

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.6

CALCOLO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE

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

0	GC	GC	FR	Agosto 2020
rev.	sigla			data

codice elaborato 0487-05-13-006R-00

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

Sommario

Sommario.....	1
1 Premessa.....	2
2 Normativa di riferimento.....	3
3 Inquadramento sismico.....	3
3.1 Parametri di progetto.....	3
3.2 Classificazione sismica.....	4
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 Caratteristiche dei materiali.....	7
6 Muro sezione tipo B.....	9
6.1 Verifica del setto verticale.....	9
6.1.1 Verifica agli stati limite ultimi - flessione.....	9
6.1.2 Verifica agli stati limite ultimi - taglio.....	11
6.1.3 Verifica agli stati limite di esercizio.....	12
6.1.4 Verifica alle spinte sismiche.....	16
6.2 Verifica dei pali di fondazione.....	17
6.2.1 Calcolo della capacità portante del palo verticale.....	18
6.2.2 Calcolo della capacità portante del palo inclinato.....	19
6.2.3 Verifica capacità portante dei pali per combinazione agli SLU.....	19
6.2.4 Verifica capacità portante dei pali per combinazione sismica.....	20
6.2.5 Verifica resistenza alle spinte orizzontali.....	21
7 Muro sezione tipo G.....	23
7.1 Descrizione del setto.....	23
7.2 Verifica al ribaltamento.....	23
7.3 Verifica del piano di fondazione.....	24
7.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi.....	25
7.4.1 Sezione di base del muro verticale.....	25
7.4.2 Distribuzione delle tensioni sul piano di fondazione (SLU).....	27
7.4.3 Verifica dello zoccolo di fondazione.....	28
7.5 Verifica agli Stati Limite di Esercizio.....	29
7.5.1 Sezione di base del muro verticale.....	30
7.6 Verifica sismica.....	32
8.6.1 Sezione di base del muro verticale.....	32
7.6.1 Verifica sezione di base del muro verticale.....	33
8.4.2 Verifica zoccolo di fondazione.....	34
9 Muro sezione tipo D.....	35
9.1 Verifica soletta superiore.....	35
9.1.1 Carichi agenti.....	35
9.1.2 Verifica agli SLU - flessione.....	36
9.1.3 Verifica agli SLU - taglio.....	37
9.1.4 Verifica agli Stati Limite di Esercizio.....	38
9.2 Verifica muro verticale.....	41
9.2.1 Carichi agenti.....	41
9.2.2 Verifica agli SLU - flessione.....	42
9.2.3 Verifica agli SLU - taglio.....	44
9.2.4 Verifica agli SLE.....	44
9.3 Muretto verticale con funzione di parapetto.....	48
9.4 Verifica dei pali di fondazione.....	49
9.4.1 Calcolo della capacità portante del palo verticale.....	50
9.4.2 Calcolo della capacità portante del palo inclinato.....	50
9.4.3 Verifica capacità portante dei pali per combinazione agli SLU.....	50
9.4.4 Verifica capacità portante dei pali per combinazione sismica.....	51
9.4.5 Verifica resistenza alle spinte orizzontali.....	52
10 Muro sezione tipo E.....	54
10.1 Descrizione del setto.....	54
10.2 Verifica al ribaltamento.....	54
10.3 Verifica del piano di fondazione.....	55
10.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi.....	56
10.4.1 Sezione di base del muro verticale.....	56
10.4.2 Distribuzione delle tensioni sul piano di fondazione (SLU).....	58
10.4.3 Verifica dello zoccolo di fondazione.....	59
10.5 Verifica agli Stati Limite di Esercizio.....	60
10.5.1 Sezione di base del muro verticale.....	61
10.6 Verifica sismica.....	63
10.6.1 Sezione di base del muro verticale.....	63
10.6.1 Verifica sezione di base del muro verticale.....	64
10.4.2 Verifica zoccolo di fondazione.....	65

1 Premessa

La presente relazione strutturale è relativa alle opere previste nel Piano complessivo degli interventi per la sistemazione idraulica della Dora Riparia nel tratto che attraversa il Comune di Bussoleno.

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; in ragione della presente fase progettuale, sono state individuate le sezioni tipologiche più cautelative, come di seguito individuato:

- Sez. tipo B (interventi 3, 4, 5 e 6): muro in elevazione fino a quota +3,90 m rispetto al piano campagna attuale, fondazioni profonde con pali trivellati; la sezione di verifica è valida altresì per la sezione tipologica A3 (intervento 1);
- Sez. tipo G (interventi 1, 7 e 8): muro in elevazione fino a quota +2,40 m rispetto al piano campagna attuale, fondazione superficiale;
- Sez. tipo D (Intervento 10): muro in elevazione fino a quota +5,00 m rispetto al piano campagna attuale, fondazioni profonde con pali trivellati;
- Sez. tipo E (Intervento 11): muro in elevazione fino a quota +4,40 m rispetto al piano campagna attuale, fondazione superficiale.

Con riferimento alla sezione tipologica C (intervento 9), questa non è stata oggetto nella presente fase progettuale di verifica strutturale, in quanto riconducibile alla sezione tipologica G; lo stesso discorso vale per la sezione tipologica A3, riconducibile alla sezione tipologica B.

Nella presente relazione non vengono riportati, perché oggetto di altro studio riguardante gli aspetti più propriamente geotecnici le verifiche riguardanti la stabilità del pendio, i moti di filtrazione, il sollevamento di fondo scavo.

Nei seguenti paragrafi si riportano le verifiche delle sezioni strutturali considerate. Data la semplicità geometrica degli elementi, le verifiche sono state condotte mediante modelli bidimensionali, di conseguenza non è stato eseguito un modello tridimensionale agli elementi finiti.

Le verifiche sono state condotte secondo modelli consolidati della Scienza delle Costruzioni, utilizzando modelli di calcolo in Excel eseguiti e testati dal progettista stessa, o modelli di calcolo di libero utilizzo del prof. Gelfi, di provata e consolidata affidabilità.

I carichi considerati sono essenzialmente i seguenti:

- spinta delle terre dei terreni a tergo (solamente per sez. tipo D);
- sovraccarico distribuito sul terreno a tergo (solamente per sez. tipo D);
- carico da folla su marciapiede (solamente per sez. tipo D);
- spinta idrostatica per massima piena;
- pesi propri delle strutture;
- spinte sismiche.

Si osservi che è stato considerato l'effetto sismico sulla spinta idrostatica di massima piena, operando a favore di sicurezza poiché i due fenomeni hanno caratteristiche probabilistiche difforni fra loro.

In generale si è previsto di armare le sezioni con armature simmetriche, di conseguenza si sono analizzate solamente quelle combinazioni sismiche che vanno a sollecitare maggiormente la struttura.

A favore di sicurezza in tutte le trattazioni non si sono considerati gli effetti di resistenza del terreno sul fronte verticale dei plinti.

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 od 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'imposta in base ai valori di velocità delle onde sismiche trasversali nei primi 30 m sotto il piano di posa della fondazione (V_{S30}).

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 Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,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 Ss (coefficiente di amplificazione stratigrafica) e Cc (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 F0 e TC* 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 ST, 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 ST 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 ST=1.00 (assenza di amplificazione).

Ne consegue che, con i valori dei parametri ag, F0, Tc riportati precedentemente, si ottengono i valori dei coefficienti sismici riportati nella seguente tabella:

	Ss	Cc	St	Amax (m/s²)	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 verifichi 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: $E'k = 45.7 \text{ MPa}$

Per le singole sezioni strutturali di verifica si sono introdotte le seguenti stratigrafie di calcolo (quote rispetto al sistema di riferimento assoluto):

- 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.

5 Caratteristiche dei materiali

Per tutte le opere di fondazione e in elevazione si prevede un calcestruzzo con Classe di Resistenza C32/40, la Classe di Esposizione per il calcestruzzo è XC2 per le fondazioni e per le parti in elevazione. Il copriferro minimo è pari a 5 cm. Di seguito si riportano le caratteristiche del materiale.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	40	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	3,0	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	2,1	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3,9	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	33346	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0,0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0,0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	18,13	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,41	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,2	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,4	[MPa]

Per i micropali di fondazione si prevede un calcestruzzo con Classe di Resistenza C25/30, la Classe di Esposizione per il calcestruzzo è XC2. Il copriferro minimo è pari a 5 cm. Di seguito si riportano le caratteristiche del materiale.

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	33	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2,6	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1,8	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3,3	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	31476	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0,0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0,0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	14,17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25	[MPa]

Per l'acciaio d'armatura dei getti si prevede di utilizzare del B450C, di seguito si riportano le caratteristiche del materiale.

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1,15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ε_{yk}	0,001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ε_{su}	0,01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

Per gli elementi tubolari di armatura dei micropali si prevede di utilizzare acciaio di classe di resistenza S355JR.

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Tipo: Descrizione per norma.

$f_y(s \leq 40 \text{ mm})$: Resistenza di snervamento f_y per spessori $\leq 40 \text{ mm}$. [daN/cm²]

$f_y(s > 40 \text{ mm})$: Resistenza di snervamento f_y per spessori $> 40 \text{ mm}$. [daN/cm²]

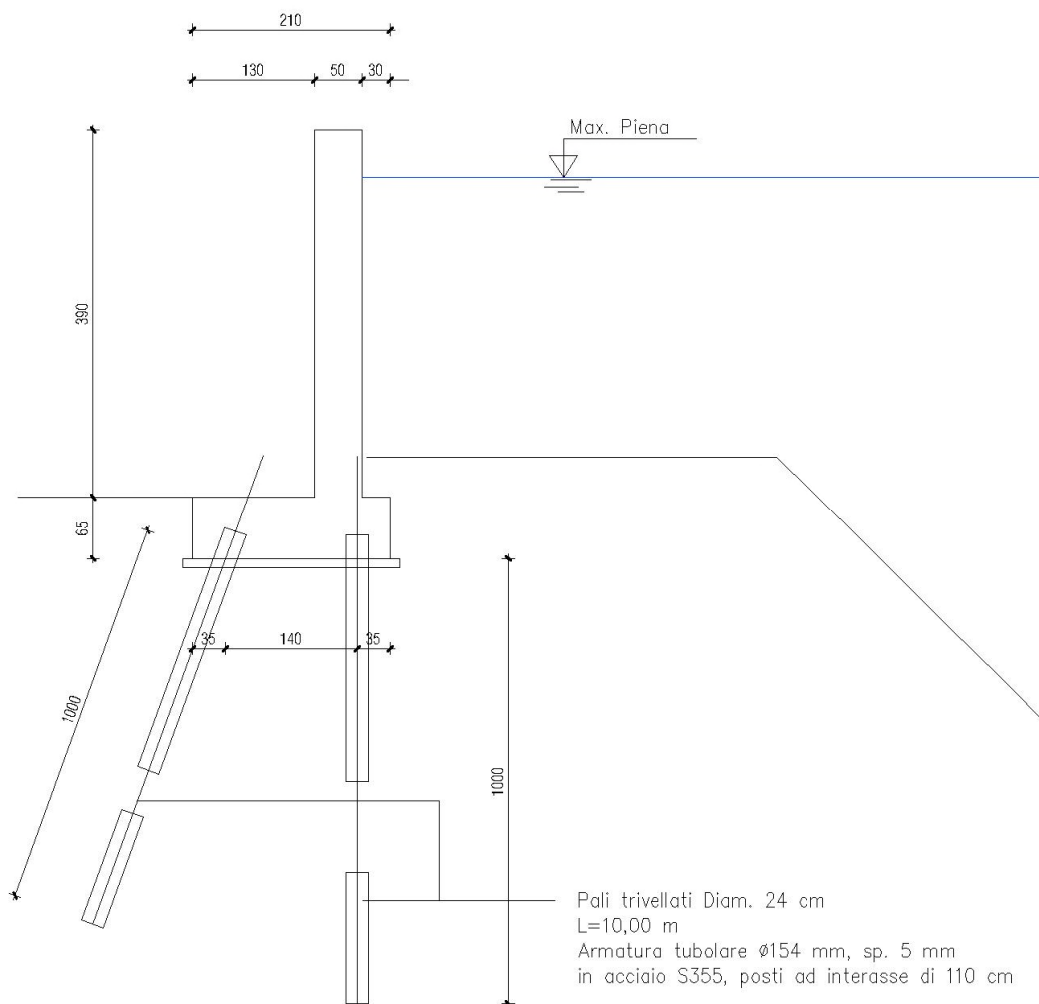
$f_u(s \leq 40 \text{ mm})$: Resistenza di rottura per trazione f_u per spessori $\leq 40 \text{ mm}$. [daN/cm²]

$f_u(s > 40 \text{ mm})$: Resistenza di rottura per trazione f_u per spessori $> 40 \text{ mm}$. [daN/cm²]

Descrizione	Tipo	$f_y(s \leq 40 \text{ mm})$	$f_y(s > 40 \text{ mm})$	$f_u(s \leq 40 \text{ mm})$	$f_u(s > 40 \text{ mm})$
S355	S355	3550	3350	5100	4700

6 Muro sezione tipo B

La sezione tipo B 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.



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 setto verticale

6.1.1 Verifica agli stati limite ultimi - flessione

Per la verifica agli SLU si considera una combinazione di carico del tipo:

SLU01: $1,00 \times (\text{peso proprio strutturale}) + 1,5 \times (\text{spinta idraulica})$

Sul setto verticale agisce un tirante idraulico massimo pari a 3,40 m, di conseguenza le sollecitazioni agenti sono pari a:

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 3,40^3 \times 1000 / 3 \times 1,5 = 9826 \text{ daNm/ml} = 98,26 \text{ kNm/ml}$$

$$N_{sd} = 1,00 \times 2500 \times (0,5 \times 3,90) = 4875 \text{ daN / ml} = 48,75 \text{ kN / ml}$$

Si prevede una sezione resistente di spessore 50 cm, copriferro minimo 5 cm, armata con barre diam. 16 mm interasse 10 cm su ambedue le facce (a favore di sicurezza nella verifica viene considerato interasse di 10 solo su lato di armatura tesa, di 20 cm su quella con armatura compressa).

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	10	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂		[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	2011	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n' ₁	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' ₂	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1005	[mm ²]

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE

Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0,1102 [-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0,1111 [-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0,5000 [-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0,1667 [-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0,2593 [-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3	0,2520 [-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0,6667 [-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0,8095 [-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	0,3407 [-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	1,0000 [-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	1,0000 [-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0,1339 [-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0,4198 [-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	1,0371 [-]
	ω'_3	0,3888 [-]

CAMPO 2a

Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0,1528 [-]
Posizione dell'asse neutro	x	68,75 [mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	0,0018 [-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	0,0100 [-]
Coefficiente di riempimento	β	0,6306 [-]
Coefficiente di baricentro	κ	0,3691 [-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	0,2513 [-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	98,34 [MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s	0,0005 [-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	331,64 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	98,3 [kNm]

6.1.2 Verifica agli stati limite ultimi - taglio

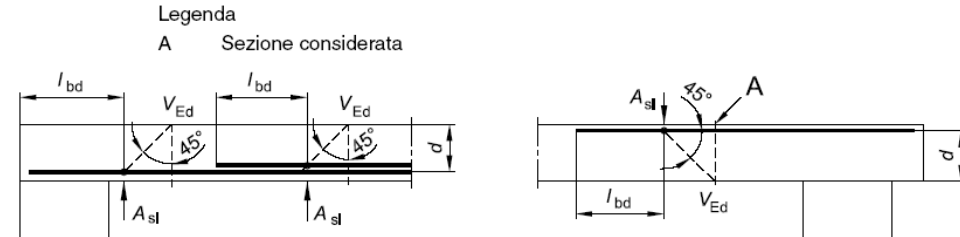
Sollecitazione al taglio sulla sezione:

$$V_{sd} = 1,5 \times 3,4 \times 1000 \times 3,4 / 2 = 8670 \text{ daN} = 86,70 \text{ kN/ml}$$

Di seguito si riporta la verifica a taglio del setto verticale.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	86,7	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,67	[-]
		1,67	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,004468	[-]
		0,004468	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	208,93	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	179,32	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	208,93	[kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di braccia	n_b	3	[-]
Passo delle staffe	s	333	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	236	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	405	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
		0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	112,13	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	7,93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1606,50	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	4050,76	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	112,13	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	1785,00	[kN]

6.1.3 Verifica agli stati limite di esercizio

Per la verifica agli SLE si considera una combinazione di carico del tipo:

SLE_Rara: 1,00 x (peso proprio strutturale) + 1,00 x (spinta idraulica)

SLE_Quasi permanente: 1,00 x (peso proprio strutturale) + 0,90 x (spinta idraulica)

SLE_Frequente: 1,00 x (peso proprio strutturale) + 0,80 x (spinta idraulica)

Di conseguenza per la sezione alla base del paramento verticale si hanno le seguenti sollecitazioni:

SLE_Rara: $M_{sd} = 1 / 2 \times 3,40^3 \times 1000 / 3 = 6550 \text{ daNm/ml} = 65,50 \text{ kNm/ml}$

SLE_Quasi Permanente: $M_{sd} = 1 / 2 \times 3,40^3 \times 1000 / 3 \times 0,90 = 5895 \text{ daNm/ml} = 59 \text{ kNm/ml}$

SLE_Frequente:

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 3,40^3 \times 1000 / 3 \times 0,80 = 5240 \text{ daNm/ml} = 52,40 \text{ kNm/ml}$$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	65,5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2011	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	129,97	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3917154487	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16,8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,17	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	80,27	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	59,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	450	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2011	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	129,97	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3917154487	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q,p.}$	12,6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,96	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	72,30	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	52,4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	450	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2011	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	129,97	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3917154487	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,74	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	64,22	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	450 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2011 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1005 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	284 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{ref,max}	290 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	59 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	129,97 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	72,30 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	123,343602 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	123343,602 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01630 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000012 [-]
		0,000217 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	336,86 [mm]
		336,86 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0731 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	52,4 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	129,97 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	64,22 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	123,343602 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	123343,602 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01630 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000053 [-]
		0,000193 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	336,86 [mm]
		336,86 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0649 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	65,5 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	129,97 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	80,27 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	123,343602 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	123343,602 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01630 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000028 [-]
		0,000241 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	336,86 [mm]
		336,86 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0811 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

6.1.4 Verifica alle spinte sismiche

Il calcolo della spinta sismica viene condotto con quanto riportato al paragrafo "7.11.3.5.2 Metodo di analisi" delle NTC 2008.

CALCOLO DEI MURI

Accelerazione del suolo	a_g	0,258	[-]
Tipo di terreno	S	1,200	[-]
Fattore di permeabilità	r	1,000	[-]
Coefficienti sismici	k_h	0,30960	[-]
	k_v	0,15480	[-]

CONDIZIONE CON ACQUA ASSENTE

Coefficienti dinamici	θ_1	0,262 [rad]	15,01 [°]
	θ_2	0,351 [rad]	20,12 [°]
Angolo di attrito del terreno	ϕ	0,663 [rad]	38,00 [°]
Angolo di attrito tra terreno e muro	δ	0,442 [rad]	25,33 [°]
Inclinazione del paramento interno rispetto all'orizzontale	ψ	1,571 [rad]	90,00 [°]
Inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale	β	0,000 [rad]	0,00 [°]

CONDIZIONE CON ACQUA PRESENTE

Peso del terreno	γ	0,000	[kN/m ³]
Peso del terreno secco	γ_d	0,000	[kN/m ³]
Peso dell'acqua	γ_w	10,000	[kN/m ³]
Peso del terreno immerso	γ'	-10,000	[kN/m ³]
Coefficienti dinamici	θ_1	0,000 [rad]	0,00 [°]
	θ_2	0,000 [rad]	0,00 [°]
Angolo di attrito del terreno	ϕ	0,663 [rad]	
Angolo di attrito tra terreno e muro	δ	0,442 [rad]	
Inclinazione del paramento interno rispetto all'orizzontale	ψ	1,571 [rad]	
Inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale	β	0,000 [rad]	

AZIONI SUL PARAMENTO

Altezza totale del paramento	H	3,400	[m]
Profondità della falda rispetto al piano di campagna	z_w	0,000	[m]
Sovraccarico a tergo del paramento	q	0,000	[kPa]
Coefficiente di fattorizzazione del sovraccarico	Ψ	0,000	[-]
Altezza del terreno privo di falda	H_1	0,000	[m]
Altezza del terreno immerso	H_2	3,400	[m]

CONDIZIONE CON k_v POSITIVO

z	h	γ	K_{AE}	(1+ k_v)	$p_{t,h}(z)$	$p_{q,h}(z)$	$p_{w,h}(z)$		P_w
0,00	0,00	0,00	0,409	1,155	0,00	0,00	0,00	0,00 [kPa]	20,877 [kN]
0,00	0,00	0,00	0,409	1,155	0,00	0,00	0,00	0,00 [kPa]	
0,00	0,00	0,00	0,217	1,155	0,00	0,00	0,00	0,00 [kPa]	
3,40	3,40	-10,00	0,217	1,155	-7,69	0,00	34,00	26,31 [kPa]	

CONDIZIONE CON k_v NEGATIVO

z	h	γ	K_{AE}	(1- k_v)	$p_{t,h}(z)$	$p_{q,h}(z)$	$p_{w,h}(z)$		P_w
0,00	0,00	0,00	0,520	0,845	0,00	0,00	0,00	0,00 [kPa]	20,877 [kN]
0,00	0,00	0,00	0,520	0,845	0,00	0,00	0,00	0,00 [kPa]	
0,00	0,00	0,00	0,217	0,845	0,00	0,00	0,00	0,00 [kPa]	
3,40	3,40	-10,00	0,217	0,845	-5,63	0,00	34,00	28,37 [kPa]	

Si osservi che la spinta dell'acqua è considerata come un carico variabile, di conseguenza il momento sollecitante SLC sulla sezione di base del setto verticale risulta:

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 3,40^3 \times 1000 \times 0,8 / 3 + 2088 \times 1,70 = 8790 \text{ daNm/ml} = 88 \text{ kNm/ml}$$

Da quanto riportato nel paragrafo 6.1.1 della presente relazione risulta:

$$M_{rd} = 331,64 \text{ kNm / ml}$$

$$F.S. = 88 / 331,64 = 0,27 < 1,00 \text{ Verificata}$$

6.2 Verifica dei pali 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.

6.2.1 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 PALO trivellati, D=24 cm L= 10 m - verticale in sola trazione																
Tipo di palo:		trivellati		K _S =		0,5										
Diametro palo =		24	cm													
γ =		2100,0	daN/m³													
γ' =		1100,0	daN/m³													
Calcolo portata per attrito laterale																
N	tipo	falda	da	a	h	Alat	z _{bas}	prex. Piede strato	σ' _{vz}	Ou	δ = φ	α	α Cu	σ' _{vz} K _s tg δ	tot	
Q.ta p.c. 0,0 m			(m)	(m)	(m)	(cm²)	(m)	(daN/m²)	daN/cm²	daN/cm²	(°)		(daN/cm²)	daN/cm²	(daN)	
1	r	H ₂ O	0	1	1	7539,8	0,5	0,11	0,055	0	33	0,5	0	0,02	135	
2	a	H ₂ O	1	2	1	7539,8	1,5	0,22	0,055	0	33	0,00	0,0	0,02	135	
3	s	H ₂ O	2	11	9	67858,4	6,5	1,21	0,495	0	38	0,50	0,0	0,19	13122	
4	s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0,0001	0	0	0,00	0,0	0,00	0	
5	a	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,50	0,0	0,00	0	
6	s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0	
7	s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0	
8	s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0	
9	a	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,50	0,0	0,00	0	
10	s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0	
11	a	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0	
12	s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0	
13	a	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0	
TOT					10	Ql = Σ alat x (α Cu + σ' _{vz} Ks tg δ)										13392
Calcolo portata di punta																
Qp = Ap*(C _u *Nc+σ' _v N _q) =			30080,6	daN	Cu = 0 t/m² Ap = 452 cm² σ' _v = 1,21 daN/cm² Nq = 55 Nc= 0											
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):			10713	daN												
Coefficiente di riduzione in base al numero di verticali indagate (paragrafo 6.4.3.1.1):									nr. Verticali:		1					
									coeffic.		1,7					
Capacità portante complessiva (SLU):			6301,9 daN													
Legenda																
γ = peso specifico terreno saturo;								σ' _{vz} = pressione geostatica efficace;								
γ' = peso specifico terreno secco;								δ = angolo di attrito fra palo e terreno;								
Ks = 0,5 coefficiente di pressione laterale;								α = coefficiente di adesione;								
s / a = strato incoerente / strato coerente;								Nq = fattore di capacità portante per fondazioni profonde - Berezantev.1961								

6.2.2 Calcolo della capacità portante del palo inclinato

CALCOLO PALO trivellati, D=24 cm L= 9 m - inclinato															
Tipo di palo:		trivellati				K _S =		0,6							
Diametro palo =		24 cm													
γ =		2100,0 daN/m ³													
γ' =		1100,0 daN/m ³													
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
Q.ta p.c. 0,0 m			(m)	(m)	(m)	(cm ²)	(m)	(daN/m ²)	daN/cm ²	daN/cm ²	(°)		(daN/cm ²)	daN/cm ²	(daN)
1	r	H ₂ O	0	1	1	7539,8	0,5	0,11	0,055	0	33	0,5	0	0,02	162
2	a	H ₂ O	1	2	1	7539,8	1,5	0,22	0,055	0	33	0,00	0,0	0,02	162
3	s	H ₂ O	2	10	8	60318,6	6	1,1	0,44	0	38	0,50	0,0	0,21	12442
4	s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0,0001	0	0	0,00	0,0	0,00	0
5	a	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,50	0,0	0,00	0
6	s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0
7	s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0
8	s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0
9	a	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,50	0,0	0,00	0
10	s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0
11	a	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0
12	s	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0
13	a	H ₂ O	0	0	0	0,0	0	0	0	0	0	0,00	0,0	0,00	0
TOT					9						Ql = Σ alat x (α Cu + σ' _{vz} Ks tg δ)		12765		
Calcolo portata di punta															
Qp = Ap*(C _u *Nc+σ' _v N _q) =			27346,0		daN		Cu =		0 t/m ²						
							Ap =		452 cm ²						
							σ' _v =		1,1 daN/cm ²						
Tensione di rottura di punta:			60,5 daN/cm2				Nq =		55						
							Nc=		0						
Coefficiente di riduzione per carico di punta:					1,35										
Coefficiente di riduzione per carico laterale:					1,25										
Portata ammissibile di punta (SLU):					20256 daN										
Portata ammissibile laterale (SLU):					10212 daN										
Coefficiente di riduzione in base al numero di verticali indagate (paragrafo 6.4.3.1.1):								nr. Verticali:		1					
								coeffic.		1,7					
Capacità portante complessiva (SLU):					17923 daN										
Legenda															
γ = peso specifico terreno saturo;								σ' _{vz} = pressione geostatica efficace;							
γ' = peso specifico terreno secco;								δ = angolo di attrito fra palo e terreno;							
Ks = 0,6 coefficiente di pressione laterale;								α = coefficiente di adesione;							
s / a = strato incoerente / strato coerente;								Nq = fattore di capacità portante per fondazioni profonde - Berezantev.1961							

6.2.3 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			
Coefficiente di carico per spinta idraulica:					1,5				
Coefficiente di carico per pesi strutturali:					1				
Forza orizzontale spinta idraulica:					12301,88	daN / ml			
Forza verticale per peso proprio del muro:					4875	daN / ml			
Forza verticale per peso proprio dello zoccolo di fondazione:					3412,5	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 =				14265,2	daN / ml			
Sforzo di trazione su palo verticale (escluso peso del palo):	Vb =				-5977,7	daN / ml			
Caratteristiche del palo:	diam.				0,24	m			
	lunghezza				10	m			
	Peso proprio del palo			P =	1130,4	daN			
Sforzo di trazione su palo verticale:					-5445,07	daN	< 6301,9 daN	Verificato	
Sforzo di compressione su palo inclinato:					16822,12	daN	< 17922,6 daN	Verificato	

6.2.4 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:						1,1 m			
Spinta sismica orizzontale:						2962,3 daN			
Braccio spinta sismica:						2,025 m			
Coefficiente di carico per spinta idraulica:						1			
Forza orizzontale spinta idraulica:						8201,25 daN / ml			
Forza verticale per peso proprio del muro:						4875 daN / ml			
Forza verticale per peso proprio dello zoccolo di fondazione:						3412,5 daN / ml			
Forza orizzontale dovuta al sisma:						2962,3 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 =					14595,78 daN / ml			
Sforzo di trazione su palo verticale (escluso peso del palo):	Vb =					-6308,28 daN / ml			
Peso proprio del palo	P =					1130,4 daN			
Sforzo di trazione su palo verticale:						-5808,71 daN	< 6301,9 daN	Verificato	
Sforzo di compressione su palo inclinato:						17185,76 daN	< 17922,6 daN	Verificato	

6.2.5 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 impendimento 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: $M_y = 3291 \text{ daNm}$

- combinazione azioni sismiche SLC: $M_y = 2844 \text{ daNm}$

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 [-]
<u>Classificazione</u>		
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:

$M_{rd} = 4023 \text{ daNm}$

Il fattore di sicurezza:

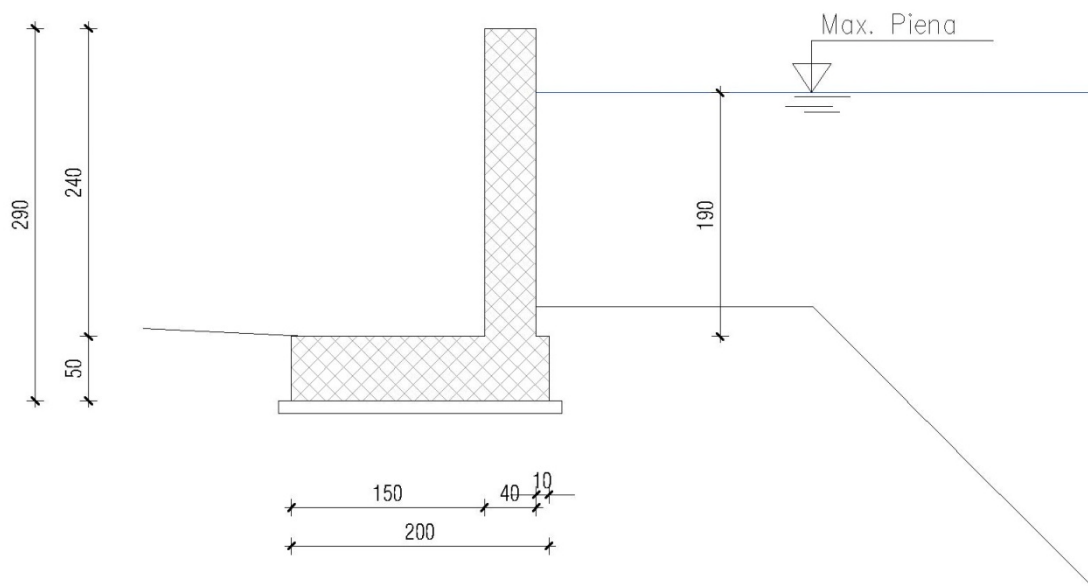
$F.S. = 3291 / 4023 = 0,82 < 1,00$

7 Muro sezione tipo G

7.1 Descrizione del setto

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.

7.2 Verifica al ribaltamento

Per la verifica al ribaltamento si prevede una combinazione di calcolo del tipo EQU, di seguito si riporta estratto del foglio di calcolo utilizzato per la verifica:

H tirante idraulico:	1,9 m	Coefficiente forze ribaltanti (combinazione di carico EQU):	1,5 m
H zoccolo di fondazione:	0,5 m	Coefficiente forze stabilizzanti (combinazione di carico EQU):	0,9 m
Larghezza verso monte:	0,1 m	Momento ribaltante:	3456 daNm
H muro:	2,4 m	Momento stabilizzante:	5922 daNm
Sp. Muro:	0,4 m	F.S. =	0,583587 < 1,00
Larghezza verso valle:	1,5 m		
Altezza complessiva spinta acqua:	2,4 m		
Altezza complessiva manufatto:	2,9 m		
Larghezza complessiva fondaz:	2 m		
Altezza zoccolo inferiore:	0 m		

7.3 Verifica del piano di fondazione

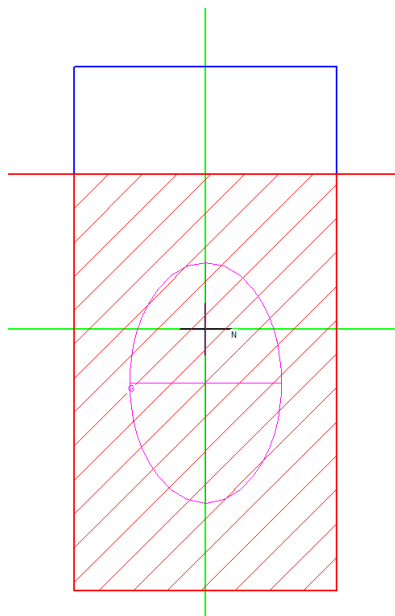
Per la verifica geotecnica del piano di fondazione si utilizza l'Approccio 2 (A1 ; M1 ; R3).

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

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

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

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.

7.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi

Per la verifica agli SLU si considera una combinazione di carico del tipo:

$$SLU01: 1,00 \times (\text{peso proprio strutturale}) + 1,5 \times (\text{spinta idraulica})$$

7.4.1 Sezione di base del muro verticale

Di conseguenza per la sezione alla base del paramento verticale si hanno le seguenti sollecitazioni:

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 1,90^3 \times 1000 \times 1,5 / 3 = 1715 \text{ daNm/ml} = 17,2 \text{ kNm/ml}$$

$$N_{sd} = 1,00 \times 0,4 \times 2500 \times 2,40 = 2400 \text{ daN / ml} = 24 \text{ kN / ml}$$

Si prevede una sezione resistente di spessore 40 cm, copriferro minimo 5 cm, armata con barre diam. 12 mm interasse 20 cm su ambedue le facce.

Di seguito si riporta la verifica con foglio di calcolo della sezione tipo:

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂		[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	565	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n' ₁	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' ₂	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A' _s	565	[mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s		[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ		[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3		[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}		[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3		[-]
	ω'_3		[-]
Armatura simmetrica			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ		[-]
Posizione dell'asse neutro	x		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	β		[-]
Coefficiente di baricentro	κ		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s		[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s		[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s		[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	66,38	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	17,2	[kNm]

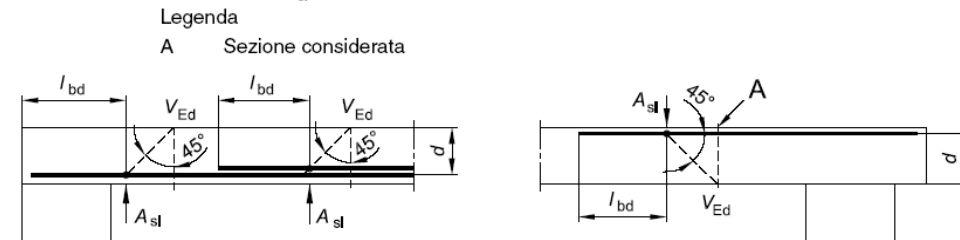
Sollecitazione al taglio sulla sezione:

$$V_{sd} = 1,5 \times 1,9 \times 1000 \times 1,9 / 2 = 2707 \text{ daN} = 27,10 \text{ kN/ml}$$

Di seguito si riporta la verifica a taglio del setto verticale.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	27,1	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,76	[-]
		1,76	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0016157	[-]
		0,0016157	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	121,97	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	150,83	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	150,83	[kN]
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8	[mm]
Numero di braccia	n_b	3	[-]
Passo delle staffe	s	333	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	151	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	315	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	55,82	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1249,50	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	4050,76	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	55,82	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	1388,33	[kN]

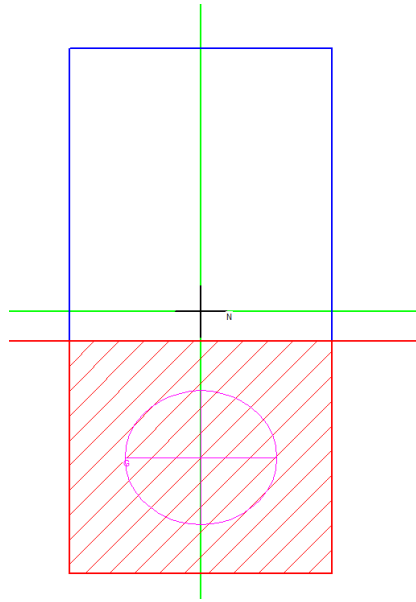
7.4.2 Distribuzione delle tensioni sul piano di fondazione (SLU)

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

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 2,40^3 \times 1000 \times 1,5 / 3 = 3456 \text{ daNm/ml} = 34,56 \text{ kNm/ml}$$

$$N_{sd} = 1,00 \times 2500 \times (0,4 \times 2,40 + 0,5 \times 2,00) = 4900 \text{ daN / ml} = 49 \text{ kN / ml}$$

Di seguito si riporta la distribuzione delle tensioni sul piano di appoggio, tensione massima di 1,10 daN/cm² (combinazione SLU).



7.4.3 Verifica dello zoccolo di fondazione

Il massimo momento sollecitante sullo zoccolo di fondazione è pari a (pos. $x = 89$ cm):

$$M_{sd} = 2907 \text{ daNm} = 29,07 \text{ kNm}$$

Si prevede una sezione resistente di spessore 50 cm, copriferro minimo 5 cm, armata con barre diam. 12 mm interasse 20 cm su ambedue le facce.

Di seguito si riporta estratto del foglio di calcolo per la verifica.

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2		[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	565	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	565	[mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s		[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ		[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3		[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}		[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3		[-]
	ω'_3		[-]
Armatura simmetrica			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ		[-]
Posizione dell'asse neutro	x		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	β		[-]
Coefficiente di baricentro	κ		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s		[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s		[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s		[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	88,51	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	29,1	[kNm]

7.5 Verifica agli Stati Limite di Esercizio

Per la verifica agli SLE si considera una combinazione di carico del tipo:

SLE_Rara: 1,00 x (peso proprio strutturale) + 1,00 x (spinta idraulica)

SLE_Quasi permanente: 1,00 x (peso proprio strutturale) + 0,90 x (spinta idraulica)

SLE_Frequente: $1,00 \times (\text{peso proprio strutturale}) + 0,80 \times (\text{spinta idraulica})$

7.5.1 Sezione di base del muro verticale

Di conseguenza per la sezione alla base del paramento verticale si hanno le seguenti sollecitazioni:

SLE_Rara: $M_{sd} = 1 / 2 \times 1,90^3 \times 1000 / 3 = 1143 \text{ daNm/ml} = 11,43 \text{ kNm/ml}$

SLE_Quasi Permanente: $M_{sd} = 1 / 2 \times 1,90^3 \times 1000 / 3 \times 0,90 = 1029 \text{ daNm/ml} = 10,29 \text{ kNm/ml}$

SLE_Frequente: $M_{sd} = 1 / 2 \times 1,90^3 \times 1000 / 3 \times 0,80 = 914 \text{ daNm/ml} = 9,14 \text{ kNm/ml}$

Di seguito si riporta la verifica con foglio di calcolo della sezione tipo:

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	11,4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	565	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	565	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	67,14	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	782043076	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16,8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,98	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	62,01	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	10,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	350	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	565	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	565	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	67,14	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	782043076	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12,6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,88	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	55,83	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	9,1	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	350	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	565	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	565	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	67,14	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	782043076	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,78	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	49,59	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	565	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	565	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	284	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$S_{rif,max}$	280	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	10,29	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	67,14	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	55,83	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	110,953225	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	110953,225	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00510	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000841	[-]
		0,000167	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	12,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	570,27	[mm]
		432,72	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0725	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	9,14 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	67,14 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	49,59 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	110,953225 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	110953,225 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00510 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000872 [-]
		0,000149 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	12,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	570,27 [mm]
		432,72 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0644 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,charatt.}	11,43 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	67,14 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	62,01 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	110,953225 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	110953,225 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00510 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000810 [-]
		0,000186 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	12,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	570,27 [mm]
		432,72 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0805 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

7.6 Verifica sismica

8.6.1 Sezione di base del muro verticale

Il calcolo della spinta sismica viene condotto con quanto riportato al paragrafo "7.11.3.5.2 Metodo di analisi" delle NTC 2008.

CALCOLO DEI MURI

Accelerazione del suolo
Tipo di terreno
Fattore di permeabilità

a_g	0,258 [-]
S	1,200 [-]
r	1,000 [-]

Coefficienti sismici

k_h	0,30960 [-]
k_v	0,15480 [-]

CONDIZIONE CON ACQUA ASSENTE

Coefficienti dinamici

θ_1	0,262 [rad]	15,01 [°]
θ_2	0,351 [rad]	20,12 [°]
ϕ	0,663 [rad]	38,00 [°]
δ	0,442 [rad]	25,33 [°]
ψ	1,571 [rad]	90,00 [°]
β	0,000 [rad]	0,00 [°]

Angolo di attrito del terreno

Angolo di attrito tra terreno e muro

Inclinazione del paramento interno rispetto all'orizzontale

Inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale

CONDIZIONE CON ACQUA PRESENTE

Peso del terreno

γ	0,000 [kN/m ³]
----------	----------------------------

Peso del terreno secco

γ_d	0,000 [kN/m ³]
------------	----------------------------

Peso dell'acqua

γ_w	10,000 [kN/m ³]
------------	-----------------------------

Peso del terreno immerso

γ'	-10,000 [kN/m ³]
-----------	------------------------------

Coefficienti dinamici

θ_1	0,000 [rad]	0,00 [°]
θ_2	0,000 [rad]	0,00 [°]

Angolo di attrito del terreno

ϕ	0,663 [rad]
--------	-------------

Angolo di attrito tra terreno e muro

δ	0,442 [rad]
----------	-------------

Inclinazione del paramento interno rispetto all'orizzontale

ψ	1,571 [rad]
--------	-------------

Inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale

β	0,000 [rad]
---------	-------------

AZIONI SUL PARAMENTO

Altezza totale del paramento

H	1,900 [m]
-----	-----------

Profondità della falda rispetto al piano di campagna

z_w	0,000 [m]
-------	-----------

Sovraccarico a tergo del paramento

q	0,000 [kPa]
-----	-------------

Coefficiente di fattorizzazione del sovraccarico

Ψ	0,000 [-]
--------	-----------

Altezza del terreno privo di falda

H_1	0,000 [m]
-------	-----------

Altezza del terreno immerso

H_2	1,900 [m]
-------	-----------

CONDIZIONE CON k_v POSITIVO

z	h	γ	K_{AE}	$(1+k_v)$	$p_{1,h}(z)$	$p_{a,h}(z)$	$p_{w,h}(z)$		P_w
0,00	0,00	0,00	0,409	1,155	0,00	0,00	0,00	0,00 [kPa]	5,851 [kN]
0,00	0,00	0,00	0,409	1,155	0,00	0,00	0,00	0,00 [kPa]	
0,00	0,00	0,00	0,217	1,155	0,00	0,00	0,00	0,00 [kPa]	
1,80	1,80	-10,00	0,217	1,155	-4,07	0,00	18,00	13,93 [kPa]	

CONDIZIONE CON k_v NEGATIVO

z	h	γ	K_{AE}	$(1-k_v)$	$p_{1,h}(z)$	$p_{a,h}(z)$	$p_{w,h}(z)$		P_w
0,00	0,00	0,00	0,520	0,845	0,00	0,00	0,00	0,00 [kPa]	5,851 [kN]
0,00	0,00	0,00	0,520	0,845	0,00	0,00	0,00	0,00 [kPa]	
0,00	0,00	0,00	0,217	0,845	0,00	0,00	0,00	0,00 [kPa]	
1,80	1,80	-10,00	0,217	0,845	-2,98	0,00	18,00	15,02 [kPa]	

7.6.1 Verifica sezione di base del muro verticale

Si osservi che la spinta dell'acqua è considerata come un carico variabile, di conseguenza il momento sollecitante SLC sulla sezione di base del setto verticale risulta:

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 1,90^3 \times 1000 \times 0,8 / 3 + 585,1 \times 0,95 = 1470 \text{ daNm/ml} = 14,70 \text{ kNm/ml}$$

Da quanto riportato nel paragrafo 7.4.1 della presente relazione risulta:

$$M_{rd} = 66,38 \text{ kNm / ml}$$

$$F.S. = 14,70 / 66,38 = 0,22 < 1,00 \quad \text{Verificata}$$

8.4.2 Verifica zoccolo di fondazione

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

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 2,40^3 \times 1000 \times 0,8 / 3 + 585,1 \times 1,45 = 2692 \text{ daNm/ml} = 26,92 \text{ kNm/ml}$$

Da cui consegue un momento sollecitante flettente sulla sezione in calcestruzzo armato della fondazione pari a:

$$M_{sd} = 44,42 \text{ kNm / ml}$$

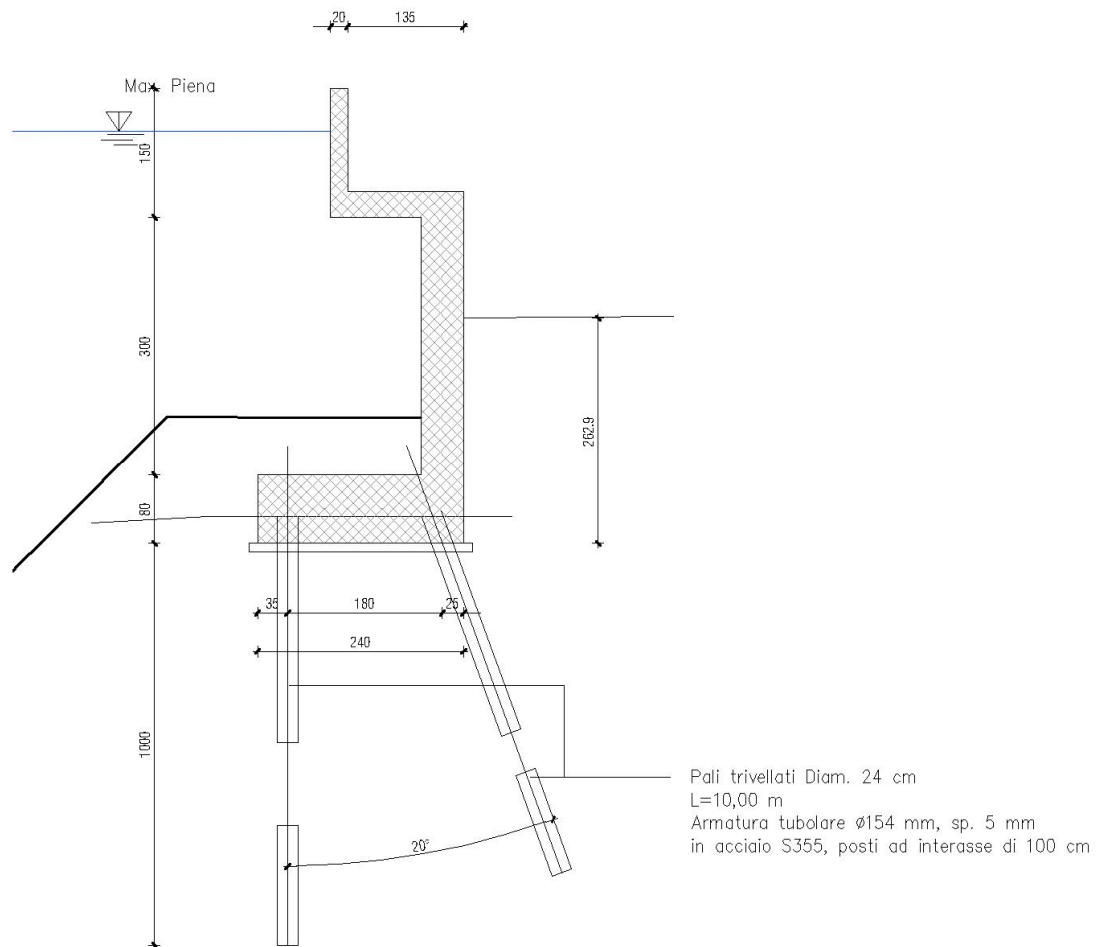
Da quanto riportato nel paragrafo 7.4.1 della presente relazione risulta:

$$M_{rd} = 88,51 \text{ kNm / ml}$$

$$F.S. = 44,52 / 88,51 = 0,50 < 1,00 \quad \text{Verificata}$$

9 Muro sezione tipo D

La sezione tipo D 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.



9.1 Verifica soletta superiore

9.1.1 Carichi agenti

Si prevede di realizzare una soletta a mensola sporgente verso l'alveo del fiume.

I carichi agenti considerati sono:

- Folla: distribuito: 500 daN/m²

- Sovraccarico permanente:	distribuito (finitura sp. 10 cm):	200 daN/m ²
	lineare (muretto in c.a. sp. 20 cm, altezza 1,20 m):	600 daN/ml
- Peso proprio della soletta:	distribuito (sp. 30 cm)	500 daN/m ²

9.1.2 Verifica agli SLU - flessione

Si considera la seguente combinazione di carico:

SLU01: $1,3 \times (\text{pesi propri strutturali}) + 1,5 \times (\text{sovrac. permanenti}) + 1,5 \times (\text{Folla})$

e uno schema di calcolo di mensola incastrata di luce pari a 1,40 m caricata uniformemente sulla sua larghezza e con carico concentrato di estremità.

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 1,40^2 \times (1,5 \times 500 + 1,5 \times 200 + 1,3 \times 500) + 1,5 \times 1,3 \times 600 = 2836 \text{ daNm/ml} = 28,36 \text{ kNm/ml}$$

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA		
SEZIONE TRASVERSALE		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	250 [mm]
ARMATURA TESA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16 [mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	5 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂	[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	1005 [mm ²]
ARMATURA COMPRESSA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16 [mm]
Numero dei ferri correnti	n' ₁	5 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' ₂	0 [-]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1005 [mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE		
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	[-]
	ω'_3	[-]
Armatura simmetrica		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	[-]
Posizione dell'asse neutro	X	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	β	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	78,68 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	28,4 [kNm]

1

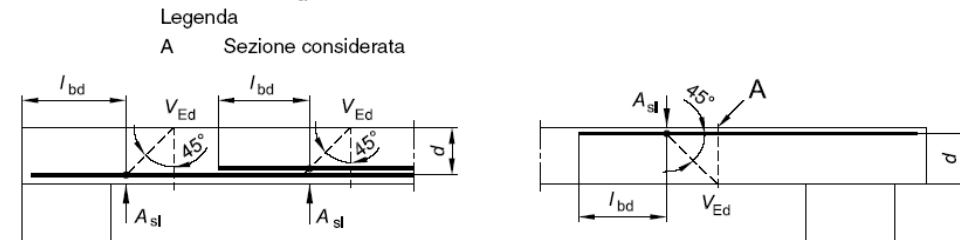
9.1.3 Verifica agli SLU - taglio

Lo sforzo di taglio è pari a:

$$M_{sd} = 1,40 \times (1,5 \times 500 + 1,5 \times 200 + 1,3 \times 500) + 1,5 \times 600 = 3280 \text{ daNm/ml} = 32,80 \text{ kNm/ml}$$

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	32,8	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,89	[-]
		1,89	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0040212	[-]
		0,0040212	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	127,38	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	120,73	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	127,38	[kN]
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di braccia	n_b	2,5	[-]
Passo delle staffe	s	400	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	196	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	225	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	43,22	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	892,50	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	4865,78	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	43,22	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	991,67	[kN]

9.1.4 Verifica agli Stati Limite di Esercizio

Per la verifica agli SLE si considera una combinazione di carico del tipo:

SLE_Rara: 1,00 x (peso proprio strutturale) + 1,00 x (spinta idraulica)

SLE_Quasi permanente: 1,00 x (peso proprio strutturale) + 0,90 x (spinta idraulica)

SLE_Frequente: 1,00 x (peso proprio strutturale) + 0,80 x (spinta idraulica)

Di conseguenza per le varie combinazioni si hanno i seguenti momenti sollecitanti:

SLE_Rara: $M_{sd} = 1 / 2 \times 1,40^2 \times (500 + 200 + 500) + 1,30 \times 600 =$

$$= 2040 \text{ daNm/ml} = 20,4 \text{ kNm/ml}$$

SLE_Quasi Permanente: $M_{sd} = 1 / 2 \times 1,40^2 \times (500 + 200 + 500 \times 0,9) + 1,30 \times 600 =$
 $= 19,07 \text{ daNm/ml} = 19,10 \text{ kNm/ml}$

SLE_Frequente: $M_{sd} = 1 / 2 \times 1,40^2 \times (500 + 200 + 500 \times 0,8) + 1,30 \times 600 =$
 $= 18,58 \text{ daNm/ml} = 18,60 \text{ kNm/ml}$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	20,4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	69,63	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	608931859,6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16,8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,33	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	90,64	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	19,1	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	69,63	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	608931859,6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12,6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,18	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	84,84	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	18,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	250	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	69,63	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	608931859,6	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,13	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	82,64	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	250 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1005 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1005 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	284 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{rif,max}	290 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	19,1 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69,63 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	84,86 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	76,790888 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	76790,8888 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01309 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000033 [-] 0,000255 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	377,77 [mm] 377,77 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0962 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	18,6 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69,63 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	82,64 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	76,790888 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	76790,8888 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01309 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000044 [-] 0,000248 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	377,77 [mm] 377,77 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0937 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,caratt.}	20,4 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69,63 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	90,64 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	76,790888 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	76790,8888 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01309 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0,000004 [-]
		0,000272 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	377,77 [mm]
		377,77 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1027 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

9.2 Verifica muro verticale

9.2.1 Carichi agenti

I carichi agenti considerati sono:

- G1: Sovraccarico permanente: dovuto al marciapiede superiore $q = 280 \text{ daN/ml}$
 $M = 196 \text{ daNm / ml}$
- Q1: Folla: distribuito lineare: $q = 700 \text{ daN/ml}$
 $M = 490 \text{ daN m / ml}$
- Q2: Spinta del terreno a tergo: in mancanza di dati più corretti si considera un terreno con angolo d'attrito pari a 30° , con conseguente coefficiente di spinta a riposo pari a 0,50, densità pari 2000 daN/m^3 , livello di falda coincidente con il piano stradale, altezza del terreno rispetto alla quota dello zoccolo 1,85 m;
- Q3: sovracar. variabile sul terreno a tergo: distribuito lineare: $q = 2500 \text{ daN/m}^2$
- Q: spinta idraulica per max piena: corrispondente ad un tirante idraulico di 4,00 m

Di seguito si riportano le agenti sulla sezione di base del muro verticale, calcolate per i singoli carichi considerati:

Peso proprio strutturale: $N = 5775 \text{ daN / ml}$

	$M = 840 \text{ daNm / ml}$
Sovraccarico permanente:	$N = 280 \text{ daN / ml}$
	$M = 196 \text{ daNm / ml}$
Folla:	$N = 700 \text{ daN / ml}$
	$M = 490 \text{ daNm / ml}$
Spinta del terreno a tergo:	$H = 2481 \text{ daN / ml}$
	$M = 1530 \text{ daNm / ml}$
Sovrac. variabile su terreno a tergo:	$H = 2312 \text{ daN / ml}$
	$M = 2139 \text{ daNm / ml}$
Spinta idraulica per massima piena:	$H = - 8000 \text{ daN / ml}$
	$M = - 10667 \text{ daNm / ml}$

9.2.2 Verifica agli SLU - flessione

Si considerano le seguenti tre combinazioni di carico:

SLU_01:	$1,0 \times (\text{perm. strutturali}) + 1,50 \times (\text{spinta idraulica})$
SLU_02:	$1,3 \times (\text{perm. strutturali}) + 1,50 \times (\text{sovrac. perm.}) + 1,50 \times (\text{Folla}) + 1,20 \times (\text{carico distribuito a tergo}) + 1,5 \times (\text{spinta terreno})$
SLU_03:	$1,3 \times (\text{perm. strutturali}) + 1,50 \times (\text{sovrac. perm.}) + 1,20 \times (\text{Folla}) + 1,50 \times (\text{carico distribuito a tergo}) + 1,5 \times (\text{spinta terreno})$

Si osservi che non si considerano tutte le altre combinazioni intermedie in cui siano presenti le spinte orizzontali dovute alla massima piena e al terreno a tergo.

In base a quanto riportato nel paragrafo precedente si hanno le seguenti sollecitazioni:

SLU_01:	$N = 5775 \text{ daN / ml} = 57,75 \text{ kN / ml}$
	$V_{sd} = - 12000 \text{ daN / ml} = - 120 \text{ kN / ml}$
	$M_{sd} = - 16000 \text{ daNm / ml} = - 160 \text{ kNm / ml}$
SLU_02:	$N = 8977 \text{ daN / ml} = 90,00 \text{ kN / ml}$
	$V_{sd} = 6495 \text{ daN / ml} = 65 \text{ kN / ml}$
	$M_{sd} = 6982 \text{ daNm / ml} = 70 \text{ kNm / ml}$
SLU_03:	$N = 8741 \text{ daN / ml} = 87,40 \text{ kN / ml}$

$$V_{sd} = 7189 \text{ daN} / \text{ml} = 72 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$M_{sd} = 7478 \text{ daN} / \text{ml} = 75 \text{ kNm} / \text{ml}$$

Si prevede di armare il muro con diam. 16 passo 10 cm su ambedue i lati, di seguito si riportano gli output del foglio di calcolo utilizzato per le verifiche.

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA		
SEZIONE TRASVERSALE		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	450 [mm]
ARMATURA TESA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16 [mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	10 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂	[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	2011 [mm ²]
ARMATURA COMPRESSA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16 [mm]
Numero dei ferri correnti	n' ₁	10 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' ₂	0 [-]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2011 [mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE		
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	[-]
	ω'_3	[-]
Armatura simmetrica		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	β	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s	[-]
Momento resistente della sezione	M _{Rd}	314,71 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M _{Ed}	160,0 [kNm]

9.2.3 Verifica agli SLU - taglio

In base a quanto riportato nel paragrafo precedente si ha un massimo sforzo di taglio pari a (combinazione SLU_01):

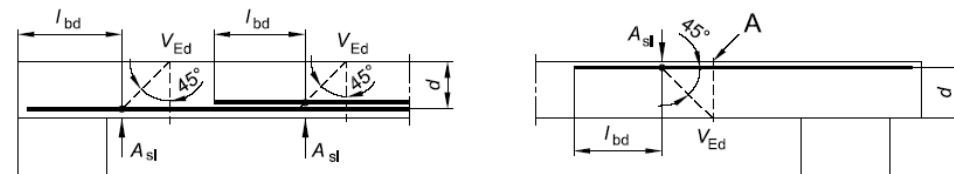
$$V_{sd} = 120 \text{ kN / ml}$$

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	120	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,67	[-]
		1,67	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,004468	[-]
		0,004468	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	208,93	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	179,32	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	208,93	[kN]
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di braccia	n_b	3	[-]
Passo delle staffe	s	300	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	236	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	405	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	124,47	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1606,50	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3649,33	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	124,47	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	1785,00	[kN]

9.2.4 Verifica agli SLE

Si considerano le seguenti tre combinazioni di carico:

SLE_Rara_01: $1,0 \times (\text{perm. strutturali}) + 1,00 \times (\text{sovr. perm.,}) + 1,00 \times (\text{spinta idraulica})$

SLE_Rara_02: $1,00 \times (\text{perm. strutturali}) + 1,00 \times (\text{sovr. perm.,}) + 1,00 \times (\text{folla}) + 0,8 \times (\text{carico distribuito a tergo}) + 1,00 \times (\text{spinta terreno})$

SLE_Rara_03: $1,00 \times (\text{perm. strutturali}) + 1,00 \times (\text{sovr. perm.,}) + 0,80 \times (\text{folla}) + 1,00 \times (\text{carico distribuito a tergo}) + 1,00 \times (\text{spinta terreno})$

SLE_Freq_01: $1,0 \times (\text{perm. strutturali}) + 1,00 \times (\text{sovr. perm.,}) + 0,90 \times (\text{spinta idraulica})$

SLE_Freq_02: $1,00 \times (\text{perm. strutturali}) + 1,00 \times (\text{sovr. perm.,}) + 0,9 \times (\text{folla}) + 0,8 \times (\text{carico distribuito a tergo}) + 1,00 \times (\text{spinta terreno})$

SLE_Freq_03: $1,00 \times (\text{perm. strutturali}) + 1,00 \times (\text{sovr. perm.,}) + 0,80 \times (\text{folla}) + 0,90 \times (\text{carico distribuito a tergo}) + 1,00 \times (\text{spinta terreno})$

SLE_QP_01: $1,0 \times (\text{perm. strutturali}) + 1,00 \times (\text{sovr. perm.,}) + 0,80 \times (\text{spinta idraulica})$

SLE_QP_02: $1,00 \times (\text{perm. strutturali}) + 1,00 \times (\text{sovr. perm.,}) + 0,80 \times (\text{folla}) + 0,72 \times (\text{carico distribuito a tergo}) + 1,00 \times (\text{spinta terreno})$

SLE_QP_03: $1,00 \times (\text{perm. strutturali}) + 1,00 \times (\text{sovr. perm.,}) + 0,72 \times (\text{folla}) + 0,80 \times (\text{carico distribuito a tergo}) + 1,00 \times (\text{spinta terreno})$

In base a quanto riportato i momenti sollecitanti sono pari a:

SLE_Rara_01: $M_{sd} = -9631 \text{ daNm} / \text{ml} = -96,31 \text{ kNm} / \text{ml}$

SLE_Rara_02: $M_{sd} = 4767 \text{ daNm} / \text{ml} = 47,67 \text{ kNm} / \text{ml}$

SLE_Rara_03: $M_{sd} = 5097 \text{ daNm} / \text{ml} = 50,97 \text{ kNm} / \text{ml}$

Max SLE_Rara = $-96,31 \text{ kNm} / \text{ml}$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	96,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2011	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2011	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	123,52	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	4005860707	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16,8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,97	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	117,74	[MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica		M_{Ed,caratt.}	96,31 [kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	123,52	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	117,74	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	125	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	125000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	p _{p,eff}	0,01608	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	6,19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000210	[-]
		0,000353	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5	[-]
	k ₃	3,4	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	339,10	[mm]
		339,10	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1198	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]

SLE_Freq_01: Msd = - 8564 daNm / ml = - 85,64 kNm / ml

SLE_Freq_02: Msd = 4718 daNm / ml = 47,18 kNm / ml

SLE_Freq_03: Msd = 4883 daNm / ml = 48,83 kNm / ml

Max SLE_Rara = - 85,64 kNm / ml

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M _{Ed}	85,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	450	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2011	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2011	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	123,52	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	4005860707	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,64	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	104,69	[MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente		M_{Ed,freq.}	85,64 [kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	123,52	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	104,69	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01608	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000145	[-]
		0,000314	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	339,10	[mm]
		339,10	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1065	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]

SLE_QP_01: Msd = - 7498 daNm / ml = - 75 kNm / ml

SLE_QP_02: Msd = 4498 daNm / ml = 44,98 kNm / ml

SLE_QP_03: Msd = 4630 daNm / ml = 46,30 kNm / ml

Max SLE_Rara = - 75 kNm / ml

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M _{Ed}	75,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	450	[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	2011	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2011	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	123,52	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	4005860707	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q,p.}$	12,6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,31	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	91,69	[MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente		$M_{Ed,q,p}$	75 [kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	123,52	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	91,69	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01608	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000080	[-]
		0,000275	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	339,10	[mm]
		339,10	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0933	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

9.3 Muretto verticale con funzione di parapetto

Sul bordo della soletta orizzontale si prevede di realizzare un muretto verticale con funzione sia di parapetto, sia di contenimento della massima piena.

L'altezza del muretto è pari a 1,20 m e il tirante massimo d'acqua prevedibile è di 0,70 m. Di conseguenza il momento flettente per una combinazione agli SLU è pari a:

$$M_{sd} = 57 \text{ daNm / ml}$$

Si prevede di armare il muretto in modo simmetrico, di conseguenza si prendono in considerazione anche i seguenti carichi.

$$\text{Spinta sul parapetto: } 150 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 180 \text{ daNm / ml} = 1,8 \text{ kNm / ml}$$

Si prevede di realizzare un setto di spessore 20 cm armato con barre diam. 10 mm, interasse 20 cm disposte uniformemente sulle due facce.

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA		
SEZIONE TRASVERSALE		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	200 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	150 [mm]
ARMATURA TESA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	10 [mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	393 [mm ²]
ARMATURA COMPRESSA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	10 [mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0 [-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	393 [mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE		
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_s(a)$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_s(b)$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_s(3)$	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	[-]
	ω'_3	[-]
Armatura simmetrica		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	β	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	15,37 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	1,8 [kNm]

9.4 Verifica dei pali 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).

9.4.1 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:

$$Q = 6302 \text{ daN}$$

9.4.2 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:

$$Q = 17923 \text{ daN}$$

9.4.3 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 lo 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 acqua da primo palo:					1,2	m			
Sforzo di compressione su palo inclinato (escluso peso del palo):	Va =				15481,67	daN / ml			
Sforzo di trazione su palo verticale (escluso peso del palo):	Vb =				-6556,67	daN / ml			
Caratteristiche del palo:	diam.				0,24	m			
	lunghezza				10	m			
	Peso proprio del palo			P =	1130,4	daN			
Sforzo di trazione su palo verticale:					-5426,27	daN	< 6301,9 daN	Verificato	
Sforzo di compressione su palo inclinato:					16612,07	daN	< 17922,6 daN	Verificato	

9.4.4 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:						1 m			
Spinta sismica orizzontale:						2889,6 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:						2889,6 daN / ml			
Peso colonna d'acqua sopra lo 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 acqua da primo palo:						1,2 m			
Sforzo di compressione su palo inclinato (escluso peso del palo):	Va =					16304,47 daN / ml			
Sforzo di trazione su palo verticale (escluso peso del palo):	Vb =					-7379,47 daN / ml			
Peso proprio del palo	P =					1130,4 daN			
Sforzo di trazione su palo verticale:						-6249,07 daN	< 6301,9 daN	Verificato	
Sforzo di compressione su palo inclinato:						17434,87 daN	< 17922,6 daN	Verificato	

9.4.5 Verifica resistenza alle spinte orizzontali

I pali di fondazione vengono sollecitati alle seguenti spinte orizzontali:

- combinazione di carico agli SLU: $H = 8640 \text{ daN}$
- spinta sismica (SLC): $H = 7205 \text{ daN}$

Per la verifica si considera la formula per pali con impendimento 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 [-]
Classificazione		
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:

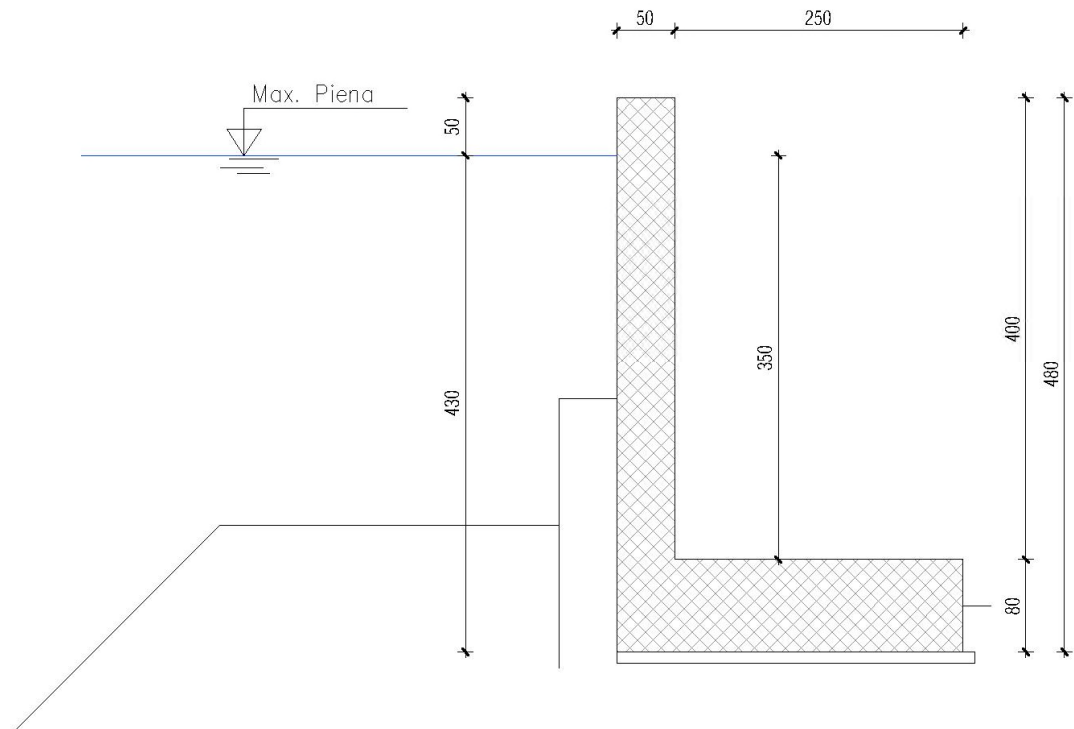
$F.S. = 4748 / 4970 = 0,96 < 1,00$

10 Muro sezione tipo E

10.1 Descrizione del setto

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.

10.2 Verifica al ribaltamento

Per la verifica al ribaltamento si prevede una combinazione di calcolo del tipo EQU, di seguito si riporta estratto del foglio di calcolo utilizzato per la verifica:

$$N_q = 48,93$$

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

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.

10.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi

Per la verifica agli SLU si considera una combinazione di carico del tipo:

$$SLU01: 1,00 \times (\text{peso proprio strutturale}) + 1,5 \times (\text{spinta idraulica})$$

10.4.1 Sezione di base del muro verticale

Di conseguenza per la sezione alla base del paramento verticale si hanno le seguenti sollecitazioni:

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 3,50^3 \times 1000 \times 1,5 / 3 = 10719 \text{ daNm/ml} = 108 \text{ kNm/ml}$$

$$N_{sd} = 1,00 \times 0,5 \times 2500 \times 4,00 = 5000 \text{ daN / ml} = 50 \text{ kN / ml}$$

Si prevede una sezione resistente di spessore 50 cm, copriferro minimo 5 cm, armata con barre diam. 16 mm interasse 10 cm su ambedue le facce.

Di seguito si riporta la verifica con foglio di calcolo della sezione tipo:

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	10	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2		[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2011	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0,1102	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0,1111	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0,5000	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0,1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0,2593	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3	0,2520	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0,6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0,8095	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	0,3407	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	1,0000	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	1,0000	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0,1339	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0,4198	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	1,0371	[-]
	ω'_3	0,3888	[-]
CAMPO 2a			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0,1528	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	68,75	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	0,0018	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	0,0100	[-]
Coefficiente di riempimento	β	0,6306	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	0,3691	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	0,2513	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	98,34	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	0,0005	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	331,64	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	108,0	[kNm]

Sollecitazione al taglio sulla sezione:

$$V_{sd} = 1,5 \times 3,5 \times 1000 \times 3,5 / 2 = 9188 \text{ daN} = 92,00 \text{ kN/ml}$$

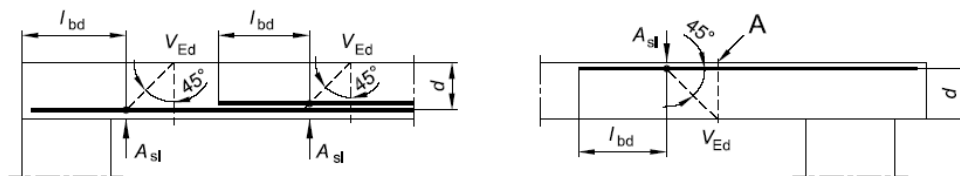
Di seguito si riporta la verifica a taglio del setto verticale.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	92	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,67	[-]
		1,67	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,002234	[-]
		0,002234	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	165,83	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	179,32	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	179,32	[kN]
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di braccia	n_b	3	[-]
Passo delle staffe	s	333	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	236	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	405	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	112,13	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1606,50	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	4050,76	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	112,13	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	1785,00	[kN]

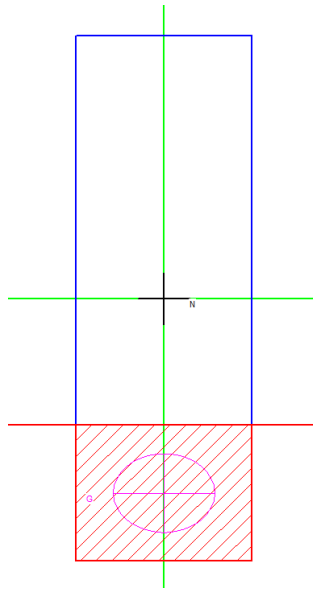
10.4.2 Distribuzione delle tensioni sul piano di fondazione (SLU)

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

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 4,30^3 \times 1000 \times 1,5 / 3 = 19876 \text{ daNm/ml} = 199 \text{ kNm/ml}$$

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

Di seguito si riporta la distribuzione delle tensioni sul piano di appoggio, tensione massima di 2,83 daN/cm²



10.4.3 Verifica dello zoccolo di fondazione

Il massimo momento sollecitante sullo zoccolo di fondazione è pari a (pos. $x = 222$ cm):

$$M_{sd} = 10050 \text{ daNm} = 100,50 \text{ kNm}$$

Si prevede una sezione resistente di spessore 80 cm, copriferro minimo 5 cm, armata con barre diam. 16 mm interasse 20 cm su ambedue le facce.

Di seguito si riporta estratto del foglio di calcolo per la verifica.

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	750	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2		[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s		[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ		[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3		[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}		[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3		[-]
	ω'_3		[-]
Armatura simmetrica			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ		[-]
Posizione dell'asse neutro	x		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	β		[-]
Coefficiente di baricentro	κ		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s		[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s		[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s		[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	275,37	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	100,5	[kNm]

10.5 Verifica agli Stati Limite di Esercizio

Per la verifica agli SLE si considera una combinazione di carico del tipo:

SLE_Rara: 1,00 x (peso proprio strutturale) + 1,00 x (spinta idraulica)

SLE_Quasi permanente: 1,00 x (peso proprio strutturale) + 0,90 x (spinta idraulica)

SLE_Frequente: $1,00 \times (\text{peso proprio strutturale}) + 0,80 \times (\text{spinta idraulica})$

10.5.1 Sezione di base del muro verticale

Di conseguenza per la sezione alla base del paramento verticale si hanno le seguenti sollecitazioni:

SLE_Rara: $M_{sd} = 1 / 2 \times 3,50^3 \times 1000 / 3 = 7145 \text{ daNm/ml} = 72 \text{ kNm/ml}$

SLE_Quasi Permanente: $M_{sd} = 1 / 2 \times 3,50^3 \times 1000 / 3 \times 0,90 = 6431 \text{ daNm/ml} = 64 \text{ kNm/ml}$

SLE_Frequente: $M_{sd} = 1 / 2 \times 3,50^3 \times 1000 / 3 \times 0,80 = 5717 \text{ daNm/ml} = 57 \text{ kNm/ml}$

Di seguito si riporta la verifica con foglio di calcolo della sezione tipo:

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	72,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	96,29	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2216530930	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16,8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3,13	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	172,34	[MPa]

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	64,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	450	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	96,29	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2216530930	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12,6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,78	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	153,20	[MPa]

Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	57,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	450	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	96,29	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2216530930	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,48	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	136,44	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2011	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1005	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	284	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	290	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	64	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	129,97	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	78,43	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	123,343602	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	123343,602	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01630	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000019	[-]
		0,000235	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5	[-]
	k ₃	3,4	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	336,86	[mm]
		336,86	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0793	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	57	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	129,97	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	69,85	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	123,343602	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	123343,602	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01630	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000024	[-]
		0,000210	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5	[-]
	k ₃	3,4	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	336,86	[mm]
		336,86	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0706	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica		$M_{Ed,caratt.}$	72 [kNm]
Durata del carico			lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	129,97 [mm]	
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	88,24 [MPa]	
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8 [MPa]	
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	123,343602 [mm]	
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	123343,602 [mm ²]	
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01630 [-]	
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,19 [-]	
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000068 [-]	
		0,000265 [-]	
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00 [mm]	
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]	
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]	
	k_3	3,4 [-]	
	k_4	0,425 [-]	
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	336,86 [mm]	
		336,86 [mm]	
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0892 [mm]	
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]	

10.6 Verifica sismica

10.6.1 Sezione di base del muro verticale

Il calcolo della spinta sismica viene condotto con quanto riportato al paragrafo "7.11.3.5.2 Metodo di analisi" delle NTC 2008.

CALCOLO DEI MURI

Accelerazione del suolo	a_g	0,258	[-]
Tipo di terreno	S	1,200	[-]
Fattore di permeabilità	r	1,000	[-]
Coefficienti sismici	k_h	0,30960	[-]
	k_v	0,15480	[-]

CONDIZIONE CON ACQUA ASSENTE

Coefficienti dinamici	θ_1	0,262	[rad]	15,01	[°]
	θ_2	0,351	[rad]	20,12	[°]
Angolo di attrito del terreno	ϕ	0,663	[rad]	38,00	[°]
Angolo di attrito tra terreno e muro	δ	0,442	[rad]	25,33	[°]
Inclinazione del paramento interno rispetto all'orizzontale	ψ	1,571	[rad]	90,00	[°]
Inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale	β	0,000	[rad]	0,00	[°]

CONDIZIONE CON ACQUA PRESENTE

Peso del terreno	γ	0,000	[kN/m ³]		
Peso del terreno secco	γ_d	0,000	[kN/m ³]		
Peso dell'acqua	γ_w	10,000	[kN/m ³]		
Peso del terreno immerso	γ'	-10,000	[kN/m ³]		
Coefficienti dinamici	θ_1	0,000	[rad]	0,00	[°]
	θ_2	0,000	[rad]	0,00	[°]
Angolo di attrito del terreno	ϕ	0,663	[rad]		
Angolo di attrito tra terreno e muro	δ	0,442	[rad]		
Inclinazione del paramento interno rispetto all'orizzontale	ψ	1,571	[rad]		
Inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale	β	0,000	[rad]		

AZIONI SUL PARAMENTO

Altezza totale del paramento	H	4,300	[m]
Profondità della falda rispetto al piano di campagna	z_w	0,000	[m]
Sovraccarico a tergo del paramento	q	0,000	[kPa]
Coefficiente di fattorizzazione del sovraccarico	Ψ	0,600	[-]
Altezza del terreno privo di falda	H_1	0,000	[m]
Altezza del terreno immerso	H_2	4,300	[m]

CONDIZIONE CON k_v POSITIVO

z	h	γ	K_{AE}	$(1+k_v)$	$p_{t,h}(z)$	$p_{q,h}(z)$	$p_{w,h}(z)$		
0,00	0,00	0,00	0,409	1,155	0,00	0,00	0,00	0,00	[kPa]
0,00	0,00	0,00	0,409	1,155	0,00	0,00	0,00	0,00	[kPa]
0,00	0,00	0,00	0,217	1,155	0,00	0,00	0,00	0,00	[kPa]
4,30	4,30	-10,00	0,217	1,155	-9,73	0,00	43,00	33,27	[kPa]

P_w
33,393 [kN]

CONDIZIONE CON k_v NEGATIVO

z	h	γ	K_{AE}	$(1-k_v)$	$p_{t,h}(z)$	$p_{q,h}(z)$	$p_{w,h}(z)$		
0,00	0,00	0,00	0,520	0,845	0,00	0,00	0,00	0,00	[kPa]
0,00	0,00	0,00	0,520	0,845	0,00	0,00	0,00	0,00	[kPa]
0,00	0,00	0,00	0,217	0,845	0,00	0,00	0,00	0,00	[kPa]
4,30	4,30	-10,00	0,217	0,845	-7,12	0,00	43,00	35,88	[kPa]

P_w
33,393 [kN]

10.6.1 Verifica sezione di base del muro verticale

Si osservi che la spinta dell'acqua è considerata come un carico variabile, di conseguenza il momento sollecitante SLC sulla sezione di base del setto verticale risulta:

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 3,50^3 \times 1000 \times 0,8 / 3 + 3339 \times 1,75 = 115,60 \text{ daNm/ml} = 116 \text{ kNm/ml}$$

Da quanto riportato nel paragrafo 10.4.1 della presente relazione risulta:

$$M_{rd} = 331,64 \text{ kNm / ml}$$

$$F.S. = 116 / 331,64 = 0,35 < 1,00 \quad \text{Verificata}$$

10.4.2 Verifica zoccolo di fondazione)

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

$$M_{sd} = 1 / 2 \times 4,30^3 \times 1000 \times 0,8 / 3 + 3339 \times 2,55 = 19115 \text{ daNm/ml} = 191 \text{ kNm/ml}$$

Da cui consegue un momento sollecitante flettente sulla sezione in calcestruzzo armato della fondazione pari a:

$$M_{sd} = 100 \pm 00 \text{ kNm / ml}$$

Si osservi che la sollecitazione è sostanzialmente uguale a quella calcolata per SLU_01, di conseguenza la sezione è verificata.