strutture presenti, quali muri, solette e platee; con la tolleranza di posa di 10 mm, il copriferro da applicare è di 40 mm.

2.1 Calcestruzzi

Classe di resistenza : **C 32/40**

Classe di consistenza : S₄ (fluida, slump 16÷21)

Classe di esposizione : **XC4 + XA2**

Dosaggio indicativo : 4.5 kN/mc di cemento **425/325**

Rapporto A/C : 0.50 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

2.2 Acciai

ACCIAI PER CEMENTO ARMATO NORMALE

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

Tensione caratteristica di snervamento : $f_{i\text{ nom}} \geq 450.0 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura : $f_{t\text{ nom}} \geq 540.0 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

3 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

I carichi permanenti e variabili sono definiti dalla normativa nel capitolo 3 "Azioni sulle costruzioni"; tutti i carichi assunti per la presente progettazione sono descritti negli appositi capitoli:

- | | | | |
|-----|--------------|---|--|
| 3.1 | g_1/g_2 | : | Pesi propri strutturali e carichi permanenti |
| 3.2 | q_{k1} | : | Carichi variabili |
| 3.3 | q_{k2} | : | Azioni del vento |
| 3.4 | q_{k3} | : | Azioni della neve |
| 3.5 | E | : | Azioni sismiche |
| 3.6 | ΔT_u | : | Azioni della temperatura |

Per le spinte delle terre e dei liquami contenuti nei manufatti, sono previste specifiche analisi sia in condizioni statiche che sismiche, come riportato negli appositi capitoli:

- | | | |
|-----|---|--------------------|
| 3.7 | : | Spinte delle terre |
| 3.8 | : | Spinte dei liquidi |

Le azioni sono state combinate secondo le istruzioni ed i coefficienti indicati in normativa.

Le combinazioni allo 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 ψ_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 ψ sono riportati in tabella 2.5.I della norma

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione			
Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E 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

Le combinazioni a stato limite di esercizio SLE definite nelle seguenti forme:

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

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

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

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

Per la progettazione degli elementi strutturali che coinvolgono azioni di tipo geotecnico (in questo caso platee), le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) sono state condotte optando per l'approccio 2, il quale prevede l'adozione dei coefficienti A1 di tabella 2.6.I, che sono $\gamma_G = 1,3$ e $\gamma_Q = 1,5$ rispettivamente per le azioni permanenti e variabili.

Non è stato quindi necessario approntare delle combinazioni di carico specifiche per le verifiche geotecniche ma sono state utilizzate le stesse combinazioni di carico valide per le verifiche strutturali.

3.1 g1/g2: 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/m³

acciaio = 78,50 kN/m³

Carichi permanenti:

permanente conglomerato bituminoso = 20,00 kN/m³

permanente paratoia a ventola su platea manufatto di testa = 30 kN

permanente griglie a coclea su pareti manufatto di testa = 10 kN

permanente grigliati metallici = 0,30 kN/m²

3.2 qk1: Carichi variabili

I carichi variabili sui manufatti idraulici considerati sono i seguenti:

Variabile su grigliati metallici e solette carrabili = 10,00 kN/m²

Per i due ponticelli, conformemente alle normative citate, si assume come carichi accidentali colonne di carico composte dal carico Q_k e dal carico distribuito q_k ; sono assenti marciapiedi con carico folla. Nella prima colonna il carico Q_{1k} è composto da due assi con carico ciascuno di 300 kN e disposti con interasse di 1.20 m; il carico q_{1k} è composto da una colonna con carico pari a $9.00 \times 3.00 = 27.00$ kN/m ; nella seconda colonna i valori si riducono per Q_{1k} a 200 kN e per q_{1k} a $2.50 \times 3.00 = 7.50$ kN/m ; i carichi mobili sono comprensivi di coefficiente di incremento dinamico per pavimentazioni di media rugosità, come si ritiene il caso in oggetto (carico q_2).

Nel caso del ponticello per attraversamento viario sulla strada verso il depuratore, si applicano due colonne di carico, definite dal punto precedente.

Nel caso del ponticello per attraversamento dei mezzi agricoli, tenuto conto che si tratta di una

viabilità controllata, delimitata da sbarra d'accesso, e destinata ad una viabilità locale di mezzi agricoli, si applica la sola seconda colonna definita al punto precedente.

3.3 qk2: Azione del vento

I manufatti oggetto della presente relazione sono tutti completamente o parzialmente interrati, pertanto l'azione del vento risulta trascurabile rispetto alle altre azioni di progetto.

3.4 qk3: Azione della neve

Il carico variabile dovuto all'azione della neve è stato valutato con riferimento al paragrafo 3.4 delle NTC 2018. È stato determinato il valore di riferimento del carico neve al suolo, che per la Zona 1 mediterranea con altitudine $a_s = 160 \text{ m} < 200 \text{ m s.l.m.}$ ha un valore $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$.

Considerando coperture piane, mediante la tabella 3.4.II, il coefficiente di forma vale $\mu_1 = 0,80$.

Il coefficiente di esposizione C_E viene assunto cautelativamente di valore unitario.

Analogamente il coefficiente termico C_T viene assunto come unitario.

Il carico neve è quindi determinato con la seguente relazione:

$$q_s = q_{sk} * \mu_1 * C_E * C_T = 1,50 \text{ kN/m}^2 * 0,80 * 1,00 * 1,00 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

Si assume cautelativamente un carico neve pari a $1,50 \text{ kN/m}^2$.

3.5 E: Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto sono definite come pericolosità sismica di base dal paragrafo 3.2 delle NTC 2018, funzione della coordinata geografica del sito e dai parametri relativi a Vita Nominale V_N e Classe d'Uso, oltre che dalle caratteristiche del terreno di fondazione e dalle condizioni topografiche. Il calcolo è stato eseguito nelle condizioni più cautelative, assumendo delle strutture **NON dissipative**, con riferimento al punto 7.2.2. delle NTC.

Il fattore di struttura orizzontale viene assunto con riferimento alla tabella 7.3.I che prevede, per le verifiche a SLU di strutture non dissipative, l'adozione di un valore $q_h \leq 1.5$.

3.6 ΔT_u : Azione della temperatura

L'azione della temperatura è stata valutata con riferimento al paragrafo 3.5.5 delle NTC 2018 "Azioni termiche sugli edifici". Considerando che abbiamo sia manufatti protetti per la presenza di ricoprimento di terreno che manufatti non protetti fuori terra, viene assunto il valore maggiore, relativo a edifici in c.a. non protetti, pari a $\Delta T_u = 15^\circ\text{C}$.

3.7 Spinte delle terre

Le spinte dei terreni sono valutate in modo diverso nel caso di spinte su paramenti liberi di traslare e ruotare o non liberi, 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 sono calcolate con le comuni relazioni di Coulomb o Rankine; in assenza di falda, posto:

ϕ'_d = valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno

δ_d = valore di progetto dell'angolo di attrito terreno-paramento

ψ = angolo di inclinazione paramento rispetto all'orizzontale (muro vert. $\psi = 90^\circ$)

β = angolo di inclinazione della superficie del terreno

risultano le seguenti relazioni:

Coulomb:

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

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:

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

in cui l'angolo θ 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 α 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 un metodo semplificato per il calcolo dei coefficienti k_h e k_v in funzione di $a_{g(g)}$ e di un coefficiente β 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:

$$K_0 = (1 - \sin(\phi'_d)) * (1 + \sin(\beta)) * Ocr^{0,5}$$

ove Ocr è il grado di eventuale sovra consolidamento 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 α 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, γ è il peso del terreno ed H l'altezza del paramento.

Anche in questi casi 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 γ_{sat} il peso specifico del terreno sommerso e γ_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:

$$q(z) = \pm 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot V H \cdot z$$

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 θ definito al punto E.5 dell'Eurocodice viene modificato dalla relazione al punto E.7:

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

essendo γ_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.

Nel caso in oggetto le pareti contro terra sono quelle relative ai muri di rinforzo, che essendo

provvisi anche di contrafforti sono molto rigidi possiamo considerarli **NON liberi di traslare e ruotare**;

La falda è collocata ad una profondità che può salire a circa -3 m dal piano di campagna quindi interessa parzialmente le opere; tuttavia le acque superficiali di infiltrazione possono saturare il terreno a monte dei paramenti; la spinta delle terre viene quindi calcolata in **presenza 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 $p_q = k_0 * q$, essendo q pari a 10.0 kN/mq.

I calcoli relativi alle spinte del terreno sono stati eseguite adottando i parametri definiti nell' "Inquadramento geologico e geotecnico".

Si allega a titolo di esempio il calcolo riferito alla parete contro terra più profonda, avente un'altezza di circa 5 m.

**Azioni di spinta terreno, statiche e sismiche,
per paramenti rigidi che non sviluppano spinte attive, interamente sotto falda**

Caratteristiche di terreno, pendio e paramento		
H =	5.00	altezza paramento
q =	10.00 kN/m ²	sovraccarico sul terreno
γ_w =	10.0 kN/mc	peso acqua di falda
k =	5.0E-03	permeabilità terreno alta
γ =	20.5 kN/mc	peso terreno saturo
γ_m =	1.25	coeff. parziale di resistenza parametri geotecnici
O_{cr} =	1	Terreni normalconsolidati
ϕ' =	29.0 °	angolo resistenza a taglio del terreno
ϕ'_d =	23.9 °	angolo di calcolo resistenza a taglio terreno
β =	0 °	angolo inclinazione terrapieno
K_0 =	0.595	coeff. spinta a riposo statica, $K_0 = (1 - \sin(\phi')) \cdot (1 + \sin(\beta)) \cdot O_{cr}^{0.5}$
Caratteristiche sismiche del sito		
$a_{g(g)}$ =	0.037	accelerazione del sito
F_0 =	2.633	fattore amplificazione
T_C^* =	0.281 s	periodo T_C^*
Tipo =	C	categoria sottosuolo
S_T =	1.00	coeff. amplificazione topografica
S_S =	1.50	coeff. amplificazione stratigrafica

**Parametri di calcolo secondo UNI EN 1998-5
Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.9**

S =	1.50	$S = S_T \cdot S_S$ coeff. ampl. stratigrafica secondo NTC 2008
S =	1.50	coeff. ampl. strat. EN 1998-1:2004 punto 3.2.2.2, Type 2
S =	1.50	coeff. ampl. stratigrafica assunto nei calcoli
r =	1.00	r = 1 per strutture rigide
k_h =	0.056	coeff. sismico orizzontale

Azioni di calcolo sul paramento

Si assume l'azione complessiva E_d calcolata secondo UNI EN 1998-5, appendice E.9, suddivisa in un'azione statica E_{stat} con andamento triangolare e risultante applicata ad h/3, un'azione idrostatica, un'azione sismica E_{sism} con andamento uniforme applicata ad h/2; per terreni permeabili si aggiunge la spinta idrodinamica E_{wd} , applicata con andamento uniforme.		
E_{stat} =	78.04 kN	$E_{stat} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot K_0 \cdot H^2$
E_w =	125.00 kN	$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$ spinta idrostatica
E_{sism} =	28.44 kN	$E_{sism} = \Delta P_d = a_{g(g)} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$
E_{wd} =	8.09 kN	$E_{wd} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$
E_d =	239.58 kN	$E_d = E_{stat} + E_w + E_{sism} + E_{wd}$

Pressioni sul paramento

p_{stat} =	31.22 kN/m ²	pressione statica terreno con andamento triangolare, applicazione H/3
p_w =	50.00 kN/m ²	pressione idrostatica con andamento triangolare, applicazione H/3
p_{sism} =	5.69 kN/m ²	pressione sismica terreno con andamento uniforme, applicazione H/2
p_{wd} =	1.62 kN/m ²	pressione idrodinamica con andamento uniforme, applicazione H/2
p_q =	5.95 kN/m ²	pressione per sovraccarico con andamento uniforme, applicazione H/2

3.8 Spinte dei liquidi

In condizioni statiche la spinta dei liquidi contenuti nei manufatti viene valutata come ordinaria spinta idrostatica, proporzionale all'altezza del liquido ed al suo peso specifico γ_f ; tale peso assume il valore noto di 11.0 kN/m^3 nel caso di liquami. In condizioni sismiche i liquidi contenuti in manufatti rigidi, quelli con pareti poco deformabili ed interrati o seminterrati che si muovono solidalmente al suolo durante eventi sismici, danno origine a spinta idrodinamiche in letteratura distinte in due componenti, una definita come impulsiva ed una definita come convettiva.

Le azioni impulsive sono dovute all'inerzia della massa liquida contenuta nel serbatoio ed agiscono in maniera sincrona con l'accelerazione al suolo dovuta all'evento sismico; le azioni convettive, dette anche di lungo periodo o di "*sloshing*", sono legate all'oscillazione della massa liquida nel contenitore, da valutarsi quindi con riferimento alla pseudo accelerazione indotta dal sisma su un oscillatore ad un grado di libertà caratterizzato dai medesimi valori della frequenza e del coefficiente di smorzamento del sistema strutturale.

La valutazione di tali azioni è stata oggetto di numerosi studi teorici; nelle norme tecniche UNI EN 1998-4, Eurocodice 8 - Parte 4: Silos, serbatoi e tubazioni, vengono riportate formule molto complesse e di difficile applicazione, considerata la difficoltà di ricondurre casi reali con geometrie interne irregolari a casi semplici quali serbatoi circolari o rettangolari privi di suddivisioni.

Con riferimento alla bibliografia in materia, si ritiene di valutare le azioni sismiche dei liquidi contenuti in serbatoi rigidi mediante le formule di Housner, formule che costituiscono una semplificazione di quelle riportate dagli Eurocodici pur essendone all'origine; le formule si riferiscono a serbatoi cilindrici, con raggio interno R ed altezza del liquido H , a cui si riconducono poi per approssimazione i serbatoi rettangolari.

Le formule di Housner per la componente impulsiva definiscono quindi delle pressioni sul fondo p_b , con andamento lineare a partire dal centro ove il valore è nullo mentre è massimo sui bordi, e delle pressioni sulle pareti p_i con andamento parabolico e valore massimo sul fondo; l'integrazione di tali relazioni conducono ai valori complessivi di spinta unitaria sul fondo S_b e di spinta unitaria sul paramento S_i ; essendo γ_f il peso specifico del liquido ed α l'accelerazione di progetto al suolo

pari a $a_{g(g)} \cdot S$, con S 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, risultano le seguenti relazioni:

$$\text{pressione impulsiva parete} \quad p_i = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot [z/H - 0.5(z/H)^2] \cdot \tanh(\sqrt{3}R/H) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{spinta impulsiva unitaria parete} \quad S_i = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot \tanh(\sqrt{3}R/H) / \sqrt{3} \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{pressione impulsiva fondo} \quad p_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot \sinh(\sqrt{3}x/H) / 2 \cdot \cosh(\sqrt{3}R/H) \quad (\text{kN/rad/m})$$

$$\text{spinta impulsiva unitaria fondo} \quad S_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot [\cosh(\sqrt{3}R/H) - 1] / 2 \cdot \cosh(\sqrt{3}R/H) \quad (\text{kN/rad})$$

La formula di Housner per la componente convettiva definisce delle pressioni sulle pareti p_c con andamento parabolico e valore massimo sul fondo; l'integrazione di tali relazioni conducono ai valori complessivi di spinta unitaria sul fondo S_c ; risultano le seguenti relazioni:

pressione convettiva parete:

$$p_c = \gamma_f \cdot R \cdot A_n \cdot [a + b(z/H) + c(z/H)^2] \quad (\text{kN/m}^2)$$

spinta convettiva unitaria parete:

$$S_c = \gamma_f \cdot R \cdot A_n \cdot [a + b/2 + c/3] \quad (\text{kN/m})$$

γ	a	b	c
0,1	0,863	4,30064E-05	0,014
0,2	0,823	-0,00054	0,055
0,3	0,762	-0,00263	0,117
0,4	0,689	-0,00733	0,194
0,5	0,611	-0,01614	0,28
0,6	0,534	-0,02962	0,369
0,7	0,462	-0,04806	0,457
0,8	0,397	-0,07143	0,542
0,9	0,34	-0,09923	0,623

I coefficienti a , b e c dipendono dal rapporto di snellezza del serbatoio $\gamma = H/R$, come da tabella allegata alla formula. Nelle formule A_n è l'accelerazione spettrale corrispondente al 1° modo di vibrare amplificata dal coeff. S , $A_n = S_{e(Tc1)} \cdot S$; il corrispondente periodo T_1 viene calcolato nel caso di serbatoi circolari e rettangolari con le seguenti relazioni:

$$T_1 = 2 \cdot R / \sqrt{(0.586 \cdot g \cdot R / \pi) \cdot \tanh(0.586 \cdot \pi \cdot H / R)} \quad \text{serbatoi circolari}$$

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{L / 2g} / [\pi \cdot \tanh(\pi \cdot H / L) / 2] \quad \text{serbatoi rettangolari, } L = \text{lung. in direzione sisma}$$

Le già citate norme tecniche UNI EN 1998-4, Eurocodice 8 - Parte 4, al punto A.2.1.3 contengono poi la relazione per determinare l'altezza del massimo sovrarzo idrico in corrispondenza dei bordi; la relazione è $d_{\max} = 0,84 \cdot R \cdot A_n$.

Si adottano degli andamenti delle pressioni cautelativi ma ricondotti a diagrammi triangolari.

Le azioni dinamiche di spinta dell'acqua sulle pareti sono applicate con andamento triangolare sommando la componente impulsiva e convettiva $S_i + S_c$, con valore massimo complessivo di pressione alla base p_{int} , venendo ad assumere un'azione cautelativamente distribuita più in alto rispetto al teorico; la spinta sul fondo è invece già lineare e tale viene mantenuta, con valore massimo di pressione p_b sul bordo.

Viene riportato il calcolo del valore più gravoso della spinta dei liquidi, relativo alla parete interna del manufatto di testa:

$$B = 4.60 \text{ m} - L = 17.00 \text{ m}$$

Altezza d'acqua pari a $H = 2.50 \text{ m}$.

Di seguito le tabelle con i risultati, in ordine: p_w = spinta statica dei liquidi, p_{int} = spinta dinamica sulle pareti, p_b = spinta dinamica sul fondo riferita al bordo esterno.

Azioni idrodinamiche in serbatoi rigidi rettangolari		
Caratteristiche geometriche del serbatoio		
L =	17.00 m	lato maggiore interno serbatoio
B =	4.60 m	lato minore interno serbatoio
H =	2.50 m	altezza battente idraulico
γ_f =	11.0 kN/mc	peso specifico liquido
Caratteristiche sismiche del sito		
$a_{g(g)}$ =	0.037	accelerazione del sito
F_0 =	2.633	fattore amplificazione
T_C^* =	0.281 s	periodo T_C^*
Tipo =	C	categoria sottosuolo
C_C =	1.596	coeff. amplificazione topografica
T_B =	0.150 s	periodo T_B
T_C =	0.449 s	periodo T_C
T_D =	1.748 s	periodo T_B
η =	1.348	fattore di spettro per smorzamento pari al 5%
S_T =	1.00	coeff. amplificazione topografica
S_S =	1.50	coeff. amplificazione stratigrafica
S =	1.50	$S = S_T \cdot S_S$ coeff. ampl. stratigrafica secondo NTC 2008
S =	1.50	coeff. ampl. strat. EN 1998-1:2004 punto 3.2.2.2, Type 2
S =	1.50	coeff. ampl. stratigrafica assunto nei calcoli
Caratteristiche sismiche del liquido interno		
T_{1L} =	7.102	primo modo di oscillazione liquido interno - direzione L
$S_{d(T_{1L})}$ =	0.003	accelerazione spettrale per T_1 - direzione L
T_{1B} =	2.509	primo modo di oscillazione liquido interno - direzione B
$S_{d(T_{1B})}$ =	0.025	accelerazione spettrale per T_1 - direzione B
Azioni idrodinamiche del liquido interno		
α =	0.056	$\alpha = a_{g(g)} \cdot S$
S_{iL} =	2.20 kN/m	spinta impulsiva unitaria parete L : $S_{iL} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot \tanh(\sqrt{3}L/2H)/\sqrt{3}$
S_{iB} =	2.03 kN/m	spinta impulsiva unitaria parete B : $S_{iB} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot \tanh(\sqrt{3}B/2H)/\sqrt{3}$
A_{nL} =	0.003	$A_{nL} = S_{e(T_{1L})}$: accelerazione direzione L
γ_L =	0.294	rapporto $H/(L/2)$
a_L =	0.766	Coeff. a tabella associata a formula di Housner
b_L =	-0.00251	Coeff. b
c_L =	0.113	Coeff. c
S_{cL} =	0.23 kN/m	spinta convettiva unitaria parete L : $S_{cL} = \gamma_f \cdot L/2 \cdot A_{nL} \cdot [a_L + b_L/2 + c_L/3]$
d_{maxL} =	0.022 m	massimo sovrizzo idrico direzione L : $d_{maxL} = 0,84 \cdot L/2 \cdot A_{nL}$
A_{nB} =	0.025	$A_{nB} = S_{e(T_{1B})}$: accelerazione direzione B
γ_B =	1.087	rapporto $H/(B/2)$
a_B =	0.340	Coeff. a tabella associata a formula di Housner
b_B =	-0.09923	Coeff. b
c_B =	0.623	Coeff. c
S_{cB} =	0.31 kN/m	spinta convettiva unitaria parete B : $S_{cB} = \gamma_f \cdot B/2 \cdot A_{nB} \cdot [a_B + b_B/2 + c_B/3]$
d_{maxB} =	0.047 m	massimo sovrizzo idrico direzione B : $d_{maxB} = 0,84 \cdot B/2 \cdot A_{nB}$
p_{bL} =	1.32 kN/m ²	pressione impulsiva massima sul fondo, a bordo serbatoio lato L $p_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot \sinh(\sqrt{3}L/2H)/2 \cdot \cosh(\sqrt{3}L/2H)$
p_{bB} =	1.22 kN/m ²	pressione impulsiva massima sul fondo, a bordo serbatoio lato B $p_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot \sinh(\sqrt{3}B/2H)/2 \cdot \cosh(\sqrt{3}B/2H)$
p_b =	0.64 kN/m ²	media sul fondo
Azioni assunte sul paramento		
p_w =	27.50 kN/m ²	pressione idrostatica, andamento triangolare, applicazione H/3
$S_{iL} + S_{cL}$ =	2.43 kN/m ²	spinta idrodinamica complessiva lato L
p_{intL} =	1.95 kN/m ²	pressione con andamento triangolare, applicazione H/3
$S_{iB} + S_{cB}$ =	2.34 kN/m ²	spinta idrodinamica complessiva lato B
p_{intB} =	1.87 kN/m ²	pressione con andamento triangolare, applicazione H/3
p_{int} =	1.93 kN/m ²	pressione media con andamento triangolare, applicazione H/3

4 Analisi, risultati di calcolo e verifiche

Il calcolo delle principali strutture sarà eseguito mediante dei modelli tridimensionali di calcolo che schematizzano le opere come elementi strutturali, applicando tutti i carichi precedentemente descritti ed in particolare le azioni sismiche: il calcolo sarà quindi eseguito in forma completa, con analisi tridimensionale, dinamica e modale.

In fase di progetto definitivo, vista anche la semplicità delle opere, il dimensionamento viene eseguito senza specifiche modellazioni, ricorrendo direttamente ai criteri, i metodi e le relazioni della scienza delle costruzioni: per queste semplici tipologie di strutture si verifica con relazioni elementari ma ampiamente cautelative che le sollecitazioni massime risultano inferiori alle capacità resistenti delle sezioni.

Sono state inoltre svolte considerazioni preliminari sui cedimenti delle strutture; le modeste sollecitazioni sul terreno ed il confronto con le pressioni geostatiche esistenti escludono la possibilità di cedimenti significativi; in fase di progetto esecutivo si provvederà alla verifica nei casi più significativi.

4.1 Manufatti di testa e finale gettati in opera

Per il manufatto di testa e quello finale sono stati svolti dei calcoli di predimensionamento con le formule della scienza delle costruzioni che hanno confermato l'idoneità degli spessori strutturali adottati, permettendo inoltre di valutare correttamente le incidenze di armatura da assumere nel computo metrico.

Si è verificato come le ridotte sollecitazioni richiedano armature ridotte, comunque sufficienti a garantire sia il soddisfacimento delle verifiche di resistenza SLV che delle verifiche di fessurazione e tensionali a SLE; si sono quindi adottate le armature minime di norma, risultanti dall'espressione di normativa al punto 4.1.6.1.1. delle NTC, pari a $A_{s,min} = 0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b_t \cdot d$.

Le condizioni di progetto sono:

cls C 32/40

$$f_{ctm} = 3.10 \text{ MPa}$$

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

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

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

Nel caso delle solette, con spessore di 300 mm, risulta:

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

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

$$A_{s,min} = 465 \text{ mm}^2 \leq \varnothing 12/20 = 565 \text{ mm}^2$$

Nel caso della platea con spessore di 600 mm, risulta:

$$\varnothing = 16 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 600 - 40 - 16/2 = 552 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 988 \text{ mm}^2 \leq \varnothing 16/20 = 1005 \text{ mm}^2$$

Nel caso delle pareti con spessore di 400 mm, risulta:

$$\varnothing = 14 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 400 - 40 - 14/2 = 353 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 631 \text{ mm}^2 \leq \varnothing 14/20 = 770 \text{ mm}^2$$

Nel caso delle pareti con spessore di 500 mm, risulta:

$$\varnothing = 16 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 500 - 40 - 16/2 = 452 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 808 \text{ mm}^2 \leq \varnothing 16/20 = 1005 \text{ mm}^2$$

4.2 Manufatti prefabbricati

Le opere in progetto comprendono diversi manufatti in calcestruzzo armato prefabbricati, quali pozzetti d'ispezione e sponde del canale.

Nella presente fase di progettazione definitiva non è possibile fornire calcoli di verifica di tali manufatti in quanto essi dipenderanno dalla tipologia e relative caratteristiche tecniche scelti dall'impresa appaltatrice, in accordo con la D.L.; tali calcoli verranno quindi forniti dal prefabbricatore individuato in fase di esecuzione.

Nei capitoli precedenti del presente elaborato sono stati comunque individuati tutti i carichi agenti sui manufatti in progetto, i quali costituiscono requisito tecnico da rispettare nella fase di scelta degli stessi.

Si è peraltro verificato che gli elementi prefabbricati proposti, quali le sponde per canale, sono stati verificati in casi analoghi e sono ampiamente e comunemente utilizzati nelle condizioni di utilizzo proposte, con predisposizione di ordinaria sottofondazione e bloccaggio al piede mediante inserimento nella platea di fondo canale.

Verifica sezione h=70 cm, b=100 cm, armatura superiore 5Ø12, armatura inferiore 8Ø24, copriferro 40 mm (compresa staffa Ø10), staffe Ø10/20/20.

Pontel

	Sezione verificata	
Med = 777.10 kNm Ned = 0.00 kN Ved = 322.00 kN Ted = 0.00 kNm	Mrd/Med = 1.11 Mrd= 860.33 kNm Vrd/Ved = 1.39 Vrd= 448.09 kN	CALCESTRUZZO Fcd = 18.81 N/mm ² Tr = 2 (par./ret.) Ec4 = -0.200 % Ecu = -0.350 %
Sez. rettangolare Hs : 0.700 m Bs : 1.000 m CLS : C32/40 Acc : B450C	Vrsd/Ved= 1.39 Vrsd= 448.09 kN Vrcd/Ved= 8.52 Vrcd= 2742.98 kN	ACCIAIO x CLS Fyk = 450.00 N/mm ² Fyd = 391.30 N/mm ² Tr = elas./plast. Eyd = 0.186 % Eud = 1.000 %
super 5Ø12 c.sup.= 4.6 cm infer 8Ø24 c.inf.= 5.2 cm a = 90° ang.staffe staffe 5Ø10 passo =20.0 cm t = 45° ang. CLS		
Tipo di rottura : limite acciaio inferiore Epss = -0.182610 Asse neutro : 0.108 dall'alto Epsi = 1.000000		File : P1

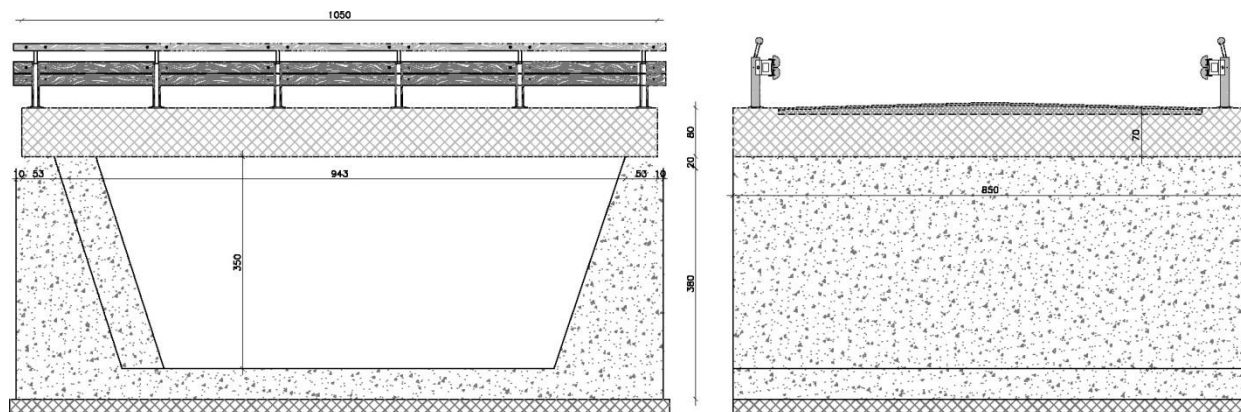
Condizione SLE - frequente

M_d = 562.4 kNm momento massimo in mezzeria, carichi concentrati applicati in mezzeria.

Relazione di calcolo sismica e sulle strutture

Stato limite di fessurazione		NTC 2018 - Eurocodice 2	
Stato limite di apertura delle fessure			
Sezione rettangolare in C.A. ordinario			
Classe CLS :	40 N/mm ²	cubica	
	32 N/mm ²	cilindrica	
$f_{ct,eff}$ =	2.72 N/mm ²	($f_{ct,eff} = f_{ctm}$ per verifiche a fessurazione)	
E_{cm} =	33346 N/mm ²		
Larghezza sezione, b :	1000 mm		
Altezza sezione, h :	700 mm		
Armature tese :	8 Ø 24		
+	0 Ø 0		
Armature compresse :	5 Ø 12		
+	0 Ø 0		
$A_{s,teso}$ =	3619.1 mm ²		
$\varnothing_{eq}$ =	24.0 mm		
$A_{s,comp.}$ =	565.5 mm ²		
spaziatura armatura tesa =	125 mm	(media = 128 mm)	
spaziatura armature di riferimento =	260.0 mm	(5·(c+Ø/2))	
E_s =	210,000 N/mm ²		
Copriferro, c :	40 mm		
Interferro $A_{s,teso}$:	52 mm		
Interferro $A_{s,comp.}$:	46 mm		
Altezza utile, d :	648 mm		
M_d :	562.40 kNm		
N_d :	0.00 kN		
σ_s =	268.4 N/mm ²		
Calcolo ampiezza fessure : $W_d = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$		(Eurocodice 2-Circ. 2/2/2009 n. 617-C4.1.2.2.4)	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$			
$k_t = 0.4$		($k_t = 0,6$ per carichi breve durata, $k_t = 0,4$ per carichi lunga durata)	
$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$		($h_{c,eff} = \text{minore di } h_{c,efl} / h_{c,efl} / h_{c,efB}$)	
$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,ef}$ mm ²		$h_{c,efl} = 2,5 \cdot (h-d) = 130.0$ mm	
$h_{c,ef} = 130.0$ mm		$h_{c,efl} = (h-x)/3 = 163.3$ mm ($x=0,3 \cdot h$)	
$A_{c,eff} = 130000$ mm ²		$h_{c,efB} = h/2 = 350.0$ mm	
$\rho_{p,eff} = 2.78$ %		($\alpha_e = E_s / E_{cm}$)	
$\alpha_e = 6.30$			
$[\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})] / E_s = 1.05913$ ‰			
$0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.76678$ ‰			
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 1.05913$ ‰			
spaziatura armatura < spaziatura di riferimento			
$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{p,eff}$		($k_1 = 0,8$ barre ader. migliorata/1,6 barre liscie)	
$k_1 = 0.80$		($k_2 = 0,5$ flessione pura, $k_2 = 1$ trazione pura)	
$k_2 = 0.50$		(fissato da normativa nazionale)	
$k_3 = 3.40$		(fissato da normativa nazionale)	
$k_4 = 0.425$			
$S_{r,max} = 282.6$ mm			
Calcolo fessura di calcolo $W_d =$		($w_1 = 0,2$ mm - $w_2 = 0,3$ mm - $w_3 = 0,4$ mm)	
0.30 mm			

- Ponticello per attraversamento dei mezzi agricoli

**Condizione SLU - frequente**

$M_d = 424.1 \text{ kNm}$ momento massimo in mezzzeria, carichi concentrati applicati in mezzzeria

$V_d = 211.6 \text{ kN}$ taglio massimo all'appoggio, carichi concentrati applicati in prossimità dell'appoggio

Verifica sezione $h=50 \text{ cm}$, $b=100 \text{ cm}$, armatura superiore $5\phi 12$, armatura inferiore $6\phi 24$, copriferro 40 mm (compresa staffa $\phi 10$), staffe $\phi 10/20/20$.

Ponte2

Sezione verificata		CALCESTRUZZO
Med = 424.10 kNm Ned = 0.00 kN Ved = 211.60 kN Ted = 0.00 kNm	Mrd/Med = 1.05 Mrd= 445.14 kNm Vrd/Ved = 1.47 Vrd= 311.17 kN	
Sez. rettangolare Hs : 0.500 m Bs : 1.000 m CLS : C32/40 Acc : B450C	Vrsd/Ved= 1.47 Vrsd= 311.17 kN Vrcd/Ved= 9.00 Vrcd= 1904.85 kN	ACCIAIO x CLS Fyk = 450.00 N/mm ² Fyd = 391.30 N/mm ² Tr = elas./plast. Eyd = 0.186 % Eud = 1.000 %
super 5Ø12 c.sup.= 4.5 cm infer 6Ø24 c.inf.= 5.0 cm staffe 5Ø10 passo =20.0 cm	a = 90° ang.staffe t = 45° ang. CLS	
Tipo di rottura : limite acciaio inferiore Epss = -0.188614 Asse neutro : 0.079 dall'alto Epsi = 1.000000		File : P2

Condizione SLE

$M_d = 313.4 \text{ kNm}$ momento massimo in mezzzeria, carichi concentrati applicati in mezzzeria

Stato limite di fessurazione

Stato limite di apertura delle fessure

Sezione rettangolare in C.A. ordinario

Classe CLS :	40	N/mm ²
	32	N/mm ²
$f_{ct,eff}$ =	3.02	N/mm ²
E_{cm} =	33346	N/mm ²
Larghezza sezione, b :	1000	mm
Altezza sezione, h :	500	mm
Armature tese :	6	Ø 24
+	0	Ø 0
Armature compresse :	5	Ø 12
+	0	Ø 0
$A_{s,teso}$ =	2714.3	mm ²
$\varnothing_{eq}$ =	24.0	mm
$A_{s,comp.}$ =	565.5	mm ²
spaziatura armatura tesa =	125	mm
spaziatura armature di riferimento =	260.0	mm
E_s =	210,000	N/mm ²
Copriferro, c :	40	mm
Interferro $A_{s,teso}$:	52	mm
Interferro $A_{s,comp.}$:	46	mm
Altezza utile, d :	448	mm
M_d :	313.40	kNm
N_d :	0.00	kN
σ_s =	289.9	N/mm ²

NTC 2018 - Eurocodice 2

cubica

cilindrica

($f_{ct,eff} = f_{ctm}$ per verifiche a fessurazione)

(media = 179 mm)

($5 \cdot (c + \varnothing/2)$)

Flessione semplice

asse neutro x : 150.00 mm

 $\sigma_{CLS\ sup}$: -9.73 N/mm² σ_{Acomp} : -101.2 N/mm² σ_{Ateso} : 289.9 N/mm² $\sigma_{CLS\ inf}$: trazioneCalcolo ampiezza fessure : $W_d = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

(Eurocodice 2-Circ. 2/2/2009 n. 617-C4.1.2.2.4)

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

$$k_t = 0.4$$

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,ef} \quad \text{mm}^2$$

$$h_{c,ef} = 116.7 \quad \text{mm}$$

$$A_{c,eff} = 116667 \quad \text{mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = 2.33 \quad \%$$

$$\alpha_e = 6.30$$

$$[\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})] / E_s = 1.09661 \quad \%$$

$$0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.82826 \quad \%$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 1.09661 \quad \%$$

($k_t = 0.6$ per carichi breve durata, $k_t = 0.4$ per carichi lunga durata)($h_{c,ef}$ = minore di $h_{c,efl}$ / $h_{c,e2}$ / $h_{c,e3}$)

$$h_{c,efl} = 2.5 \cdot (h - d) = 130.0 \quad \text{mm}$$

$$h_{c,e2} = (h - x) / 3 = 116.7 \quad \text{mm} \quad (x = 0.3 \cdot h)$$

$$h_{c,e3} = h / 2 = 250.0 \quad \text{mm}$$

($\alpha_e = E_s / E_{cm}$)

spaziatura armatura < spaziatura di riferimento

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{p,eff}$$

$$k_1 = 0.80$$

$$k_2 = 0.50$$

$$k_3 = 3.40$$

$$k_4 = 0.425$$

$$S_{r,max} = 311.4 \quad \text{mm}$$

($k_1 = 0.8$ barre ader. migliorata / 1,6 barre lisce)($k_2 = 0.5$ flessione pura, $k_2 = 1$ trazione pura)

(fissato da normativa nazionale)

(fissato da normativa nazionale)

Calcolo fessura di calcolo $W_d = 0.34 \quad \text{mm}$ ($w_1 = 0.2 \text{ mm}$ - $w_2 = 0.3 \text{ mm}$ - $w_3 = 0.4 \text{ mm}$)

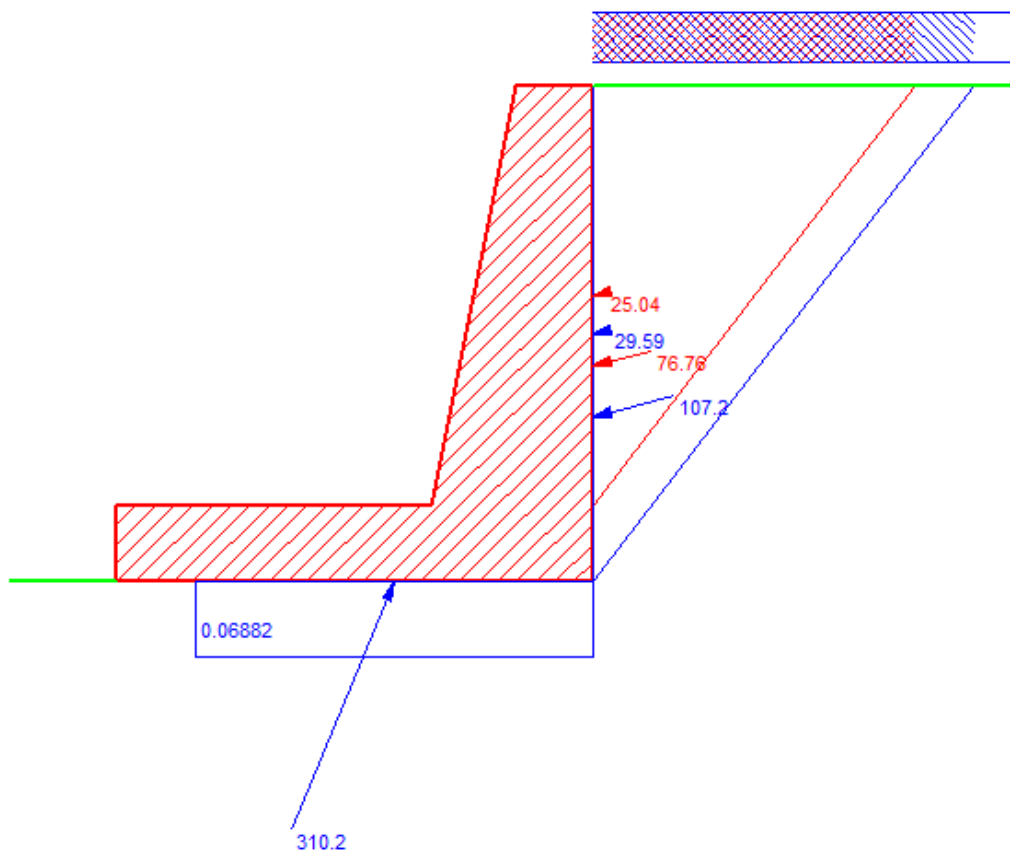
4.4 Verifica delle scogliere intasate in massi ciclopici

Per quanto riguarda le scogliere in massi ciclopici è stato verificato il ribaltamento, considerandole come delle opere di sostegno a gravità.

Il tratto di scogliera che presenta altezza maggiore è quello in corrispondenza del tratto iniziale, dove presenta un'altezza delle sponde pari a 4,40 m.

Vengono di seguito riportate le verifiche a ribaltamento e scorrimento dell'insieme costituito dalla parete e da metà della berma di fondazione, che risultano tutte soddisfatte

Normativa: NTC 2008



Dati

$$\varphi = 29^\circ$$

$$\delta = 14^\circ$$

$$\varphi_f = 29^\circ$$

$$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_m = 27 \text{ kN/m}^3$$

$$k_h = 0.007; k_v = 0.004$$

$$N_i = 0$$

$$dN = 0$$

$$V_i = 0$$

$$V_i = 0$$

Sollecitazioni Parete

$$St = 76.76$$

$$Sq = 25.04$$

$$Ss = 0$$

$$Si = 0$$

$$M = 115.3$$

$$N = 158.3$$

$$V = 98.77$$

Sollecitazioni Fondazione per Ribaltamento

$$St = 107.2$$

$$Sq = 29.59$$

$$Ss = 0$$

$$Si = 0$$

$$Mr = 89.49$$

Verifiche Fondazione

$$\text{Sicurezza ribaltamento} = 9.209$$

$$\text{Sicurezza scorrimento} = 1.063$$

$$M = -120.3$$

$$N = 286.3$$