

OPERE IDRAULICHE DI 3° CATEGORIA Fiume Dora Riparia

(TO-E-1274) COMPLETAMENTO OPERE ARGINALI DEL FIUME DORA RIPARIA A PROTEZIONE DELL'AMBITO DI BUSSOLENO (TO)

Progetto Esecutivo

ELABORATO R.7 RELAZIONE GEOTECNICA

approvato
Ing. Ivo Fresia
verificato
Ing. Giuseppe Campi
elaborato
Ing. Giuseppe Campi

1	AD	GC	FR	Febbraio 2021
0	GC	GC	FR	Agosto 2020
rev.	sigla			data

codice elaborato 0487-05-13-007R-01

Il Progettista e Responsabile dell'integrazione fra le varie prestazioni specialistiche:	Dott. Ing. Giuseppe CAMPI
Il Responsabile Unico del Procedimento:	Dott. Ing. Gianluca ZANICHELLI



01PQ-Mod07
Rev. 1
Data emissione: 02.2018

Indice

1	Premessa	1
2	Normativa di riferimento.....	2
3	Inquadramento sismico	3
3.1	Parametri di progetto.....	3
3.2	Classificazione sismica.....	3
3.3	Categoria del sottosuolo e amplificazione topografica	4
4	Modello geotecnico	6
4.1	Strato 1: copertura	6
4.2	Strato 2: Orizzonte A	6
5	Muro sezione tipo B.....	7
5.1	Verifica dei pali di fondazione	7
5.1.1.	Calcolo della capacità portante del palo verticale	8
5.1.2.	Calcolo della capacità portante del palo inclinato	9
5.1.3.	Verifica capacità portante dei pali per combinazione agli SLU	10
5.1.4.	Verifica capacità portante dei pali per combinazione sismica	11
5.1.5.	Verifica resistenza alle spinte orizzontali	11
6	Muro sezione tipo G	13
6.1	Verifica del piano di fondazione.....	13
7	Muro sezione tipo D	15
7.1	Verifica dei pali di fondazione	15
7.1.1.	Calcolo della capacità portante del palo verticale	16
7.1.2.	Calcolo della capacità portante del palo inclinato	16
7.1.3.	Verifica capacità portante dei pali per combinazione agli SLU	17
7.1.4.	Verifica capacità portante dei pali per combinazione sismica	18
7.1.5.	Verifica resistenza alle spinte orizzontali	18
8	Muro sezione tipo E.....	20
8.1	Verifica del piano di fondazione.....	20
9	Analisi della filtrazione	22
9.1	Risultati della simulazione	25
9.1.1.	Sezione 120	25
9.1.2.	Sezione 10.1	26
9.2	Verifiche di stabilità (HYD ed UPL)	27
9.3	Conclusioni	27

1 Premessa

Il presente documento rappresenta la relazione geotecnica degli interventi relativi al progetto Esecutivo delle opere di “COMPLETAMENTO DELLE OPERE ARGINALI DEL FIUME DORA RIPARIA A PROTEZIONE DELL'AMBITO DI BUSSOLENO (TO)- (TO-E-1274)”, affidato alla scrivente Società con Disciplinare n. 77 in data 27/01/2014.

Scopo degli interventi in progetto è quello della messa in sicurezza idraulica di una zona del centro abitato di Bussoleno (TO), in attuazione del Piano complessivo di interventi individuato dalla Autorità di Bacino del f. Po. L'abitato è stato interessato infatti negli ultimi decenni da eventi alluvionali significativi (10-13 giugno 2000; 13-16 ottobre 2000; 27-30 maggio 2008), di cui quello più significativo, registrato nell'ottobre del 2000 il centro abitato, ha determinato l'allagamento di alcune abitazioni poste a ridosso del corso d'acqua, refluendo da queste lungo la S.S. 25.

In particolare gli interventi previsti riguardano una ricalibratura delle sponde fluviali mediante un innalzamento delle sommità arginale, da realizzarsi mediante la costruzione di una serie di manufatti in calcestruzzo armato gettato in opera.

Le nuove opere saranno costituite da muri in elevazione con varie caratteristiche geometriche come di seguito individuato:

- Sezione tipo B: strato superficiale di copertura fino alla quota +430,5 m, inferiormente terreno come orizzonte A;
- Sezione G: strato superficiale di copertura fino alla quota +429,5 m, inferiormente terreno come orizzonte A;
- Sezione D: strato superficiale di copertura fino alla quota +430 m, inferiormente terreno come orizzonte A;
- Sezione E: strato superficiale di copertura fino alla quota +432 m, inferiormente terreno come orizzonte A.

In merito alla verifica strutturale dei manufatti, si rimanda a quanto indicato nell'elaborato R.6 “Calcolo esecutivo delle strutture”.

2 Normativa di riferimento

- Decreto ministeriale 14-01-2008 – Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14-01-2008, Circolare 2 febbraio 2009;
- Eurocodice 8 (1998) – Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003);
- Eurocodice 7.1 (1997) – Progettazione geotecnica –Parte I: Regole Generali;
- Eurocodice 7.2 (2002) – Progettazione geotecnica –Parte I: Progettazione assistita da prove di laboratorio;
- Eurocodice 7.3 (2002) – Progettazione geotecnica –Parte II: Progettazione assistita da prove in sito;
- O.P.C.M. n° 3274 (2003) - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

3 Inquadramento sismico

3.1 Parametri di progetto

In relazione a quanto disposto delle NTC 2008 (Cap. 2.4), considerate le caratteristiche dell'opera oggetto di studio, sono stati definiti i seguenti parametri di progetto:

- VITA NOMINALE: "Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni odì importanza strategica" la cui vita nominale è $V_n \geq 100$ anni (come definito dalla Tab.2.4.I delle N.T.C. 01/2008);
- CLASSE D'USO: Classe IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica" (come definito dal paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 01/2008);
- PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA: Considerata la classe d'uso IV, il coefficiente d'uso risulta $C_u=2.0$ (cfr. Tab. 2.4.II delle N.T.C. 01/2008), e di conseguenza il periodo di riferimento del rilevato arginale oggetto d'intervento è $V_R=V_N \cdot C_u= 200$ anni.

3.2 Classificazione sismica

L'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003, suddivide il territorio italiano in 4 zone sismiche con diversi livelli di accelerazione sismica di progetto. Secondo tale ordinanza, il Comune di Bussoleno, è stato identificato in zona 3, cui corrispondono valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, compresi tra $0,5 \cdot g$ e $0,15 \cdot g$ (dove g è l'accelerazione di gravità).

Tale classificazione ha tuttavia valore esclusivamente a fini amministrativi; alle Norme Tecniche per le costruzioni del D.M. 14-01-2008, è infatti allegato un documento sulla pericolosità sismica (Allegato A), nel quale l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base, più semplicemente chiamata pericolosità sismica che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle N.T.C., dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Questi tre parametri sono definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento; cfr. Fig. 15), i cui nodi non distano fra loro più di 10 km, e diversi periodi di ritorno (variabili tra 30 e 2475 anni).

Alla luce di quanto sopradescritto i valori dei tre parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche sono riportati nella seguente tabella.

Stato Limite	Tempo di ritorno T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^* (s)
SLO	120	0.079	2.42	0.24
SLD	201	0.098	2.43	0.25
SLV	1898	0.203	2.53	0.28
SLC	2475	0.219	2.55	0.28

3.3 Categoria del sottosuolo e amplificazione topografica

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il D.M. 14-01-2008 definisce 7 categorie in cui suddividere i terreni d'impasto in base ai valori di velocità delle onde sismiche trasversali nei primi 30 m sotto il piano di posa della fondazione (VS30).

I geologici, per determinare il valore delle onde di taglio VS, hanno eseguito 3 prove tromografiche (cfr. All. 3 - Prove tromografiche) le quali hanno consentito di determinare che il sottosuolo in esame appartiene alla categoria B: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)".

Sulla base della categoria di appartenenza del terreno il D.M. 14-01-2008 introduce i coefficienti S_s (coefficiente di amplificazione stratigrafica) e C_c (coefficiente funzione della categoria di sottosuolo) per tener conto dell'amplificazione stratigrafica del valore dell'azione sismica di progetto. Per le categorie B, questi due parametri possono essere calcolati attraverso le espressioni riportate nella successiva tabella, dove i valori di F_0 e T_c^* sono relativi al sottosuolo di categoria A, g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$

Altro parametro introdotto dal D.M. 14-01-2008 è il coefficiente di amplificazione topografica S_t , per tener conto delle condizioni topografiche del territorio e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_t riportati nella Tab. 3.2.VI1, in funzione delle categorie topografiche definite nel paragrafo 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Essendo l'intervento in progetto in pianura la categoria topografica corrispondente è la T1, che corrisponde ad un valore del coefficiente $S_t=1.00$ (assenza di amplificazione).

Ne consegue che, con i valori dei parametri a_g, F_0, T_c riportati precedentemente, si ottengono i valori dei coefficienti sismici riportati nella seguente tabella:

	S_s	C_c	S_t	A_{max} (m/s ²)	Beta	Kh	Kv
SLO	1,20	1,46	1,00	0,931	0,20	0,019	0,009
SLD	1,20	1,45	1,00	1,154	0,20	0,024	0,012
SLV	1,19	1,42	1,00	2,370	0,28	0,068	0,034
SLC	1,18	1,42	1,00	2,531	0,28	0,072	0,036

Rischio di liquefazione: le indagini geognostiche effettuate non hanno evidenziato, fino alle profondità indagate, la presenza di strati di terreno granulare a grana fine (sabbie), a bassa densità, sotto falda, con spessori pari o superiori al metro.

I geologi hanno inoltre evidenziato che, sulla base dei dati raccolti al contorno dell'area oggetto di studio e di considerazioni sull'ambiente di sedimentazione, si ritiene che sia alquanto improbabile che ciò si

verificati entro i primi 15 m di profondità, e di conseguenza hanno affermato che il rischio di liquefazione sia da considerarsi trascurabile o addirittura nullo.

4 Modello geotecnico

Per la definizione del modello geotecnico sono stati utilizzati i dati riportati in relazione geologica, in particolare si sono individuate due stratigrafie tipo:

4.1 Strato 1: copertura

Descrizione: suolo e/o terreni di riporto di natura varia, ma dove prevalgono le ghiaie e i ciottoli

Parametri geotecnici:

- peso specifico $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- angolo d'attrito: valore caratteristico $f'k = 33^\circ$
- modulo elastico: valore caratteristico: $E'k = 20.0 \text{ MPa}$

4.2 Strato 2: Orizzonte A

Litologia: depositi prevalentemente ghiaiosi a comportamento granulare

Parametri geotecnici:

- peso specifico $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
- angolo d'attrito: valore caratteristico $f'k = 38^\circ$
- modulo elastico: valore caratteristico: $E'k = 45.7 \text{ MPa}$

A favore di sicurezza si è considerato che i sondaggi disponibili siano nr. 1 (con conseguente fattore di amplificazione del coefficiente di sicurezza per un valore di 1,70), questo per considerare anche il fatto che i sondaggi sono stati eseguiti sulla riva opposta all'area di intervento.

5.1.1. Calcolo della capacità portante del palo verticale

Di seguito si riporta il calcolo della capacità portante del palo verticale, nell'ipotesi che esso lavori a sola trazione (si veda paragrafi successivi con il calcolo delle sollecitazioni agenti).

CALCOLO PALI TRIVELLATI, D = 24 cm, L = 10 m - verifica in sola trazione																	
Tipo di palo:		Trivellati		K _s =		0,5											
Diametro palo		24 cm															
γ =		2100 daN/m³															
γ' =		1100 daN/m³															
Calcolo portata per attrito laterale																	
N		tipo	falda	da	a	h	Alat	z _{bar}	prex. Piede strato	σ' _{vz}	Cu	δ = ϕ	α	α · Cu	σ' _{vz} · K _s · tg δ	tot	
Lata p.c. 0,0 m				[m]	[m]	[m]	[cm²]	[m]	[daN/cm²]	[daN/cm²]	[daN/cm²]	[°]			[daN/cm²]	[daN/cm²]	[daN]
1	Q.ta punta 10 m	r	H ₂ O	0	1	1	7539,8	0,5	0,11	0,055	0	33	0	0	0,02	0	
2		s	H ₂ O	1	2	1	7539,8	1,5	0,22	0,055	0	33	0	0	0,02	135	
3		s	H ₂ O	2	11	9	67858,4	6,5	1,21	0,495	0	38	0	0	0,19	13122	
4		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
5		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
6		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
7		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
8		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
9		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
10		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
11		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
12		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
13		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
Ql = Σ Alat · (α · Cu + σ' _{vz} · K _s · tg δ)															13257		
Calcolo carico di punta																	
Qp = Ap · (C _u · N _c + σ' _{vz} · N _q)				30107 daN													
Tensione di rottura di punta				66,55 daN/cm²													
Coefficiente di riduzione per carico di punta				0													
Coefficiente di riduzione per carico laterale				1,25													
Portata ammissibile di punta (SLU)				0 daN													
Portata ammissibile laterale (SLU)				10637 daN													
Coefficiente di riduzione in base al numero di verticali indagate (par. 6.4.3.1.1)																	
Capacità portante complessiva (SLU):				6257 daN													
Legenda																	
γ =		peso specifico terreno saturo						σ' _{vz} =		Pressione geostatica efficace							
γ' =		peso specifico terreno insaturo						δ =		angolo di attrito tra palo e terreno							
K _s =		coefficiente di rpressione laterale						α =		coefficiente di adesione							
s / a =		strato incoerente/strato coerente						N _q =		fattore capacità portante per fondazioni profonde - Berezantev.1961							

5.1.2. Calcolo della capacità portante del palo inclinato

CALCOLO PALI TRIVELLATI, D = 24 cm, L = 10 m - inclinato																	
Tipo di palo:		Trivellati		K _s =		0,6											
Diametro palc		24 cm															
γ =		### daN/m³															
γ' =		### daN/m³															
Calcolo portata per attrito laterale																	
N		tipo	falda	da	a	h	Alat	z _{bar}	prex. Piede strato	σ' _{vz}	Cu	δ = ϕ	α	α·Cu	σ' _{vz} ·K _s ·tg δ	tot	
Lata p.c. 0,0 m				[m]	[m]	[m]	[cm²]	[m]	[daN/cm²]	[daN/cm²]	[daN/cm²]	[°]			[daN/cm²]	[daN/cm²]	[daN]
1	Q.ta punta 10 m	r	H ₂ O	0	1	1	7539,8	0,5	0,11	0,055	0	33	0	0	0,02	0	
2		s	H ₂ O	1	2	1	7539,8	1,5	0,22	0,055	0	33	0	0	0,02	162	
3		s	H ₂ O	2	10	8	60318,6	6	1,10	0,440	0	38	0	0	0,21	12441	
4		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
5		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
6		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
7		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
8		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
9		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
10		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
11		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
12		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
13		s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	
Ql = Σ Alat · (αCu +σ' _{vz} K _s tg δ)															12603		
Calcolo carico di punta																	
Qp = Ap*(C _u *N _c + σ' _v ·N _q)											27370 daN		Cu =		0 t/m²		
													Ap=		452 cm²		
													σ' _v =		1,10 daN/cm²		
Tensione di rottura di punta				60,5 daN/cm²							N _c =		55				
											N _c =		0				
Coefficiente di riduzione per carico di punt					1,35												
Coefficiente di riduzione per carico laterale					1,25												
Portata ammissibile di punta (SLU)					20274 daN												
Portata ammissibile laterale (SLU)					10082 daN												
Coefficiente di riduzione in base al numero di verticali indagate (par. 6.4.3.1.1)											Nr. Verticali		1				
											Coeff.		1,7				
Capacità portante complessiva (SLU):					17856 daN												
Legenda																	
γ =		peso specifico terreno saturo						σ' _{vz} =		Pressione geostatica efficace							
γ' =		peso specifico terreno insaturo						δ =		angolo di attrito tra palo e terreno							
K _s =		coefficiente di rpressione laterale						α =		coefficiente di adesione							
s/a =		strato incoerente/strato coerente						N _q =		fattore capacità portante per fondazioni profonde - Berezantev.1961							

5.1.3. Verifica capacità portante dei pali per combinazione agli SLU

Di seguito si riporta la verifica della capacità portante sui singoli pali per combinazione di carico agli SLU.

Interasse pali di fondazione		1,1	m				
Muro verticale	spessore muro	0,5	m				
	altezza complessiva muro	3,9	m				
Interassi zoccolo							
	da esterno a asse primo palo	0,35	m				
	tra primo palo e asse muro	1,2	m				
	tra asse muro e secondo palo	0,2	m				
	tra secondo palo e bordo	0,35	m				
	Larghezza complessiva zoccolo	2,1	m				
	Altezza zoccolo	0,65	m				
Altezza tirante idraulico sopra zoccolo		3,4	m				
Altezza complessiva tirante idraulico		4,05	m				
Forza orizzontale spinta idraulica		12302	daN/ml				
Forza verticale per peso proprio del muro		4875	daN/ml				
Forza verticale per peso proprio dello zoccolo di fondazione		3413	daN/ml				
Braccio spinta idraulica rispetto piano di fondazione		1,35	m				
Distanza assi pali		1,4	m				
Distanza baricentro muro da primo palo		1,2	m				
Distanza baricentro zoccolo di fondazione da primo palo		0,7	m				
Sforzo di compressione su palo inclinato (escluso peso del palo)		Va =	14265	daN/ml			
Sforzo di trazione su palo verticale (escluso peso del palo)		Vb =	-5978	daN/ml			
Caratteristiche del palo	diam.	0,24	m				
	Lungh.	10	m				
	Peso proprio del palo	P =	1131	daN			
Sforzo di trazione su palo verticale		-5445	daN	>	-6257	daN	VERIFICATO
Sforzo di compressione su palo inclinato		16822	daN	<	17856	daN	VERIFICATO

5.1.4. Verifica capacità portante dei pali per combinazione sismica

Il calcolo della sollecitazione sismica è stato condotto con modalità simile a quanto riportato nel paragrafo di verifica del setto verticale.

Di seguito si riporta la verifica della capacità portante dei pali.

Interasse pali di fondazione				1,1 m			
Spinta sismica orizzontale				2962 daN			
Braccio spinta sismica				2,03 m			
Coefficiente di carico per spinta idraulica				1			
Forza orizzontale spinta idraulica				12302 daN/ml			
Forza verticale per peso proprio del muro				4875 daN/ml			
Forza verticale per peso proprio dello zoccolo di fondazione				3413 daN/ml			
Forza orizzontale dovuta al sisma				2962 daN/ml			
Braccio spinta idraulica rispetto piano di fondazione				1,35 m			
Distanza assi pali				1,4 m			
Distanza baricentro muro da primo palo				1,2 m			
Distanza baricentro zoccolo di fondazione da primo palo				0,7 m			
Sforzo di compressione su palo inclinato (escluso peso del palo)	Va =			14596 daN/ml			
Sforzo di trazione su palo verticale (escluso peso del palo)	Vb =			-6308 daN/ml			
Peso proprio del palo	P =			1130 daN			
Sforzo di trazione su palo verticale				-5809 daN	>	-6257 daN	VERIFICATO
Sforzo di compressione su palo inclinato				17186 daN	<	17856 daN	VERIFICATO

5.1.5. Verifica resistenza alle spinte orizzontali

I pali di fondazione vengono sollecitati alle seguenti spinte orizzontali:

- combinazione di carico agli SLU: H = 6766 daN
- spinta sismica (SLC): H = 6140 daN

Per la verifica si considera la formula per pali con impedimento di rotazione della testa, lunghi, in terreno incoerente.

$$H / (K_p \gamma d^3) = (3,676 M_y / (K_p \gamma d^4))^{3/2}$$

dove:

H: sforzo orizzontale agente

K_p: coefficiente di spinta passiva per il terreno considerato ($\phi = 38^\circ$)

γ : densità del terreno (2100 daN/m³)

d: diametro del palo (0,24 m)

M_y : momento plastico agente sul palo

In base a quanto riportato si hanno le seguenti sollecitazioni sulla sezione del palo:

- combinazione agli Stati Limite Ultimi SLU: $M_y = 3291$ daNm

- combinazione azioni sismiche SLC: $M_y = 2844$ daNm

Si prevede di armare il palo con un tubo in acciaio diam. 156 mm sp. 5 mm, in acciaio S355JR,

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche del profilo.

Diametro esterno nominale	D	159,00	[mm]
Spessore nominale	T	5,00	[mm]
Diametro interno nominale	d	149,00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	24,2	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	718	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	5,45	[cm]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,yy}$	90	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	119	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	1436	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C_t	181	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f_y	355	[MPa]
Coefficiente ε	ε	0,81	[-]
Classificazione			
Diametro	d	159,00	[mm]
Spessore	t	5,00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	31,80	[-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1	

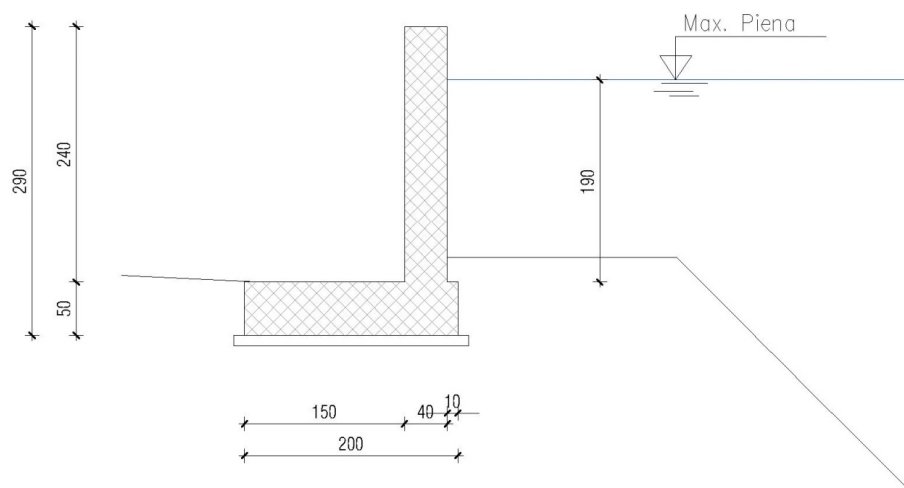
Il momento plastico resistente risulta: $M_{rd} = 4023$ daNm

Il fattore di sicurezza: $F.S. = 3291 / 4023 = 0,82 < 1,00$

6 Muro sezione tipo G

Caratteristiche del setto:

- paramento verticale, altezza complessiva (compreso zoccolo di fondazione): 2,90 m
- spessore paramento verticale: 0,40 m
- altezza zoccolo di fondazione: 0,50 m
- larghezza zoccolo di fondazione: 2,00 m



Per la verifica del muro si sono considerate le spinte sismiche e la spinta idraulica. Per semplificare la trattazione sono state considerate solamente quelle combinazioni di carico maggiormente sollecitanti per la singola sezione o per l'equilibrio generale (per esempio non sono state considerate le spinte sismiche di verso opposto a quella idraulica).

Si ritiene utile inoltre evidenziare che il sovraccarico di spinta sismica è stato calcolato sul livello di massima piena, anche se i due eventi sono distinti da un punto di vista probabilistico.

6.1 Verifica del piano di fondazione

Rimandando alla relazione di calcolo le verifiche strutturali del muro, nel seguito vengono riportate le verifiche delle opere di fondazione.

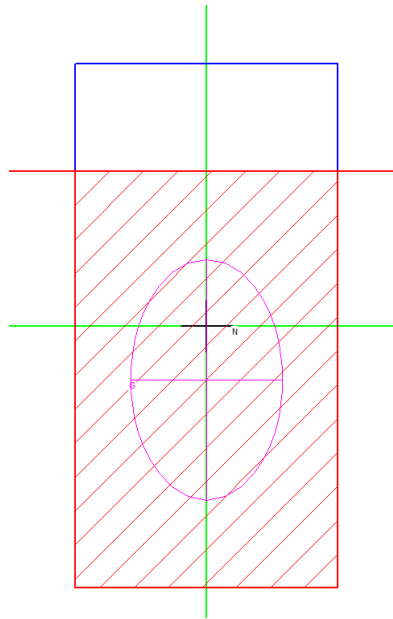
Per la verifica geotecnica del piano di fondazione si utilizza l'Approccio 2 (A1 ; M1 ; R3).

Per la distribuzione delle tensioni sul piano di fondazione le azioni sollecitanti sono (in combinazione SLU01):

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 2,40^3 \times 1000 / 3 = 2304 \text{ daNm/ml} = 23,04 \text{ kNm/ml}$$

$$N_{sd} = 1,00 \times 2500 \times (0,5 \times 2,00 + 0,40 \times 2,40) = 4900 \text{ daN / ml} = 49 \text{ kN / ml}$$

Di seguito si riporta la distribuzione delle tensioni sul piano di appoggio, tensione massima di 0,62 daN/cm².



Considerando un terreno con angolo d'attrito interno di 38°, peso specifico 21 kN / m³, coesione nulla, si utilizza la formula trinomia per fondazione di striscia indefinita.

$$N_\gamma = 78,03$$

$$N_q = 48,93$$

$$q_{lim} = N_q \gamma D + N_\gamma \gamma B / 2$$

dove:

$$B = 200 - 2 \times 70 = 60 \text{ cm (correzione della larghezza per eccentricità di carico agente)}$$

$$D = 50 \text{ cm}$$

Si ottiene:

$$q_{lim} = 10,05 \text{ daN/cm}^2$$

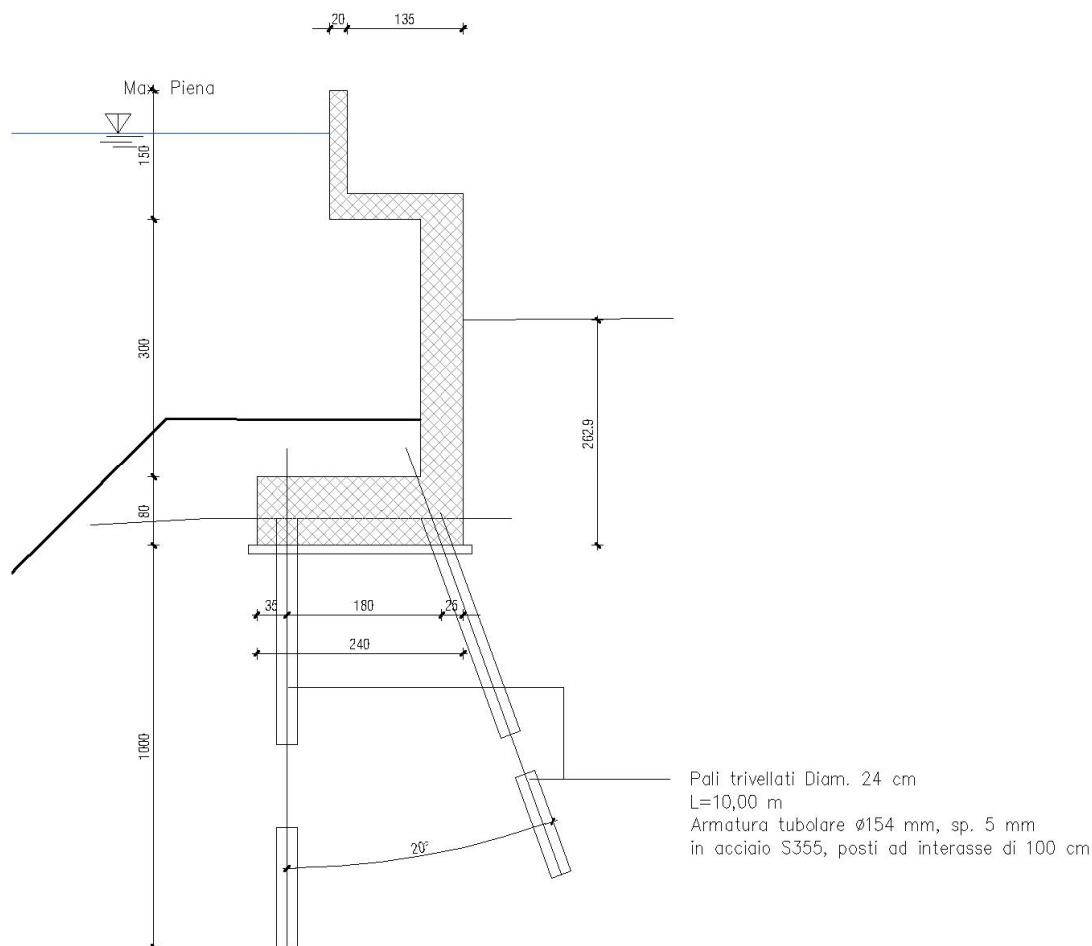
Secondo l'approccio 2 la capacità portante deve essere ridotta di un coefficiente pari a 2,3, di conseguenza:

$$q_{lim,k} = 10,05 / 2,3 = 4,37 \text{ daN/cm}^2 > 0,62 \text{ daN/cm}^2$$

e la fondazione risulta verificata.

7 Muro sezione tipo D

La sezione tipo 10.1 consiste in un setto verticale poggiante su fondazioni su pali, uno verticale nel lato verso il greto del fiume, l'altro inclinato per un angolo di 20° . Di seguito si riporta una vista tipo della sezione stessa. Si osservi che in sommità del muro verticale si prevede la realizzazione di una soletta in calcestruzzo armato con funzione di marciapiede.



7.1 Verifica dei pali di fondazione

Rimandando alla relazione di calcolo le verifiche strutturali del muro, nel seguito vengono riportate le verifiche delle opere di fondazione.

La verifica delle capacità portanti dei pali viene condotta secondo l'Approccio 2 (A1 ; M1 ; R3). Le caratteristiche geotecniche del terreno non vengono modificate (M1), mentre si amplificano le azioni agente con opportuni coefficienti (A1), esplicitati nei singoli paragrafi di seguito riportati. La resistenza delle opere di fondazione viene ridotta per opportuni coefficienti (R3).

Si osservi che la verifica viene condotta mediante un metodo analitico, di conseguenza i coefficienti di sicurezza devono essere opportunamente ampliati per considerare il numero di sondaggi disponibili.

A favore di sicurezza si è considerato che i sondaggi disponibili siano nr. 1 (con conseguente fattore di amplificazione del coefficiente di sicurezza per un valore di 1,70), questo per considerare anche il fatto che i sondaggi sono stati eseguiti sulla riva opposta all'area di intervento.

Si osservi che nella verifica dei pali di fondazione sono state introdotte le seguenti semplificazioni:

- non si è considerato il contributo della soletta superiore, che ha una funzione stabilizzante in riferimento alla spinta idraulica dovuta alla massima piena;
- si è considerato il carico verticale agente sullo zoccolo di fondazione dovuto alla colonna d'acqua della massima piena ma, per considerare l'effetto di "vuoto" dovuto alla presenza della soletta superiore, si è considerata (per il solo peso verticale) una colonna d'acqua alta come la parte verticale del muro (3,30 m).

7.1.1. *Calcolo della capacità portante del palo verticale*

Si prevede di realizzare dei pali verticali con caratteristiche pari a quelli utilizzati per la sezione 4.1. Di conseguenza la portata limite a trazione è pari a:

$$Q = 6257 \text{ daN}$$

7.1.2. *Calcolo della capacità portante del palo inclinato*

Si prevede di realizzare dei pali verticali con caratteristiche pari a quelli utilizzati per la sezione 4.1. Di conseguenza la portata limite a compressione è pari a:

$$Q = 17856 \text{ daN}$$

7.1.3. Verifica capacità portante dei pali per combinazione agli SLU

Di seguito si riporta la verifica della capacità portante sui singoli pali per combinazione di carico agli SLU.

Interasse pali di fondazione		1	m			
Muro verticale	spessore muro	0,5	m			
	altezza complessiva muro	3,3	m			
Interassi zoccolo						
	da esterno a asse primo palo	0,25	m			
	tra primo palo e asse muro	0	m			
	tra asse muro e secondo palo	1,8	m			
	tra secondo palo e bordo	0,35	m			
	Larghezza complessiva zoccolo	2,4	m			
	Altezza zoccolo	0,8	m			
Altezza tirante idraulico sopra zoccolo		4	m			
Altezza complessiva tirante idraulico		4,8	m			
Coefficiente di carico per spinta idraulica		1,5				
Coefficiente di carico per pesi strutturali		1				
Forza orizzontale spinta idraulica		17280	daN/ml			
Forza verticale per peso proprio del muro		4125	daN/ml			
Forza verticale per peso proprio dello zoccolo di fondazione		4800	daN/ml			
Peso colonna d'acqua sopra zoccolo di fondazione		9405	daN/ml			
Braccio spinta idraulica rispetto piano di fondazione		1,6	m			
Distanza assi pali		1,8	m			
Distanza baricentro muro da primo palo		0	m			
Distanza baricentro zoccolo di fondazione da primo palo		0,95	m			
Distanza colonna d'acqua dal primo palo		1,2	m			
Sforzo di compressione su palo inclinato (escluso peso del palo)		Va =	15482	daN/ml		
Sforzo di trazione su palo verticale (escluso peso del palo)		Vb =	-6557	daN/ml		
Caratteristiche del palo	diam.	0,24	m			
	Lungh.	10	m			
Peso proprio del palo		P =	1131	daN		
Sforzo di trazione su palo verticale		-5426	daN	>	-6257	daN VERIFICATO
Sforzo di compressione su palo inclinato		16613	daN	<	17856	daN VERIFICATO

7.1.4. Verifica capacità portante dei pali per combinazione sismica

Il calcolo della sollecitazione sismica è stato condotto con modalità simile a quanto riportato nel paragrafo di verifica del setto verticale.

Di seguito si riporta la verifica della capacità portante dei pali.

Interasse pali di fondazione				1 m			
Spinta sismica orizzontale				2890 daN			
Braccio spinta sismica				2,4 m			
Coefficiente di carico per spinta idraulica				1			
Forza orizzontale spinta idraulica				11520 daN/ml			
Forza verticale per peso proprio del muro				4125 daN/ml			
Forza verticale per peso proprio dello zoccolo di fondazione				4800 daN/ml			
Forza orizzontale dovuta al sisma				2890 daN/ml			
Peso colonna d'acqua sopra zoccolo di fondazione				6270 daN/ml			
Braccio spinta idraulica rispetto piano di fondazione				1,6 m			
Distanza assi pali				1,8 m			
Distanza baricentro muro da primo palo				0 m			
Distanza baricentro zoccolo di fondazione da primo palo				0,95 m			
Distanza colonna d'acqua dal primo palo				1,2 m			
Sforzo di compressione su palo inclinato (escluso peso del palo)	Va =			16305 daN/ml			
Sforzo di trazione su palo verticale (escluso peso del palo)	Vb =			-7380 daN/ml			
Peso proprio del palo	P =			1131 daN			
Sforzo di trazione su palo verticale				-6249 daN	>	-6257 daN	VERIFICATO
Sforzo di compressione su palo inclinato				17436 daN	<	17856 daN	VERIFICATO

7.1.5. Verifica resistenza alle spinte orizzontali

I pali di fondazione vengono sollecitati alle seguenti spinte orizzontali:

- combinazione di carico agli SLU: H = 8640 daN
- spinta sismica (SLC): H = 7205 daN

Per la verifica si considera la formula per pali con impedimento di rotazione della testa, lunghi, in terreno incoerente.

$$H / (K_p \gamma d^3) = (3,676 M_y / (K_p \gamma d^4))^{3/2}$$

dove:

H: sforzo orizzontale agente

K_p : coefficiente di spinta passiva per il terreno considerato ($\phi = 38^\circ$)

γ : densità del terreno (2100 daN/m³)

d: diametro del palo (0,24 m)

M_y : momento plastico agente sul palo

In base a quanto riportato si hanno le seguenti sollecitazioni sulla sezione del palo:

- combinazione agli Stati Limite Ultimi SLU: $M_y = 4748 \text{ daNm}$

- combinazione azioni sismiche SLC: $M_y = 3616 \text{ daNm}$

Si prevede di armare il palo con un tubo in acciaio diam. 156 mm sp. 6,3 mm, in acciaio S355JR,

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche del profilo.

Diametro esterno nominale	D	159,00	[mm]
Spessore nominale	T	6,30	[mm]
Diametro interno nominale	d	146,40	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	30,2	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	882	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	5,40	[cm]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,yy}$	111	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	147	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	1765	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C_t	222	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f_y	355	[MPa]
Coefficiente ε	ε	0,81	[-]
<u>Classificazione</u>			
Diametro	d	159,00	[mm]
Spessore	t	6,30	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	25,24	[-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1	

Il momento plastico resistente risulta:

$$M_{rd} = 4970 \text{ daNm}$$

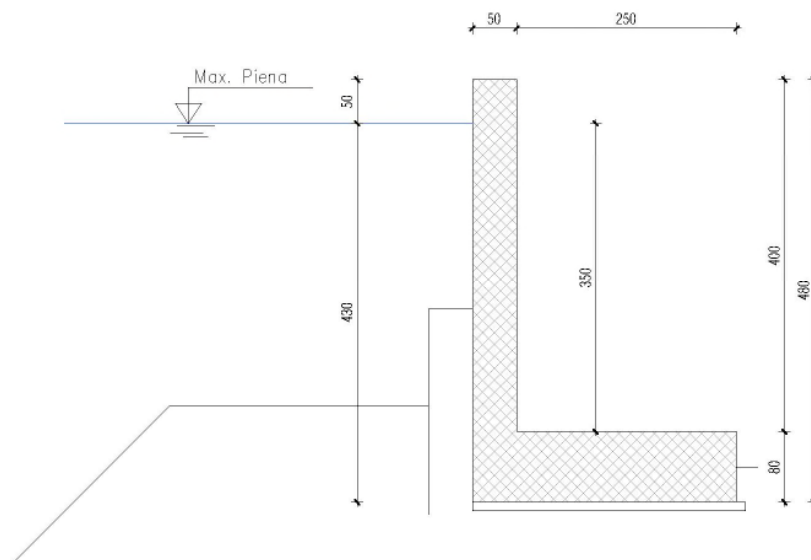
Il fattore di sicurezza:

$$F.S. = 4748 / 4970 = 0,96 < 1,00$$

8 Muro sezione tipo E

Caratteristiche del setto:

- paramento verticale, altezza complessiva (compreso zoccolo di fondazione): 4,80 m
- spessore paramento verticale: 0,50 m
- altezza zoccolo di fondazione: 0,80 m
- larghezza zoccolo di fondazione: 3,00 m



Per la verifica del muro si sono considerate le spinte sismiche e la spinta idraulica. Per semplificare la trattazione sono state considerate solamente quelle combinazioni di carico maggiormente sollecitanti per la singola sezione o per l'equilibrio generale (per esempio non sono state considerate le spinte sismiche di verso opposto a quella idraulica).

Si ritiene utile inoltre evidenziare che il sovraccarico di spinta sismica è stato calcolato sul livello di massima piena, anche se i due eventi sono distinti da un punto di vista probabilistico.

8.1 Verifica del piano di fondazione

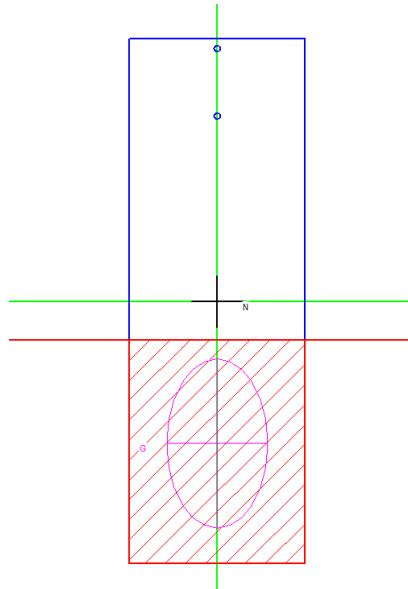
Per la verifica geotecnica del piano di fondazione si utilizza l'Approccio 2 (A1 ; M1 ; R3).

Per la distribuzione delle tensioni sul piano di fondazione le azioni sollecitanti sono (in combinazione SLU01):

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 4,30^3 \times 1000 / 3 = 13266 \text{ daNm/ml} = 133 \text{ kNm/ml}$$

$$N_{sd} = 1,00 \times 2500 \times (0,5 \times 4,00 + 0,80 \times 3,00) = 11000 \text{ daN / ml} = 110 \text{ kN / ml}$$

Di seguito si riporta la distribuzione delle tensioni sul piano di appoggio, tensione massima di 1,82 daN/cm².



Considerando un terreno con angolo d'attrito interno di 38° , peso specifico $21 \text{ kN} / \text{m}^3$, coesione nulla, si utilizza la formula trinomia per fondazione di striscia indefinita.

$$N_\gamma = 78,03$$

$$N_q = 48,93$$

$$q_{lim} = N_q \gamma D + N_\gamma \gamma B / 2$$

dove:

$$B = 300 - 2 \times 125 = 50 \text{ cm (correzione della larghezza per eccentricità di carico agente)}$$

$$D = 40 \text{ cm}$$

Si ottiene:

$$q_{lim} = 8,20 \text{ daN/cm}^2$$

Secondo l'approccio 2 la capacità portante deve essere ridotta di un coefficiente pari a 2,3, di conseguenza:

$$q_{lim,k} = 8,20 / 2,3 = 3,56 \text{ daN/cm}^2 > 1,81 \text{ daN/cm}^2$$

e la fondazione risulta verificata.

9 Analisi della filtrazione

La verifica alla filtrazione degli argini in esame è stata valutata utilizzando FEFLOW (Finite Element subsurface FLOW system), codice numerico per la modellazione dei processi di flusso e trasporto in mezzi porosi e fratturati, in condizioni sia sature che insature.

Rimandando per il dettaglio alla letteratura tecnica disponibile, si riportano alcune delle principali caratteristiche del modello:

- discretizzazione con mesh tridimensionale agli elementi finiti;
- simulazione in zona satura ed in zona non satura;
- simulazione in mezzi porosi e fratturati, con possibilità di assegnazione differenziata delle 3 componenti vettoriali dell'ellissoide di conducibilità idraulica;
- simulazione con fluidi di densità diverse per temperatura o concentrazione salina, flusso "density dependent";
- simulazione del flusso di calore, per conduzione, convezione, trasporto; simulazione di scambiatori di calore e sonde geotermiche;
- simulazione dei processi di trasporto degli inquinanti, con integrazione di un'estesa tipologia di reazioni chimiche e meccanismi di degradazione.

Il modello è stato applicato in corrispondenza della sezione 120 e della 10.1 rappresentativa delle differenti tipologie di intervento realizzate sul corso d'acqua in esame ed in particolare sulla sponda destra dove è prevista la realizzazione di un muro spondale di altezza complessiva pari a 4,00 metri (sezione di intervento Tipo E).

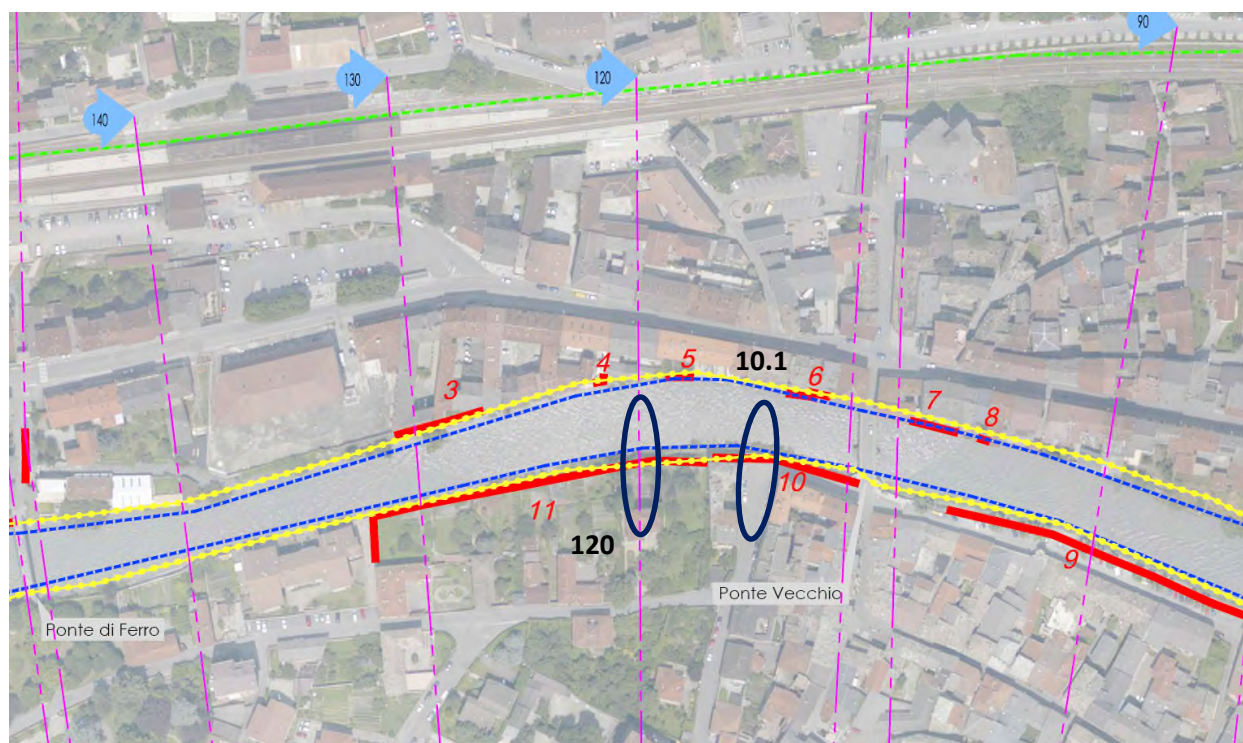


Fig. 1 Ubicazione delle sezioni di verifica

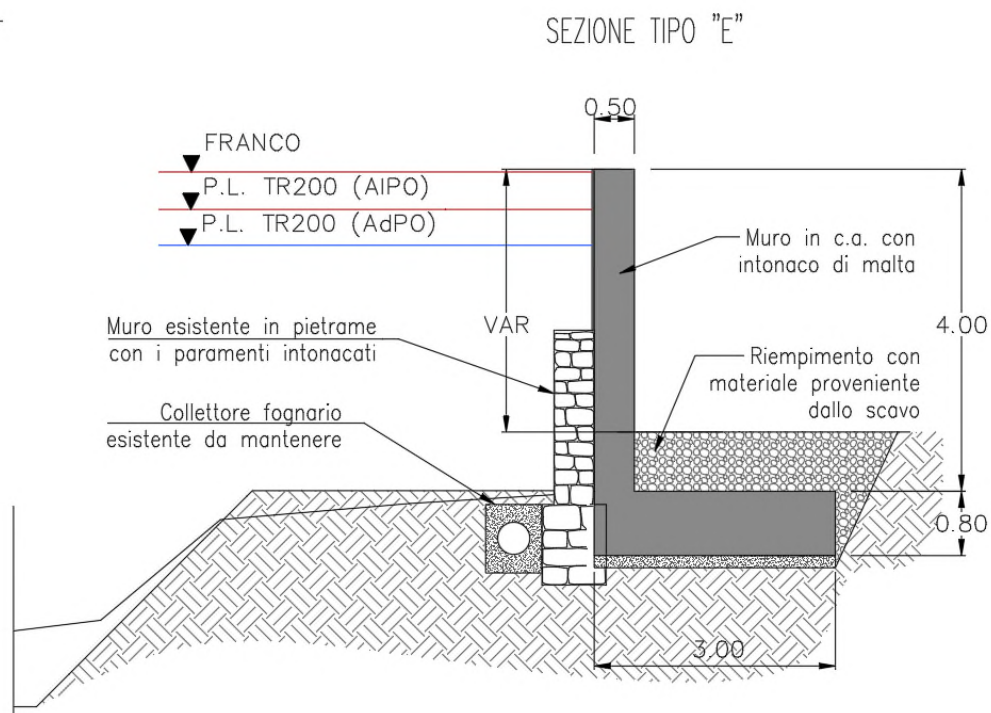


Fig. 2 Sezione tipo di intervento in corrispondenza della sponda destra lungo la sezione 120

L'estensione laterale della sezione in Fig. 2 è stata definita con lo scopo di limitare l'influenza delle condizioni al contorno imposte al sistema.

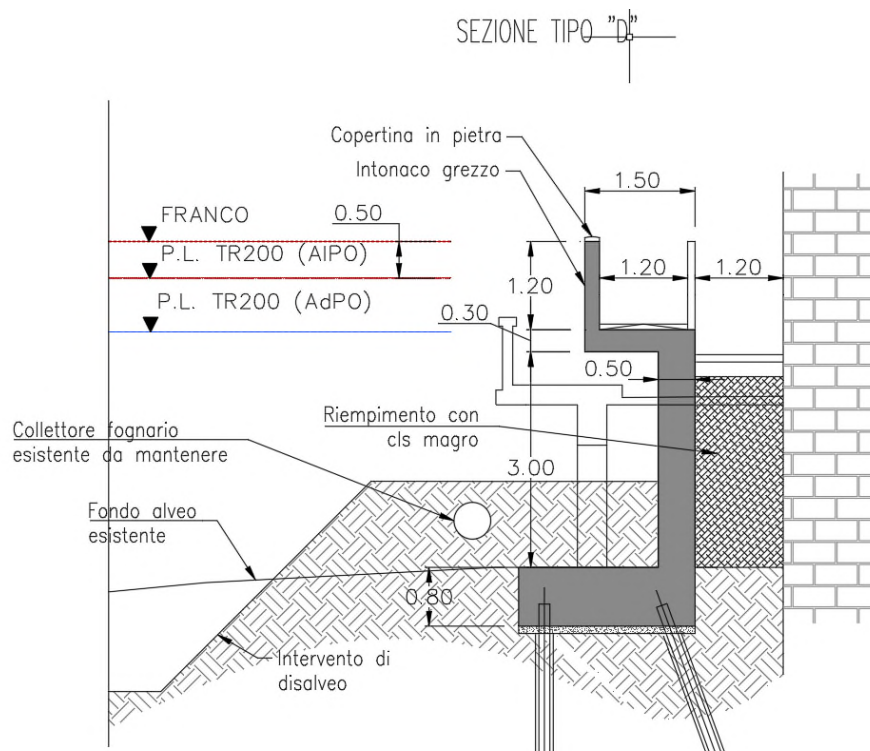


Fig. 3 Sezione tipo di intervento in corrispondenza della sponda destra lungo la sezione 10.1

Le simulazioni del flusso sono state eseguite impostando nel software l'equazione di Richards, la quale viene applicata per i corpi non saturi o a saturazione variabile, e che tiene conto di una fase di aria stagnante alla pressione atmosferica. In questi casi il software deve risolvere problemi legati ai rapporti tipicamente non lineari tra la pressione capillare e la saturazione e tra la saturazione stessa con la

conducibilità idraulica. Per risolvere questi problemi si è scelto di adottare un metodo empirico definito come “Modified Van Genuchten” model.

Le analisi in regime transitorio hanno previsto l'utilizzo di un idrogramma di piena semplificato rappresentato nella figura sottostante, caratterizzato da aumento del livello fino alla quota di massima piena (TR200 AIPO) in 3 ore, il suo mantenimento per 5h e la conseguente discesa nelle 6h successive.

Il livello di falda a campagna è stato fatto coincidere con il livello del piano golenale, ipotizzando che nelle ore precedenti alla piena venga mantenuto un analogo livello idrometrico nel corso d'acqua, con conseguente livellamento della falda.



Fig. 4 Time series utilizzata per una delle sezioni in esame; l'aumento di livello fino a raggiungere la massima piena è lineare e ha durata 3 ore, il massimo livello viene mantenuto per 5 ore, mentre la discesa segue un andamento lineare con una durata di 6 ore.

La griglia o mesh con la quale è stato discretizzato il modello è stata generata con elementi triangolari (Fig. 5).

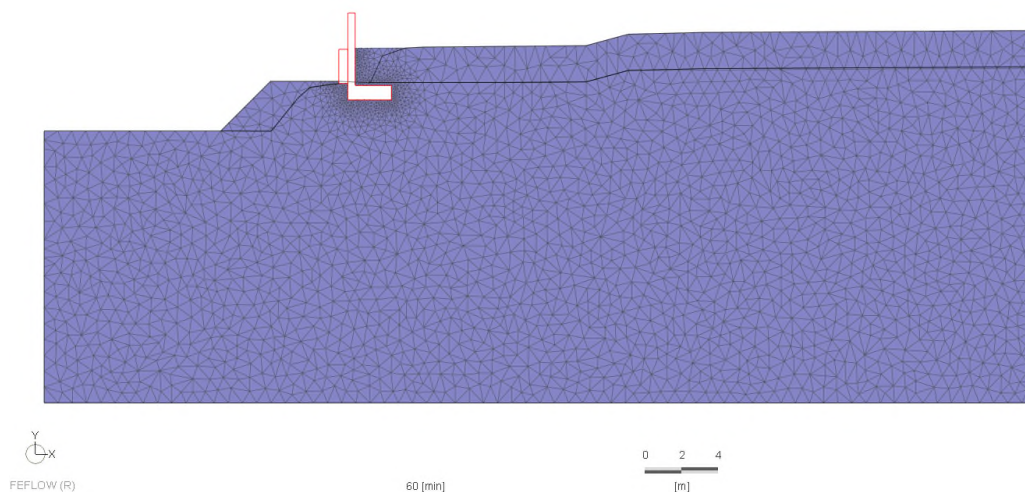


Fig. 5 Rappresentazione grafica della *mesh* per la sez 120

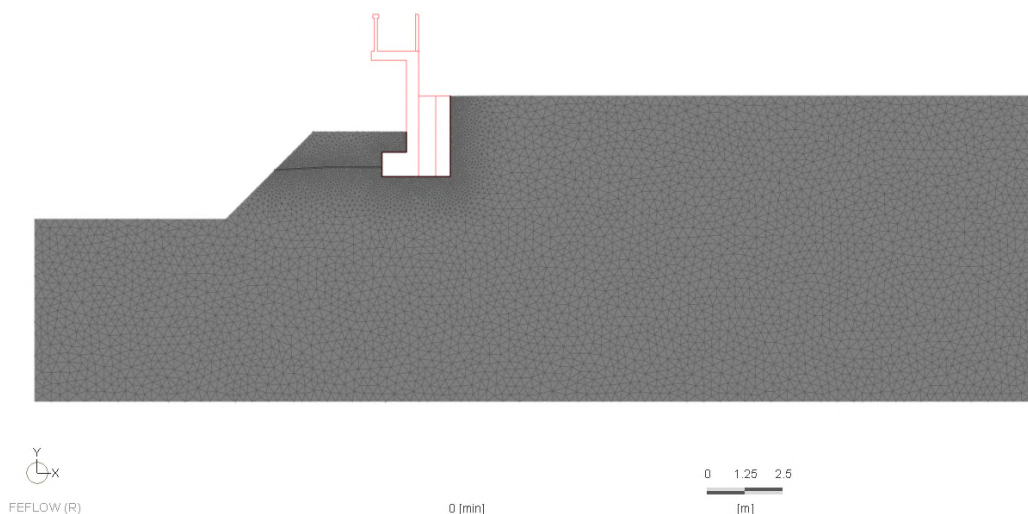


Fig. 6 Rappresentazione grafica della *mesh* per la sez 10.1

Sempre con riferimento alle figure soprastanti si possono descrivere le principali condizioni a contorno di carico idraulico (Head BC): il lato fiume, a sinistra del muro spondale, è caratterizzato da una condizione che prevede una variazione del carico attraverso l'applicazione di una "time series" (Fig. 4) che simula l'onda di piena, mentre il lato campagna è costituito da una condizione definita come "Seepage Face" la quale assegna ai nodi interessati un carico idraulico uguale all'elevazione geometrica del nodo stesso.

La conducibilità idraulica dei terreni è stata definita in base alle informazioni contenute nella Relazione geologica del Piano regolatore Generale del Comune di Bussoleno (aggiornamento 2008) confrontando le litologie con quelle provenienti dai sondaggi eseguiti nel corso della campagna geognostica.

Con riferimento ai cosiddetti "complessi a permeabilità medio-alta per porosità" e ai "depositi alluvionali di fondovalle legati all'attività della Dora Riparia" ai quali può essere assimilata l'area di intervento, viene infatti attribuito un valore del coefficiente di permeabilità variabile tra 10^{-5} e 10^{-6} m/s.

Le simulazioni sono state pertanto eseguite attribuendo ai depositi ghiaiosi il seguente valore del coefficiente di permeabilità:

- $K = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s (valore massimo indicato dal PRG di Bussoleno)

Tale valore viene considerato cautelativo ai fini del presente lavoro dal momento che rappresenta il valore più elevato dell'intervallo individuato dal PRG di Bussoleno e per il fatto che l'edificio (e con esso le pavimentazioni ed i riporti di materiale fine) risultano sostanzialmente continui e riducono di conseguenza la permeabilità in senso verticale.

In tutte le simulazioni eseguite sono state considerate nulle sia la ricarica da pioggia che l'evapotraspirazione.

9.1 Risultati della simulazione

9.1.1. Sezione 120

Nella figura sottostante viene riportato il risultato della simulazione nell'istante in cui il livello di falda lato campagna raggiunge il massimo ($t = 540$ min corrispondente all'inizio della fase calante della piena).

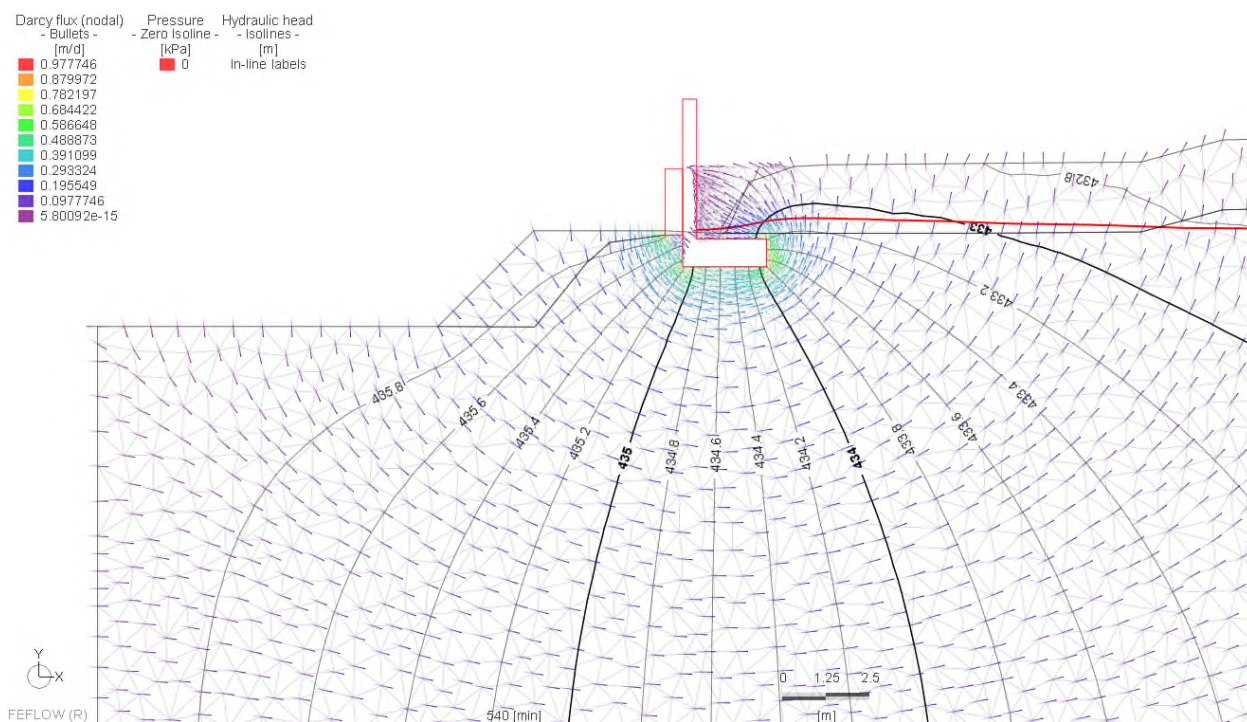


Fig. 7 Muro spondale Sez. 120 – Situazione al t=540 minuti corrispondente all’inizio della fase calante della piena – permeabilità $K= 1* 10^{-5}$ m/s (la linea rossa rappresenta la linea di saturazione lato campagna).

9.1.2. Sezione 10.1

Nella figura sottostante viene riportato il risultato della simulazione nell’istante in cui il livello di falda lato campagna raggiunge il massimo (t=680 minuti, nel corso della fase calante della piena).

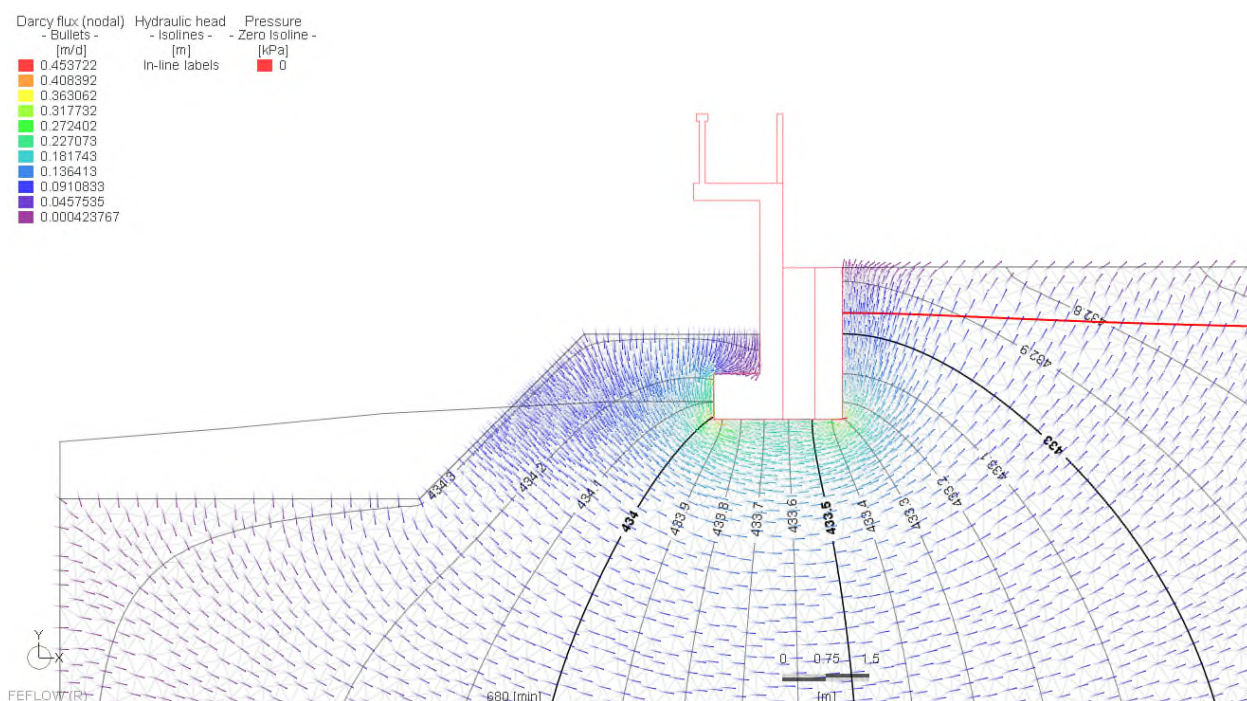


Fig. 8 Muro spondale Sez. 10.1 – Situazione al t=680 minuti corrispondente alla fase calante della piena – permeabilità $K= 1* 10^{-5}$ m/s (la linea rossa rappresenta la linea di saturazione lato campagna).

9.2 Verifiche di stabilità (HYD ed UPL)

L'analisi della filtrazione ha evidenziato che nelle ipotesi di progetto il flusso di falda indotto dall'opera idraulica nel corso della piena non determina la fuoriuscita di acqua sul lato campagna e conseguentemente non si vengono a determinare flussi in grado di mobilitare particelle solide. La verifica alla filtrazione deve pertanto ritenersi soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica al sollevamento (UPL) deve essere evidenziato che le analisi stratigrafiche non hanno evidenziato la presenza di strati impermeabili superficiali che possano essere soggetti all'azione di eventuali sottospinte. Tale verifica, pertanto, non si ritiene sia significativa rispetto al contesto in esame.

9.3 Conclusioni

L'analisi del fenomeno della filtrazione determinato dall'instaurarsi in alveo di un livello corrispondente alla piena di riferimento, in corrispondenza delle sezioni più significative (sezioni 120 e 10.1), ha evidenziato che i livelli di saturazione del terreno a valle delle opere in progetto non raggiungono la superficie topografica e che pertanto il fenomeno della filtrazione rimane confinato all'interno del mezzo poroso senza determinare la fuoriuscita di acqua al di sopra dello stesso. La verifica al sifonamento deve pertanto essere considerata soddisfatta.

L'assenza di strati impermeabili superficiali che possano essere soggetti all'azione di eventuali sottospinte determina inoltre l'impossibilità dello sviluppo del fenomeno di sollevamento del terreno, rendendo non significativa una verifica (UPL) dello stesso.