

# REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE RINNOVABILE DAL FIUME SIEVE DENOMINATO "SAN FRANCESCO"

## PROGETTO ESECUTIVO - AUTORIZZAZIONE UNICA

TAVOLA

# L.01

L - PROGETTO OPERE STRUTTURALI

RELAZIONE DI CALCOLO  
CENTRALINA BRIGLIA "SAN FRANCESCO"

### COMMITTENTE:

RE Partner srl  
P.IVA 01971820467  
Sede Legale: Viale Giusti n.133, Lucca (LU)  
Sede Operativa: Via Pisana n.314/B, Scandicci (FI)

### PROGETTAZIONE GENERALE - ARCHITETTONICA - IDRAULICA - PAESAGGISTICA



HydroGeo Ingegneria s.r.l.

Via Cardinal Latino, 20 - 50126 Firenze  
Tel 055 6587050 - Fax 055 0676043  
e-mail info@studiohydrogeo.it

### DIRETTORE TECNICO:

ING. TIZIANO STAIANO

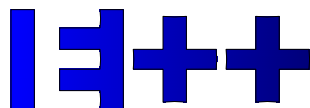
### PROGETTISTI:

ING. TIZIANO STAIANO

ING. GIACOMO GAZZINI

ARCH. MARIA CHIARA LUPI

### OPERE MECCANICHE E ELETTRICHE



E++ Srl - Via Ceirano 9, 12100 Cuneo (CN)  
Ph. +39 0171 413963 - Fax +39 0171 414981  
www.eplusplus.net - info@eplusplus.net

### ELETTRODOTTI



**TECNOENGINEERING S.r.l.**

Società di Ingegneria SERVIZI E PRESTAZIONI TECNICHE

Sede Legale e Operativa:  
Via Arrigo da Settignano, 22 - 50135 FIRENZE - Tel. 055/600495-606269  
Fax 055/619535 - e-mail: studio@tecnoengineering.com



Azienda certificata  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO CSQ N° 9175 TE 16

Sede Operativa di Arezzo:  
Via Fiorentina, 63 - 52014 Poppi (AR) - Tel. 0575/536369  
Fax. 0575/500804 - e-mail: studioudue@tecnoengineering.com

Sito internet: <http://www.tecnoengineering.com> - P. IVA 04499500488

### OPERE STRUTTURALI



Studio di Ingegneria Ing. Massimiliano Del Bino  
Via di Sottopoggio, n° 12/A - 55012 Guamo - Capannori (LU)  
Tel./Fax: 0583-947513, Cell.: 348-7307847

### ASPETTI GEOLOGICI



**GHEA**

Lungarno Guido Reni, 55  
52027 - San Giovanni Valdarno (AR)  
Tel 055 9155832

REV.

DATA EMISSIONE

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

A

Marzo 2017

M. Del Bino

M. Del Bino

A.Tonelli

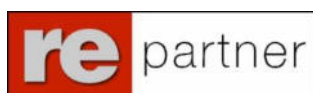
# Regione Toscana

UFFICIO TECNICO DEL GENIO CIVILE DI FIRENZE  
SEDE DI FIRENZE

Comuni di PONTASSIEVE E PELAGO (FI)

**REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE PER LA  
PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE RINNOVABILE DAL FIUME SIEVE,  
LOC. PONTASSIEVE, a cavallo dei Comuni di PONTASSIEVE e PELAGO,  
DENOMINATO "SAN FRANCESCO"  
PROGETTO ESECUTIVO**

Committente:



RE PARTNER srl – Viale Giusti, n° 593 – 55100 - Lucca



## L.01 - RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

LUCCA, 13/02/2017



REV. 01

## **SOMMARIO:**

<b>A</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>4</b>
<b>B</b>	<b>DESCRIZIONE GENERALE DEI LUOGHI E DELL'OPERA IN PROGETTO</b>	<b>4</b>
<b>C</b>	<b>DATI GEOLOGICI GENERALI</b>	<b>10</b>
<b>D</b>	<b>DESCRIZIONE DELLA STRUTTURE IN PROGETTO E MODALITA' ESECUTIVE</b>	<b>13</b>
<b>E</b>	<b>CRITERI GENERALI DI ANALISI</b>	<b>15</b>
E.1	<u>VITA NOMINALE</u>	15
E.2	<u>CLASSE D'USO</u>	16
E.3	<u>PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA</u>	16
E.4	<u>TIPO DI ANALISI SVOLTA</u>	17
E.5	<u>ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI</u>	17
E.6	<u>AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI</u>	17
E.7	<u>VALIDAZIONE DEI CODICI</u>	18
E.8	<u>MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI</u>	18
E.9	<u>INFORMAZIONE GENERALI SULL'ELABORAZIONE</u>	18
E.10	<u>GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI</u>	18
E.11	<u>METODO DI ANALISI</u>	19
E.12	<u>NON LINEARITA' GEOMETRICHE</u>	19
E.1	<u>DIMENSIONAMENTI PRELIMINARI</u>	19
E.2	<u>MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE</u>	19
E.3	<u>EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI</u>	20
E.4	<u>INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA</u>	20
E.5	<u>CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI E COMBINAZIONI</u>	21
E.6	<u>METODI DI VERIFICA</u>	22
E.7	<u>SCELTA DEL PIANO DI INDAGINI GEOTECNICHE</u>	22
<b>F</b>	<b>CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI</b>	<b>22</b>
F.1	<u>CONGLOMERATO PER MAGRONE</u>	22
F.2	<u>CONGLOMERATO CEMENTIZIO STRUTTURALE</u>	23
F.3	<u>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO</u>	25
F.4	<u>ACCIAIO PER CARPENTERIA STRUTTURALE</u>	27
F.5	<u>MICROPALI</u>	27
F.6	<u>BARRE DYWIDAG PER TIRANTI</u>	28
F.7	<u>INGHISAGGI BARRE PER C.A. SU STRUTTURE IN CLS</u>	28
F.8	<u>INGHISAGGI BARRE PER C.A. SU ROCCIA O ALTRE STRUTTURE</u>	28
<b>G</b>	<b>CLASSI DI ESPOSIZIONE CONSIDERATE PER GLI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.</b>	
	<b>E COPRIFERRI MINIMI</b>	<b>28</b>
G.1	<u>CLASSI DI ESPOSIZIONE</u>	28
G.2	<u>CLASSI DI CONSISTENZA E DIAMETRO MASSIMO INERTI</u>	28
G.3	<u>MESSA IN OPERA</u>	29
G.1	<u>ACCORTEZZE PER GETTI DI SPESSORE MAGGIORATO</u>	30
<b>H</b>	<b>CRITERI GENERALI DI VERIFICA</b>	<b>31</b>
<b>I</b>	<b>RIFERIMENTI NORMATIVI</b>	<b>31</b>
<b>J</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>32</b>
J.1	<u>AZIONI SULLA COSTRUZIONE</u>	32
J.2	<u>PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI</u>	32
J.3	<u>PERMANENTI PORTATI</u>	32
J.4	<u>SPINTA DOVUTA AL TERRENO E DELLA FALDA, COMPRESI GLI EFFETTI SISMICI</u>	32
J.5	<u>CARICHI DOVUTI ALLE MACCHINE</u>	35
J.6	<u>SOVRACCARICHI ACCIDENTALI</u>	36
J.7	<u>CARICHI AGENTI SULLE BOTOLE E PORTE STAGNE</u>	36
J.8	<u>ALTRE AZIONI ACCIDENTALI</u>	36

J.9	<u>MASSE SISMICHE</u> .....	37
<b>K</b>	<b>VALUTAZIONE DELLE AZIONI SISMICHE</b> .....	<b>37</b>
K.1	<u>DATI GENERALI</u> .....	37
K.2	<u>COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI</u> .....	46
<b>L</b>	<b>VERIFICHE E DIMENSIONAMENTI ELEMENTI STRUTTURALI</b> .....	<b>47</b>
L.1	<u>SOLETTA DI COPERTURA LOCALI TECNICI (NON CARRABILE) – S1</u> .....	47
L.2	<u>SOLETTA INTERNA INTERMEDIA (MACCHINA) – S2</u> .....	61
L.3	<u>SOLETTA CARRABILE ESTERNA LATO MONTE – S3</u> .....	68
L.4	<u>SOLETTA CARRABILE ESTERNA LATO VALLE – S4</u> .....	71
L.5	<u>TELAIO SU PARATOIE – T1/C1</u> .....	75
L.6	<u>PROFILI PARATRONCHI</u> .....	80
L.7	<u>VERIFICA MURI ESTERNI A MENSOLA – M1 (MONTE)</u> .....	80
L.8	<u>VERIFICA MURI ESTERNI A MENSOLA – M1 (VALLE)</u> .....	83
L.9	<u>VERIFICA MURI ESTERNI TRA ORIZZONTAMENTI – M2 (MURI MACCHINA - VOLUMI NON STAGNI)</u> .....	85
L.10	<u>VERIFICA MURI ESTERNI TRA ORIZZONTAMENTI – M2 (MURI LOCALE TECNICO – VOLUME STAGNO)</u> .....	87
L.11	<u>PREDIMENSIONAMENTO BOTOLE E APERTURE STAGNE</u> .....	91
L.12	<u>BOTOLE STAGNE SU SOLETTA DI COPETURA LOCALI TECNICI – B1</u> .....	94
L.13	<u>PORTA STAGNA PER ACCESSO LOCALI TECNICI – B2</u> .....	98
L.14	<u>APERTURE DI AREAZIONE LOCALI TECNICI – B3</u> .....	101
L.15	<u>MURO SCALA DI ACCESSO LOCALE TECNICO – M3 (E RELATIVA RAMPA SCALE)</u> .....	102
L.16	<u>MURO PARAPETTO – M4</u> .....	105
L.17	<u>NOTE RELATIVE ALLA CONNESSIONE TRA BRIGLIA E LOCALI IN C.A.</u> .....	107
L.1	<u>RICOSTRUZIONE PARZIALE ZONA DETERIORATA CENTRALE DELLA BRIGLIA</u> .....	108
L.2	<u>MURO DI PROLUNGAMENTO A MONTE DELLA ZONA DI PARATOIE/IMBOCCO – M5</u> .....	108
L.3	<u>PLATEA DI FONDAZIONE – P1</u> .....	111
L.4	<u>MICROPALI</u> .....	114
L.5	<u>TIRANTI</u> .....	120
L.6	<u>CANALE SGHIAITORE</u> .....	124
<b>M</b>	<b>VERIFICA PORTANZA E CEDIMENTI IN FONDAZIONE</b> .....	<b>125</b>
M.1	<u>VERIFICA PORTANZA</u> .....	126
M.2	<u>VERIFICA CEDIMENTI</u> .....	136
<b>N</b>	<b>VERIFICHE DI SIFONAMENTO E GALLEGGIAMENTO</b> .....	<b>139</b>
<b>O</b>	<b>SPOSTAMENTI STRUTTURE</b> .....	<b>139</b>
<b>P</b>	<b>VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLD)</b> .....	<b>139</b>
<b>Q</b>	<b>SCALA DI RISALITA PESCI</b> .....	<b>140</b>
<b>R</b>	<b>TOLLERANZE</b> .....	<b>140</b>
<b>S</b>	<b>DURABILITA', CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI MINIMI</b> .....	<b>141</b>
S.1	<u>CLASSI DI ESPOSIZIONE</u> .....	141
S.2	<u>PRESCRIZIONI DEL COPRIFERRO</u> .....	141
S.3	<u>PRESCRIZIONI GENERALI IN MERITO ALLA DURABILITA'</u> .....	142
<b>T</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITA' E SIFONAMENTO BRIGLIA</b> .....	<b>142</b>
<b>U</b>	<b>DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE FASI REALIZZATIVE DI SCAVO</b> .....	<b>143</b>
<b>V</b>	<b>NOTE RELATIVE ALLA MODELLAZIONE GENERALE E ALLE AZIONI</b> .....	<b>143</b>
<b>W</b>	<b>NOTE CONCLUSIVE GENERALI DI CARATTERE STRUTTURALE</b> .....	<b>144</b>
<b>X</b>	<b>CONCLUSIONI</b> .....	<b>146</b>



## **A PREMESSA**

---

La presente relazione tecnica ha per oggetto la progettazione esecutiva, relativa alla realizzazione di un impianto idroelettrico ad acqua fluente per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile sul fiume Sieve in corrispondenza della briglia denominata "San Francesco" sita in Pontassieve a cavallo dei Comuni di Pontassieve e Pelago (FI), per conto della società RE-PARTNER srl.

La briglia in esame è posta lungo il corso del Fiume Sieve, nell'area denominata briglia di San Francesco, posta nell'abitato di Pontassieve.

La presente relazione di calcolo è da considerarsi esecutiva e riporta le analisi relative alle azioni agenti sulle strutture, le considerazioni generali riferite all'inserimento ed innesto dei locali macchina nel corpo della traversa.

L'obiettivo della presente relazione è quello di illustrare le ipotesi generali poste alla base del calcolo, i metodi di analisi seguiti, le modellazioni strutturali effettuate e la sintesi dei risultati ottenuti. Nell'ambito della progettazione esecutiva sono stati eseguiti i calcoli necessari per il predimensionamento delle opere in progetto finalizzati ai dimensionamenti ed alle rappresentazioni grafiche esecutive degli elementi strutturali.

In particolare, oggetto della presente risultano le seguenti lavorazioni:

- Strutture relative al corpo centrale e opere accessorie varie significative;
- Rifacimento porzione briglia oggetto di degrado.

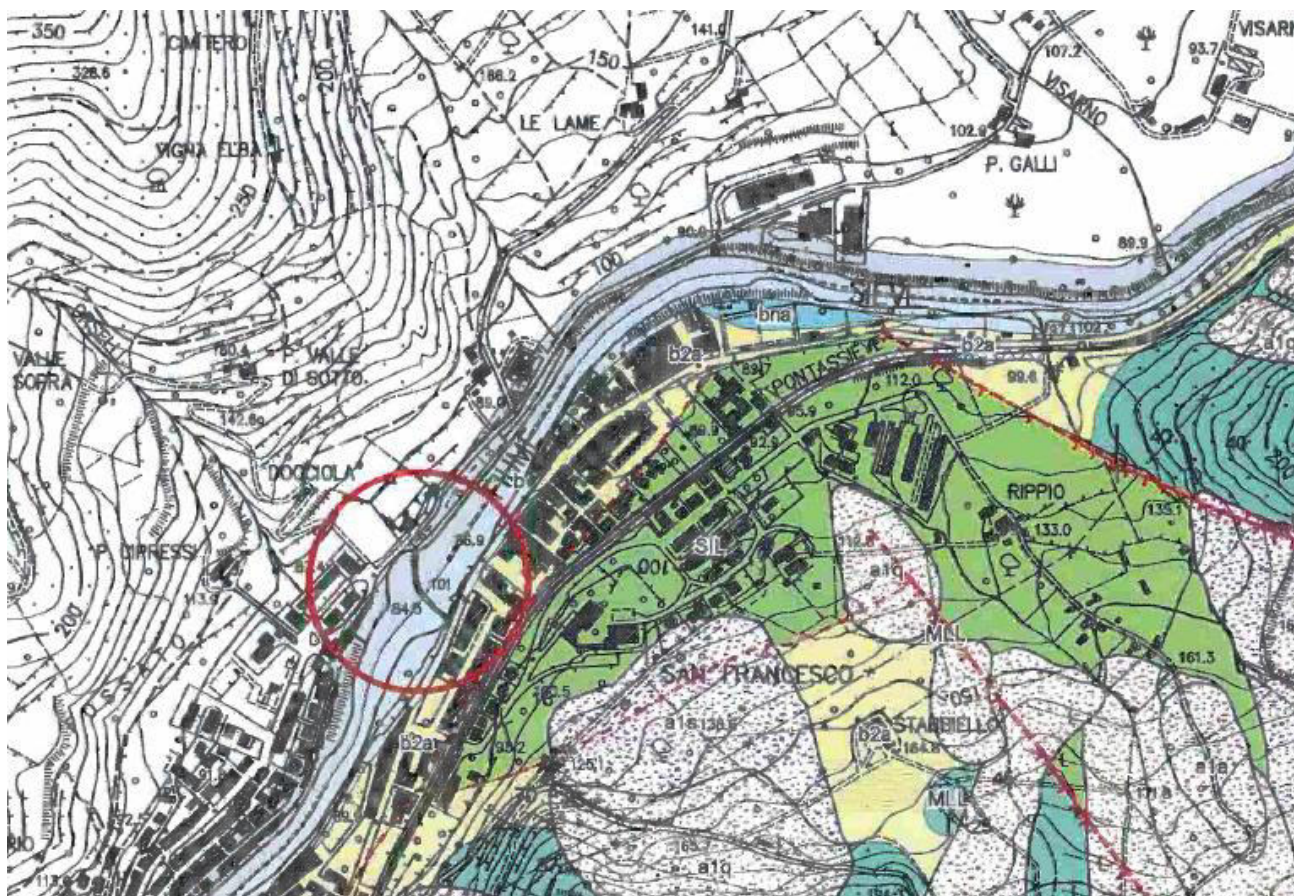
Si fa notare che la struttura è molto massiccia e presenta zone di getto molto ampie, per cui le strutture che la compongono possono essere dimensionati e verificati, per semplicità, pressoché in modo separato come riportato ai punti riportati nel seguito. Il modello generale della centrale sarà realizzato con lo scopo di avere un riscontro sulle valutazioni eseguite separatamente per ogni membratura significativa.

## **B DESCRIZIONE GENERALE DEI LUOGHI E DELL'OPERA IN PROGETTO**

---

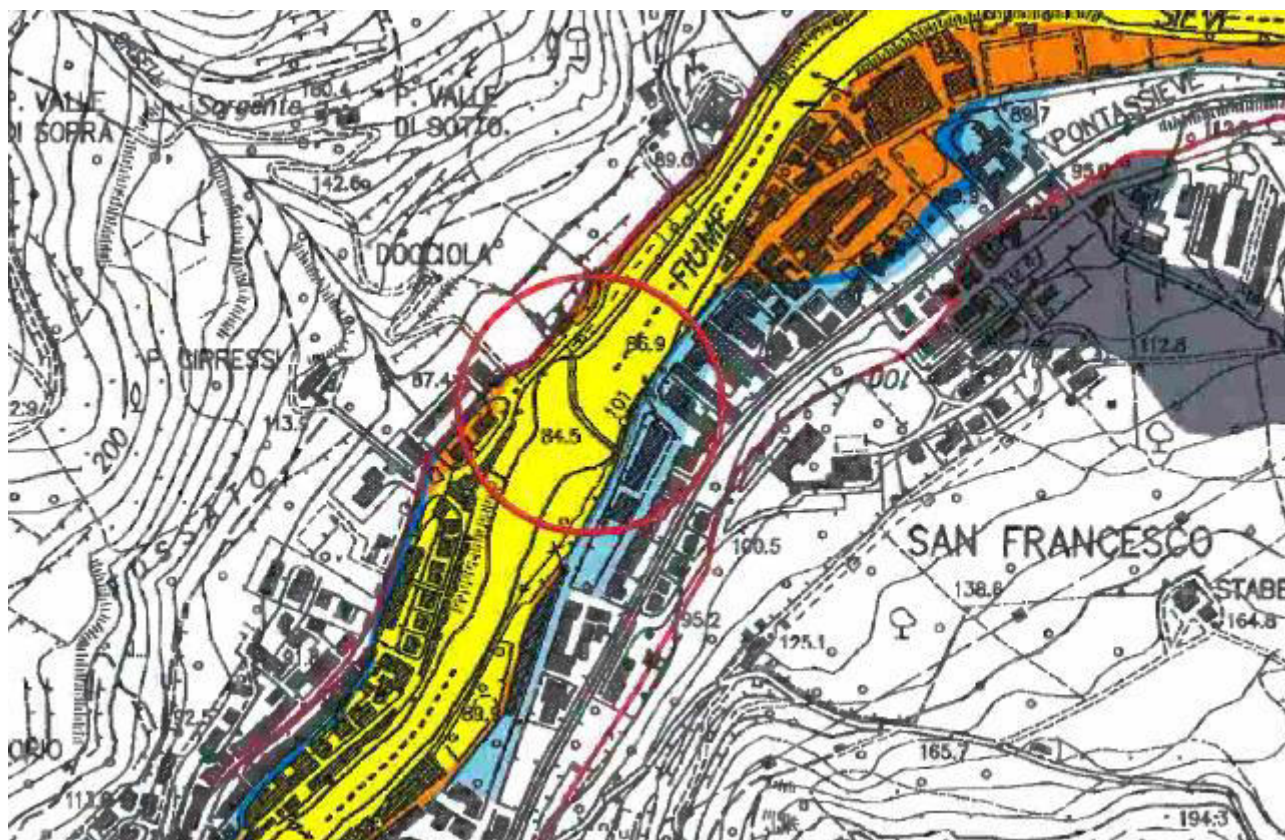
Il progetto in esame prevede l'inserimento di un locale tecnico per l'alloggiamento di turbine necessarie alla realizzazione di impianto idroelettrico. Tale intervento verrà realizzato in corrispondenza della traversa/briglia esistente con inserimento di locale in C.A. semi-interrato, a parziale interferenza con il corpo della briglia, il tutto come meglio evidenziato nelle relazioni e allegati grafici allegati alla presente.

Nel seguito si riportano le mappe con individuazione delle briglia in oggetto e alcuni stralci cartografici o fotografici.

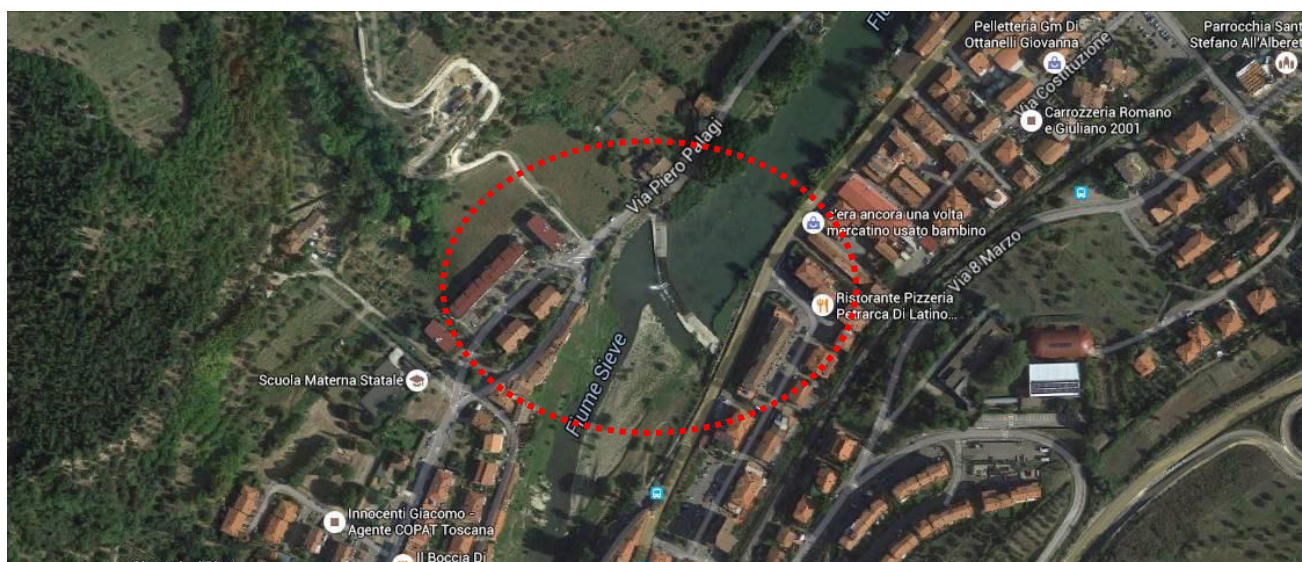


Individuazione area di intervento.





Individuazione area di intervento.



Individuazione briglia.





Vista della briglia allo stato attuale.



Vista della viabilità del parco fluviale a accesso alla briglia.





Vista sponda sinistra.

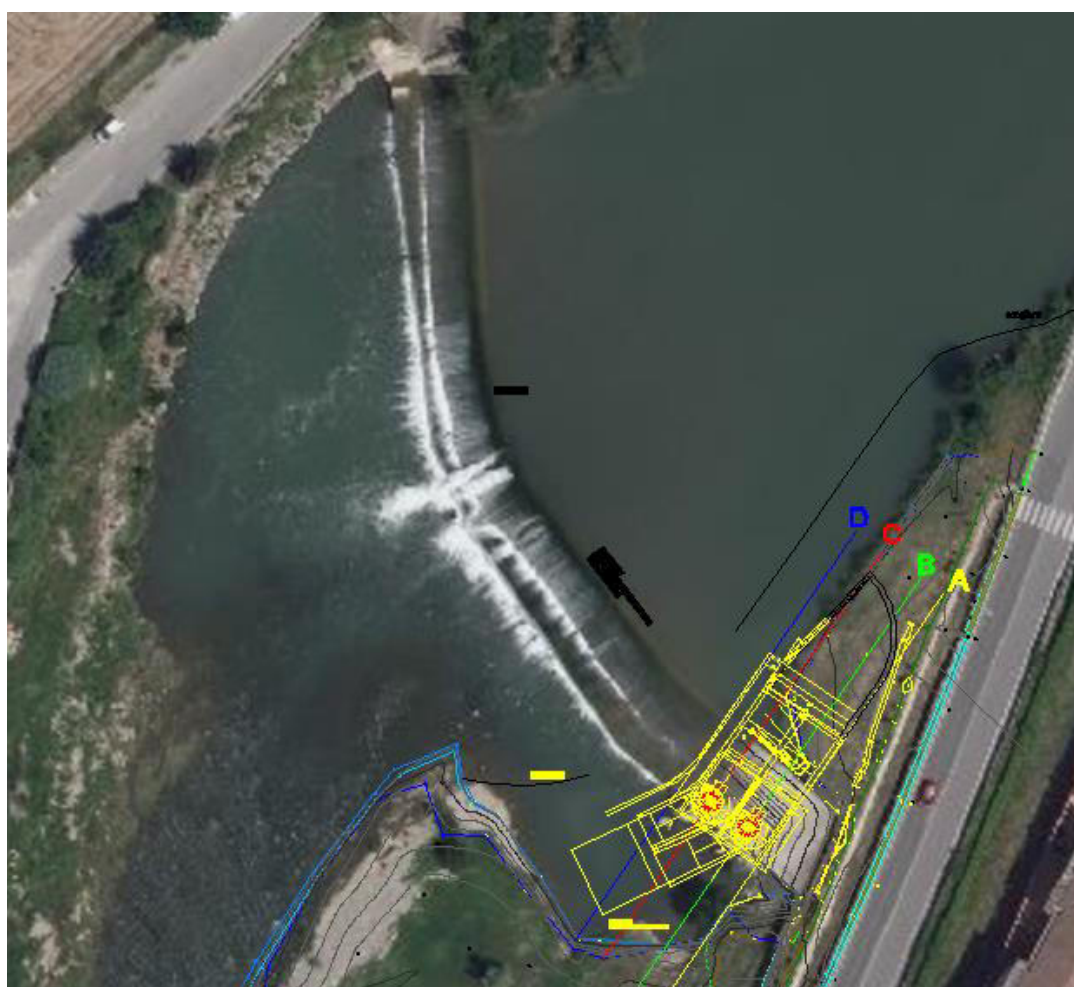


Vista sponda sinistra a valle della briglia.

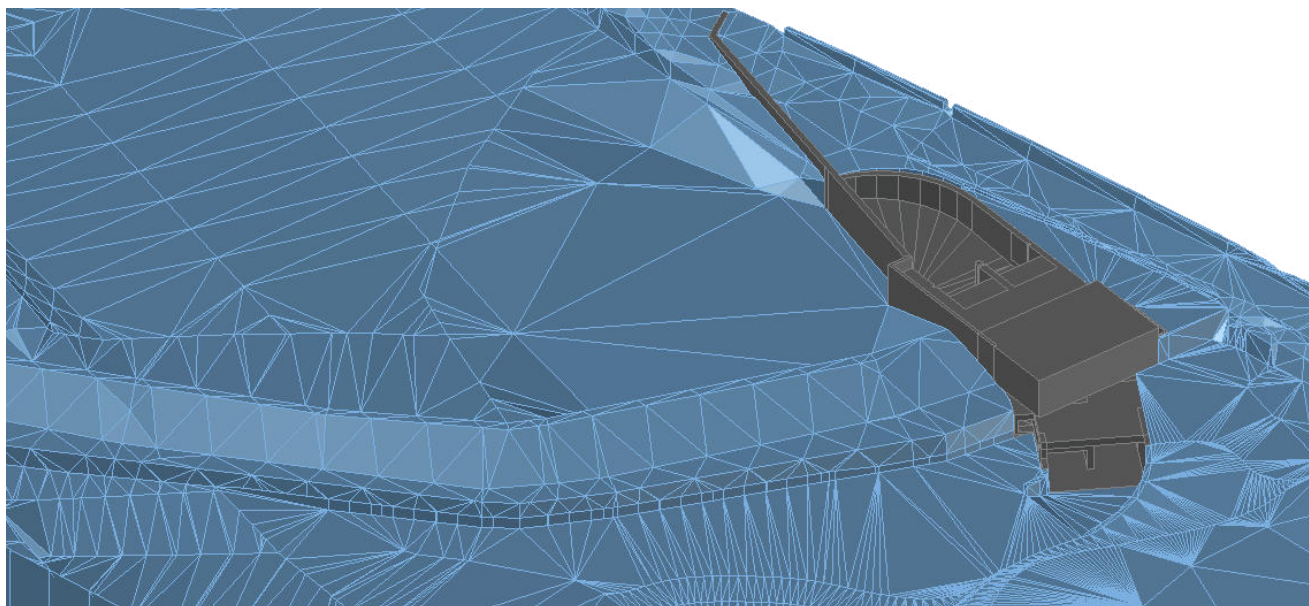




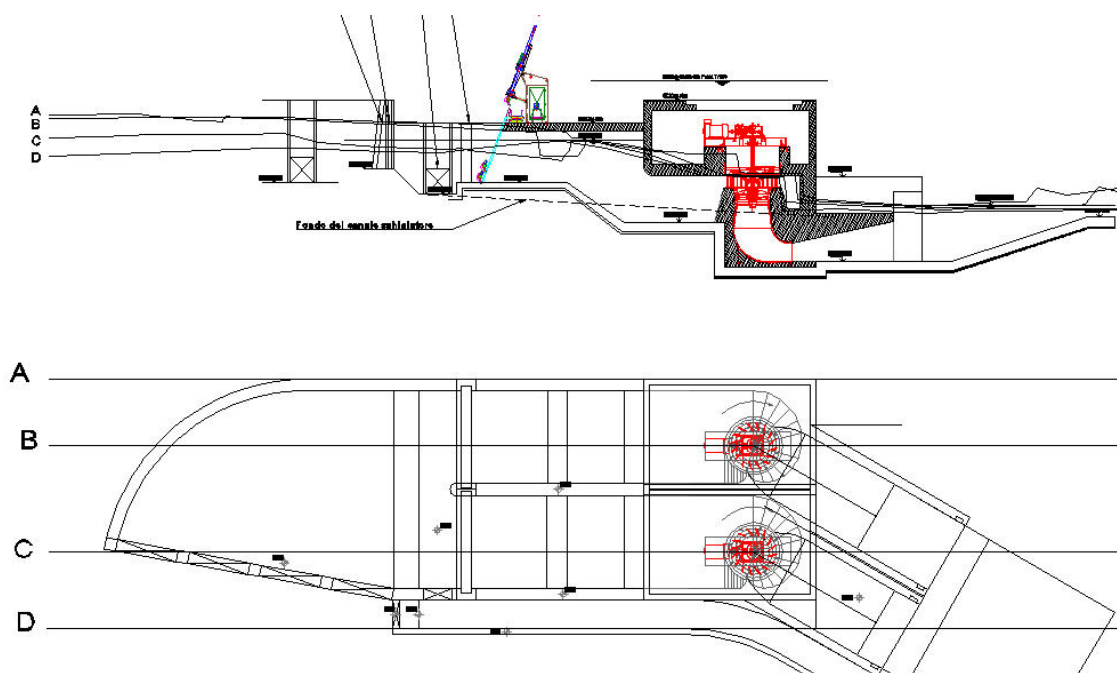
Vista della spalla in C.A. della briglia su lato sinistro, ove verrà inserito il corpo del locale macchina.



Planimetria con inserimento impianto.



Individuazione inserimento 3D dell'impianto.



Schema tipico indicativo dell'impianto.

## C DATI GEOLOGICI GENERALI

Si veda quanto riportato nelle relazione geologiche allegate a firma del geologo incaricato.



### 3.3 – Caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni

Le indagini eseguite in situ e le fonti bibliografiche a nostra disposizione hanno permesso di attribuire i seguenti parametri geotecnici agli orizzonti sopra definiti, in termini di valori caratteristici come indicato nelle nuove NTC (6.2.2).

Orizzonte	Litologia	PROFONDITA' (m)	$\phi'$ (°)	$C_u$ (kPa)	$c'$ (kPa)	$E'$ (kPa)	$\gamma$ (kN/mc)
1	Depositi alluvionali dotati di scadenti caratteristiche geotecniche (limi sabbiosi e/o argillosi)	0,0 ÷ 1,5/3,0	24°	(20)	5	2.000	18,5
2	Depositi alluvionali dotati di medio-basse caratteristiche geotecniche (sabbie e ghiaie)	1,5/3,0 ÷ 4,0/6,0	28°	0	5	5.800	18,5
3	Substrato roccioso riferibile alle argilliti e siltiti della Formazione di Sillano.	4,0/6,0 ÷ rif.	26°	200	40	35.000	20,0

dove:

$\phi'$ = angolo di attrito

$c'$ = coesione in condizioni drenate

$E_d$ = modulo edometrico

$C_u$ = coesione non drenata

$\gamma$ = peso di volume del terreno

Dal profilo sismico ricavato con la prova MASW si osserva un evidente contrasto di velocità tra la copertura alluvionale (con spessore di circa 5-7 m e  $V_s < 360$  m/s) ed il substrato roccioso con  $V_s > 800$  m/s.

Questo assetto classifica il suolo di fondazione in **categoria "E"**.

"Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con  $V_{s30} > 800$  m/s)."

Inoltre è bene sottolineare che i depositi alluvionali presenti nell'area, a granulometria eterogenea, poco addensati, suscettibili di densificazione, possono dar luogo a fenomeni di cedimenti e cedimenti differenziali.

N.B.: La suscettibilità ai cedimenti di tipo differenziale verrà scongiurata utilizzando i micropali di sezionamento delle strutture preesistenti (con funzione anche di stabilizzazione dei fronti di scavo) quali elementi di appoggi, limitando le problematiche di cedimento evidenziate.



Categoria di sottosuolo **E**

Coefficiente di amplificazione stratigrafica  $SS= 1,60$  (tabella 3.2.V -NTC)

Coefficiente di amplificazione topografica  $ST= 1,10$  (tabella 3.2.VI -NTC per categoria topografica T1 in tabella 3.2.IV)

Partendo dunque dai seguenti dati relativi alla costruzione in oggetto:

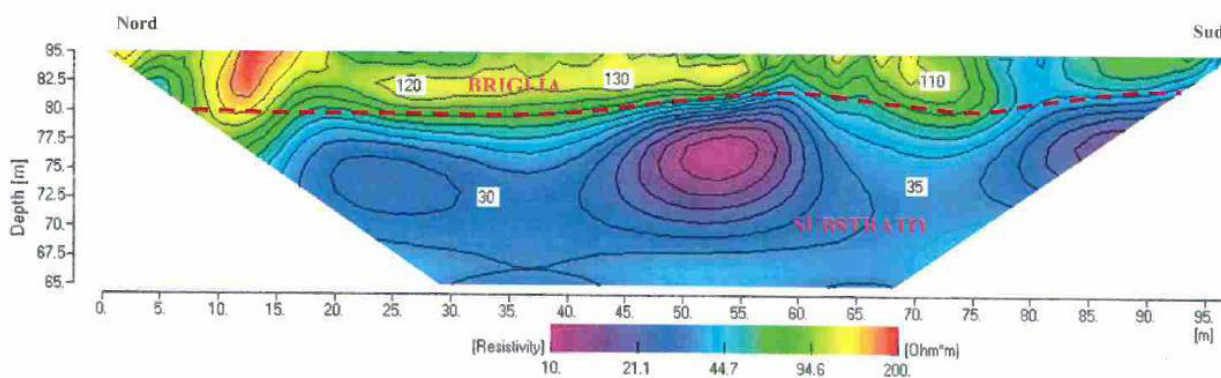
Tipo di costruzione	2
Vita nominale VN	$\geq 50$ anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso Cu	1,0
Vita o periodo di riferimento $VR=VN \times Cu$	$\geq 50$ anni



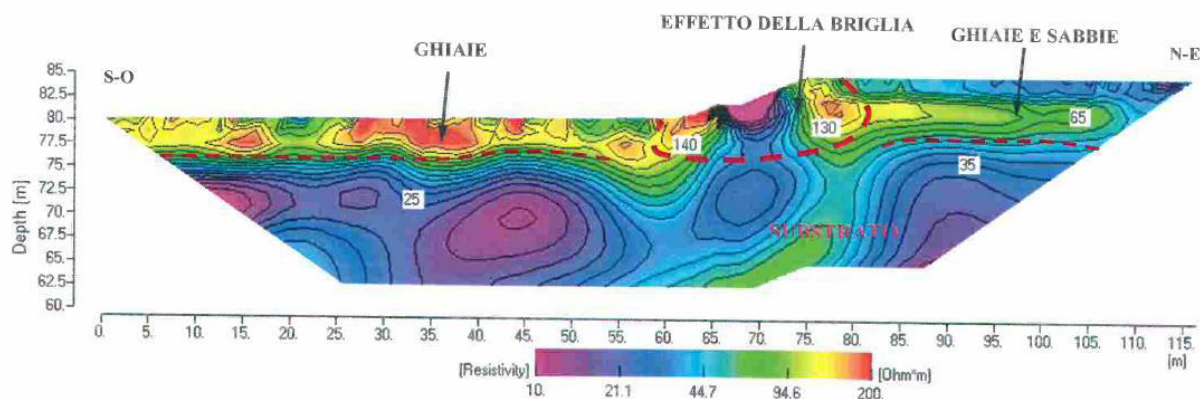
Ubicazione delle indagini

**P:** Prove penetrometriche statiche/dinamiche  
**ERT:** Tomografia elettrica  
**MASW:** Stendimento sismico MASW  
**H/V:** Misura a stazione singola H/V

ERT 1



ERT 2



Per ogni dettaglio si rimanda totalmente alla citata relazione geologica, di cui la presente rappresenta un stralcio sintetico e non esaustivo.

## D DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA IN PROGETTO E MODALITA' ESECUTIVE

Nel seguito si riporta l'elenco delle lavorazioni necessarie alla realizzazione delle opere in progetto:

1. Inserimento e realizzazione nel corpo dell'attuale briglia di locali tecnici in C.A. in inserimento delle turbine, complete delle opere accessorie necessarie e idonei agganci alla struttura preesistente della briglia, in corrispondenza della sponda sinistra del Fiume Sieve.

**Non è previsto il rifacimento o la ristrutturazione dell'attuale briglia che verrà mantenuta nel suo stato attuale: ovviamente l'inserimento dei locali macchina comportano il taglio in riva destra della briglia e l'inserimento delle strutture in C.A. previste; si prevede quindi di realizzare le strutture della centrale su fondazioni dirette e su micropali in corrispondenza dei maggior pesi e della intersezione con il corpo briglia; tali fondazioni profonde (tipo micropali) saranno agganciate al substrato roccioso conformate sia in verticale che inclinate in modo da supportare e ancorare orizzontalmente in modo del tutto efficace le nuove strutture. A tali strutture verrà poi realizzato l'aggancio mediante inghisaggi e prese idonee al corpo della briglia in modo da ristabilire l'originaria continuità della stessa.**

Ogni opera provvisoria (scogliere e rilevati o eventuali elementi tipo palancola qualora inseribili) necessaria alla realizzazione delle opere in progetto verrà completamente rimossa a fine lavori e ripristinati i luoghi nella loro condizione iniziale, e non saranno oggetto di particolari verifiche di tipo strutturali.

2. Rifacimento di una porzione modesta e superficiale presente nella zona centrale della briglia, con demolizione superficiale e ripulitura dalle porzioni di cls ammalorato e completamento con inghisaggi e getto in cls idoneo della porzione mancante.

\*\*\*

I locali che accoglieranno le turbine idroelettriche saranno realizzati interamente in C.A. su fondazioni dirette e/o profonde, in modo da supportare ed agganciare in modo efficace quanto in progetto agli strati di terreno più profondi e al substrato roccioso.

In particolare le strutture di fondazione delle nuove strutture in genere saranno realizzati con platee in C.A. sostenute da micropali.

Le opere in C.A. in corrispondenza della traversa, saranno realizzate dopo aver completato l'isolamento dell'area di lavorazione dall'ambiente idrico del corso d'acqua secondo le modalità tipiche indicate negli elaborati relativi alle fasi di lavorazioni e cantierizzazione. Tali vani di alloggiamento delle macchine saranno realizzati integrandoli nella sagoma della briglia in modo da minimizzare l'introduzione di nuovi ingombri fuori terra, secondo quanto meglio indicato nel progetto architettonico.

Una volta ultimati i getti, i manufatti saranno rivestiti con idoneo materiale (muratura in pietrame) per favorirne l'integrazione nel contesto territoriale.

Saranno presente anche alcune botole e vani di accesso ai locali progettati per essere a tenuta stagna in caso di piena.

**N.B.: I locali in C.A. di nuovo inserimento saranno ben fondati (micropali) e connessi anche al corpo della briglia, sezionata parzialmente dall'inserimento degli stessi, in modo da ristabilire le condizioni iniziali di stabilità della briglia stessa.**

**Non avendo a disposizione saggi e una esaustiva geometria del corpo briglia soprattutto in profondità, in fase esecutiva e di demolizione parziale della traversa si provvederà, oltre a quanto riportato in precedenza e in base alle evidenze di cantiere, a sotto-fondare e consolidare l'opera idraulica esistente e apportare tutte le varianti strutturali che saranno necessarie a seguito delle evidenze di cantiere, provvedendo a elaborare variante a quanto indicato nel presente progetto.**

Per la realizzazione delle opere in progetto, con particolare riferimento al locale tecnico che accoglierà le turbine, si evidenzia la necessità di eseguire alcune opere di deviazione provvisoria e contenimento del corso d'acqua mediante realizzazione di piste provvisorie per il raggiungimento delle aree operative da parte dei mezzi necessari e la realizzazione anche in più fasi di schermature con arginature provvisorie mediante realizzazione di scogliera e rilevato da porsi mediamente ad una quota di circa un metro al di sopra del pelo dell'acqua tipico del periodo operativo; tali rilevati provvisori saranno implementati qualora necessario da infissione di palancolati o realizzazioni di porzioni di berlinesi di micropali.

Gli aspetti relativi alle fasi di lavoro, allo studio delle eventuali interferenze, alle verifiche strutturali degli elementi provvisori saranno oggetto di puntuale valutazione esecutiva in fase di stesura del progetto esecutivo di dettaglio e di redazione del PSC, alle quali si rimanda totalmente.

Al fine di mantenere l'area dei lavori all'asciutto, una volta realizzati i diaframmi, saranno previsti sistemi wellpoint o similari per l'emungimento dell'acqua in eccesso nelle zone di lavorazione.

Per ogni dato relativo alla descrizione della lavorazioni in merito alla mitigazione dei rischi e alle modalità di realizzazione delle opere provvisorie e della aree di cantiere necessarie, si rimanda totalmente a quanto riportato negli elaborati relativi alla fasi di cantiere e al PSC redatto da altro professionista incaricato.

---

## **E CRITERI GENERALI DI ANALISI**

---

### **E.1 VITA NOMINALE**

La vita nominale (VN) di questa opera strutturale, cioè il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata è:

$VN \geq 50$  anni

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	100

## E.2 CLASSE D'USO

In merito alla classe d'uso, cioè in riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso della presente struttura in presenza di azioni sismiche, la struttura oggetto della presente relazione può essere considerata di classe II.

CLASSE D'USO: II.

CLASSI D'USO	$T_c^*$ [s]
<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<i>Classe II</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
<i>Classe III</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso
<i>Classe IV</i>	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.

## E.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su questa costruzione sono state valutate in relazione ad un periodo di riferimento (VR) dedotto dal prodotto della vita nominale (VN) per un coefficiente d'uso (CU).

CLASSI D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0.7	1.0	1.5	2.0



Il coefficiente d'uso (CU) è dedotto, al variare della "classe d'uso", dalla tab.2.4.II del D.M 14.01.2008. Nel caso in esame (CU) risulta pari a 1,0. Quindi:  $VR = VN \cdot CU = 50 \cdot 1,0 = 50$  anni.  $VR = 50$  anni.

#### **E.4 TIPO DI ANALISI SVOLTA**

All'analisi dinamica modale viene associato lo spettro di risposta di progetto applicato al modello tridimensionale del fabbricato. Sono stati considerati un numero di modi la cui massa partecipante totale è superiore all'85%. In particolare si è considerato tutti i modi meglio evidenziati nei fascicoli di calcolo allegati.

Le componenti dell'azione sismica sono considerate agenti simultaneamente; nel caso in esame, di analisi lineare modale, i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente sono combinate sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

Vista la consistenza e geometria del fabbricato in oggetto, il tipo di analisi svolta è un'analisi sismica dinamica lineare allo Stato Limite secondo le indicazioni metodologie di calcolo e verifica riportate nell'NTC2008: si veda quanto indicato ai punti seguenti.

#### **E.5 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI**

Nel seguito vengono indicate le caratteristiche principali del codice di calcolo utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni e degli spostamenti.

Codici utilizzati:

- Solutore XFINEST ver 2016 Non Lineare. Solutore FEM non lineare prodotto da CEAS – Centro di Analisi Strutturale, Viale Giustiniano, 10 – Milano.
- Pre e Post processore - MODEST ver. 8.12 – Rev. 8 – Dicembre 2016. Cod. utente 7062. Produttore e Distributore: Tecnisoft sas (Prato). Tale software non è di fatto il solutore ma semplicemente un pre e post-processore con il quale definire la geometria e rileggere i risultati del calcolo FEM eseguito dal codice di calcolo vero e proprio indicato in precedenza.

#### **E.6 AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI**

Il sottoscritto progettista ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software di cui al punto precedente per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico (si veda "Manuale di Validazione" specifico per ogni codice). Tale documentazione, fornita dal produttore e distributore del software in oggetto, comprendente il "Manuale Teorico", il "Manuale di Validazione": tali documentazioni contengono esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi

d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali sono stati forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

#### **E.7 VALIDAZIONE DEI CODICI**

Per una sommaria validazione dei codici sono stati eseguiti alcuni controlli manuali o semi-manuali per verificare, ad esempio, le azioni massime di taglio agenti su alcuni maschi murari più significativi, trovando una buona corrispondenza tra i valori.

#### **E.8 MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI**

L'esito delle elaborazioni ritenute più significative per il caso in esame è stato sintetizzato in disegni e schemi grafici contenenti, almeno per le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione o delle componenti degli sforzi, i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni dei carichi considerate, ed eventualmente gli schemi grafici con la rappresentazione dei carichi applicati e delle corrispondenti reazioni vincolari. Di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici, sono stati evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici e le unità di misura di questi nei punti o nelle sezioni significative ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza: il tutto è stato riportato negli allegati alla presente.

#### **E.9 INFORMAZIONE GENERALI SULL'ELABORAZIONE**

A valle dell'esposizione dei risultati sono state riportate anche informazioni generali riguardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati, nonché una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello, così come sintetizzato nel seguito. Il calcolo delle sollecitazioni negli elementi orizzontali e verticali in elevazione è stato eseguito dal calcolatore con controlli di tipo manuale.

#### **E.10 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI**

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consiste nel semplice confronto dei risultati prodotti con il calcolo automatico, con i risultati di semplici calcoli, di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati in fase di prima definizione della struttura.

Si ritiene alla luce di quanto indicato ai punti precedenti che i risultati siano del tutto accettabili.

### **E.11 METODO DI ANALISI**

Per l'analisi strutturale volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si utilizza il metodo di analisi elastica lineare sia per gli stati limite di esercizio che per gli stati limite ultimi.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi sono state effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi ai vari materiali utilizzati (prescindendo dalla presenza di eventuale armatura negli elementi in c.a.);
- relazioni tensione-deformazione lineari;
- valori medi del modulo di elasticità ( $E_{cm}$ ).

### **E.12 NON LINEARITÀ GEOMETRICHE**

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore  $\theta$  appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti  $\theta = P \cdot dr / (V \cdot h) \leq 0.10$

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame, dr è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante; V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame; h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante. Il valore di tale coefficiente risulta nettamente inferiore a 0,10 per cui non è necessario considerare gli effetti delle non linearità geometriche.

### **E.1 DIMENSIONAMENTI PRELIMINARI**

Vista la forma piuttosto compatta e massiccia delle strutture e la poca suscettibilità nei confronti delle azioni sismiche, nel seguito, oltre a modellare il fabbricato locale macchina nella sua interezza, si sono estrapolati alcuni elementi significativi, quali muri in c.a. verticali e solette di piano, nonché alcuni telai significativa in corrispondenza delle paratoie in modo da dimensionare, per semplicità operativa, in modo separato ogni entità, con funzione di dimensionamento iniziale e verifica delle sollecitazioni presenti nel modello generale.

Tali elementi sono del tutto tipici e i risultati locali delle verifiche manuali o semi-automatiche eseguite saranno verificate in fase di modellazione generale dell'opera.

Per ogni dettaglio si veda quanto riportato ai punti specifici riportati nel seguito.

### **E.2 MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE**



Ogni elemento/membratura considerata nel seguito, è stata modellata secondo la geometria effettiva riscontrabile nel progetto secondo quanto riportato nel seguito nei punti specifici relativi ad ogni elemento significativo.

Si vedano, per ogni dettaglio, i punti relativi ad ogni membratura e i fascicoli di calcolo allegati.

### **E.3      EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI**

Per valutare gli effetti delle deformazioni è stata effettuata un'analisi del primo ordine; gli effetti del secondo ordine sono stati trascurati.

### **E.4      INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA**

Per valutare le interazioni tra terreno-struttura si è utilizzato in alcuni casi e per elementi su suolo elastico (alla winkler).

Il vincolo elastico è atto a simulare il comportamento del suolo secondo il modello Winkler, definito tramite il coefficiente di sottofondo. Con tale elemento è stato modellato il sistema di fondazione (platea).

In ogni caso il coefficiente di sottofondo è stato stimato facendo riferimento a quanto indicato nella relazione geologico-geotecnica, e alla effettiva stratigrafia introdotta nel modello.

Facendo calcolare in automatico dal programma le costanti di sottofondo  $k_t$ , si ottengono valori diversificati per posizione della platea di fondazione e relative dimensioni in pianta.

Nel seguito si riportano i parametri geotecnici e spessori rappresentativi della stratigrafia media posta al di sotto del piano medio della fondazione della zona centrale, più rappresentativa dell'installazione.

Gli strati significativi risultano lo strato 2 e 3 (anche se in alcuni casi lo strato 3 potrà essere affiorante, anche per tutta l'installazione)

Calcolo parametri geotecnici rappresentativi					
	(°)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(kN/mc)
Strato	$\phi$	cu	c'	E'	$\gamma$
2	28	0	5	5800	18.5
2	26	20	5	5000	18.5
2	27	0	0	5800	18.5
med.:	<b>27</b>	<b>6.7</b>	<b>3.3</b>	<b>5533</b>	<b>18.5</b>
Strato	$\phi$	cu	c'	E'	$\gamma$
3	26	200	40	35000	20
3	26	200	40	35000	20
3	30	200	40	35000	20
med.:	<b>27.3</b>	<b>200</b>	<b>40</b>	<b>35000</b>	<b>20</b>

Le altezze medie dei due strati (2 e 3) possono essere considerati:

Spessore medio dello strato 2:  $s_2 = 1,75 \text{ m}$

Spessore medio dello strato 3:  $s_3 = 10,00 \text{ m}$  (o indefinito)

Dalle valutazioni relative ad una porzione significativa di platea di dimensioni 22x12 m, si ottiene:

Platea impostata sullo strato 2:  $k_t = 0,22 \text{ daN/cm}^2$

Platea impostata sullo strato 3:  $k_t = 0,44 \text{ daN/cm}^2$

Tali valori risultano del tutto cautelativi. In alcuni casi le valutazioni di K possono essere fuorvianti poiché la fondazione del fabbricato può risultare direttamente interferente con il substrato roccioso con valori molto superiori del modulo.

Per ogni altro dato di tipo geologico o geotecnico si è utilizzato i dati della relazione geologico-geotecnica allegata alla presente, eventualmente riportati nei fascicoli di calcolo allegati.

#### **E.5 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI E COMBINAZIONI**

Ai fini delle verifiche degli stati limite si sono utilizzate le combinazioni delle azioni seguenti secondo le indicazioni del punto 2.5.3 della norma 14 gennaio 2008:

Combinazione fondamentale (SLU):  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

Combinazione caratteristica (rara) (SLE):  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

Combinazione frequente (SLE):  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Combinazione quasi permanente (SLE):  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Combinazione sismica:  $E+G_1 + G_2 +P+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}+ \dots$

Non sono state considerate combinazioni di tipo eccezionale, anche se l'evento di piena duecentennale può essere considerato di questo alla stessa stregua.

I valori dei coefficienti di combinazione sono dedotti dalla tabella 2.5.I della norma.

I valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU sono dedotti dalla tabella 2.6.I della norma.

Le combinazioni di carico inserite nel modello del fabbricato sono quelle ritenute più significative dal punto di vista strutturale; il tutto ovviamente a favore di sicurezza.

Per la descrizione delle condizioni di carico elementari (CCE) e delle combinazioni di carico (CC) considerate si veda quanto indicato nei fascicoli di calcolo allegati.

Nei fascicoli di calcolo allegati sono riportati tutti i dati relativi alle combinazioni di carico considerate.

## **E.6 METODI DI VERIFICA**

Per il progetto e la verifica delle strutture oggetto della presente relazione si è utilizzato il metodo di verifica degli stati limite, secondo le indicazioni fornite dal D.M. 14 Gennaio 2008, andando a considerare lo SLU, SLE, SLV e SLD, secondo quanto meglio indicato nel fascicolo allegato.

## **E.7 SCELTA DEL PIANO DI INDAGINI GEOTECNICHE**

Le indagini geotecniche sono state programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e hanno riguardato il volume significativo, e hanno perciò permesso la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni sono stati ottenuti, nel rispetto delle norme vigenti, mediante l'interpretazione dei risultati di prove e misure eseguite in sito dal geologo incaricato dalla committenza.

Per ogni altro dettaglio in merito si veda quanto riportato nella relazione geologica redatta dal Geologo incaricato direttamente dalla Committenza.

Si rimanda, in ogni caso alle fasi esecutive, ogni valutazione in merito a eventuali approfondimento che dovessero essere necessari a seguito delle lavorazioni.

---

## **F CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI**

---

### **F.1 CONGLOMERATO PER MAGRONE**

Si riporta di seguito a titolo esemplificativo le caratteristiche assunte per il c.l.s. utilizzato nella struttura in esame quale magrone di sottofondazione.

I getti di conglomerato cementizio non armato per sottofondi saranno realizzati con calcestruzzo magro avente i seguenti requisiti:

Calcestruzzo per magroni e riempimenti: C12/15 (senza funzioni strutturali).

## **F.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO STRUTTURALE**

Si riporta di seguito a titolo esemplificativo le caratteristiche assunte per il c.l.s. utilizzato nella struttura in fondazione ed elevazione in esame.

Le strutture in calcestruzzo saranno realizzate con conglomerato cementizio normale confezionato con aggregati di peso normale. Ai sensi della norma UNI 9858-ENV 206, l'impasto di cls dovrà avere prestazioni garantite.

Il conglomerato strutturale normale per strutture di fondazione e elevazione verrà realizzato con cls avente le seguenti caratteristiche:

- classe di resistenza: C32/40 ( $R_{ck}$  min. 40 N/mm<sup>2</sup>)
- rapporto A/C max 0,50
- tipo di cemento: CEM Tipo I o II 42,5R (UNI EN 197)
- minimo contenuto in cemento: 340 kg/m<sup>3</sup>
- classe di consistenza: S4
- classe di esposizione: XC4
- diam. max inerti 25 mm (UNI EN 12620)
- aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo

Strutture in fondazione ed elevazione in genere:

XC4  $\Rightarrow$  classe minima di c.l.s.=C32/40

Copriferro: 40 mm

\*\*\*

*Resistenza a compressione (punto 11.2.10.1)*

*Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni:*

$$f_{ck}=0,83R_{ck}$$

*Resistenza media cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni*

$$f_{cm}=f_{ck}+8$$

*Resistenza di calcolo a compressione (punto 4.1.2.1.1.1):*

$$f_{cd}=\alpha_{cc}\cdot f_{ck}/\gamma_c$$

con:

$\alpha_{cc}=0,85$  rappresenta il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

=1,50 per spessori maggiori di 50mm;

=1,50/0,8=1,875 per elementi piani di spessore minore di 50mm;

Resistenza a trazione(punto 11.2.10.2)

Resistenza media a trazione:

Si assume come resistenza media a trazione semplice (assiale) il valore:

$$f_{ctm}=0,30 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione per il calcestruzzo C25/30 è assunto pari a:

$$f_{ctm}=1,2 \cdot f_{ctm} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

Resistenza caratteristica a trazione:

$$f_{ctk}=0,7 f_{ctm} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

Resistenza di calcolo a trazione (punto 4.1.2.1.1.2):  $f_{ctd}=f_{ctk}/\gamma_C$

con:

$\gamma_C$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

=1,50 per spessori maggiori di 50mm;

=1,50/0,8=1,875 per elementi piani di spessore minore di 50mm;

Modulo elastico:  $E_C=22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$

Coefficiente di Poisson:  $\nu=0,2$

Coefficiente di dilatazione termica:  $\alpha=10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Modulo elastico trasversale:  $G=E/[2 \cdot (1+\nu)]$

- peso di volume:	$\gamma_c =$	25,0	kN/m <sup>3</sup>
- resistenza cubica caratteristica:	$R_{ck} =$	40,0	MPa
- resistenza cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	33,2	MPa
- resistenza cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41,2	MPa
- coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1,5	MPa
- coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	MPa
- resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C =$	22,13	MPa
- resistenza di calcolo a compressione (r.l.d.):	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C =$	18,81	MPa
- resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,17	MPa
- resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1,45	MPa
- resistenza di calcolo a trazione per flessione:	$f_{ctd} = 1,2 f_{ctk} / \gamma_C =$	1,74	MPa
- modulo elastico istantaneo:	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0,3} =$	33643	MPa
- coefficiente di Poisson (in condizioni non fessurate):	$\nu_c =$	0,20	
- tensione limite nel conglomerato compresso (c.c. rara):	$0,60 f_{ck} =$	19,92	MPa
- tensione limite nel conglomerato compresso (c.c.q.p.):	$0,45 f_{ck} =$	14,94	MPa
- deformazione al limite di elastico:	$\epsilon_{c2} =$	0,20 %	
- deformazione al limite di rottura:	$\epsilon_{cu} =$	0,35 %	

Si fa presente che le strutture in oggetto risultano in quota parte sempre immerse, parti basse, mentre le restanti risultano fuori dal contatto con l'acqua ad eccezione nei casi di eventi di piena (ad esempio con riferimento a  $T_r=200$  anni) nei quali in battente d'acqua sommergere completamente le strutture.

Vista che tali elementi devono essere sostanzialmente impermeabili e non dovrebbero essere soggetti a fenomeni di lesionamento, fessurazione etc, per non inficiare il funzionamento degli impianti, si ritiene opportuno valutare l'utilizzo di cls con prestazioni speciali, relativo a calcestruzzi impermeabili per fondazioni e strutture verticali in ambiente umido o bagnato, secondo lo schema riportato nel seguito.

Tipo Prodotti	Dedicato per Fondazioni Impermeabili	Dedicato per Pareti Impermeabili	SU MISURA a ritiro moderato	SU MISURA con fumi di silice a ritiro moderato	SU MISURA con fumi di silice a basso ritiro
Codice Prodotti	HIM405B6 - HIM405C6	SVI405B6	ZT100247	ZT100248	ZT100249
Classe di Resistenza	C32/40				
Classe di Consistenza	S5				
Classi di Esposizione Ambientale coperte	XC1 XC2 XC3 XC4 – XD1 XD2 – XS1 – XA1 XA2 – XF1				
Dmax	20 o 32 mm	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm
a/c max	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Penetrazione max	40mm	40mm	30mm	20mm	15mm
Ritiro max	500um	500um	400um	400um	300um
Tipologia di getto	Fondazioni	Pareti e Solette	Tutte	Tutte	Tutte

### F.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Si prevede l'utilizzo di acciaio tipo: B450C, saldabile, dotato di Attestato di Qualificazione e caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura utilizzate nei calcoli:

$f_{y \text{ nom}}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t \text{ nom}}$	540 N/mm <sup>2</sup>

con:

$f_{y \text{ nom}}$  Tensione nominale di snervamento

$f_{t \text{ nom}}$  Tensione nominale di rottura

con il rispetto dei requisiti indicati in tabella 11.3.Ib D.M. 14.01.2008:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y, nom} (N/mm^2)$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t, nom} (N/mm^2)$	5.0
$(f_t / f_y)_k$	$\geq 1,15$ e $\leq 1,35$	10.0
$(f_t / f_{y, nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
per $\phi < 12mm$	4- $\phi$	4- $\phi$
per $12 \leq \phi \leq 16mm$	5- $\phi$	5- $\phi$
per $16 < \phi \leq 25mm$	8- $\phi$	8- $\phi$
per $25 < \phi \leq 40mm$	10- $\phi$	10- $\phi$

resistenza di calcolo dell'acciaio

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,3 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

con:

$\gamma_c = 1,50$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza, in cui:

$\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\phi \leq 32mm$ ;

$\eta = (132 - \phi) / 100 = 1,875$  per barre di diametro  $\phi > 32mm$ .

Nel caso in esame, si è utilizzato di barre di diametro ovunque minore di 32mm, quindi:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,79 = 4,03 \text{ N/mm}^2$$

⇒ quindi la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo seguente:

$$f_{bd} = 4,03 / 1,50 = 2,68 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{valida ad esclusione del caso successivo});$$

$$f_{bd} = (4,03 / 1,50) / 1,5 = 1,79 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per armature molto addensate o in zone di c.l.s. tesoro.}$$

- peso di volume:  $\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$
- modulo di Young:  $E_s = 210000.0 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:  $\nu_s = 0.30$
- coefficiente di dilatazione termica:  $\alpha_s = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- coeff. parziale di sicurezza:  $\gamma_s = 1.15$
- tensione caratteristica nominale di snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$
- tensione tangenziale di aderenza acciaio-conglomerato cementizio di calcolo:
  - $f_{bd} = 2.25 \times f_{ctk} / \gamma_c = 2,32 \text{ N/mm}^2$
  - $f_{bd} = 2.25 \times f_{ctk} / \gamma_c = 2,68 \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di omogeneizzazione:  $n = 15$
- rapporto fra la tensione di snervamento di ogni provino e quella caratteristica del materiale:  $f_y / f_{y, nom} < 1.25$
- rapporto medio delle tensioni di rottura e di snervamento dei provini:  $(f_t / f_y)_{medio} > 1.15$

#### **F.4 ACCIAIO PER CARPENTERIA STRUTTURALE**

Gli elementi strutturali relativi agli inserti nel cls, strutture botole e porte stagne, elementi para-tronchi, etc. saranno realizzati con acciaio da carpenteria metallica tipo S355J2, di cui alle norme europee UNI EN 10025-2, comunque di valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento  $f_{yk}$  e di rottura  $f_{tk}$  non inferiori a quelle di seguito riportate:

*Tensione caratteristica di snervamento:*

$$f_{yk} (S355) = 355 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per } t \leq 40\text{mm} \quad (\text{profili e piastrame in genere})$$

con (t) spessore nominale dell'elemento in mm.

*Resistenza di calcolo:*

La resistenza di calcolo si pone:

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

dove:

$R_k$  è il valore caratteristico della resistenza della membratura, determinata dai valori caratteristici della resistenza dei materiali  $f_{yk}$  e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione;

$\gamma_M$  è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Per le verifiche condotte ed utilizzando acciai dal grado sopra specificato, si adottano i fattori parziali indicati in tabella:

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$

I valori nominali delle proprietà del materiale sono i seguenti:

*Modulo elastico normale:*  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

*Coefficiente di Poisson:*  $\nu = 0,3$

*Modulo elastico trasversale:*  $G = E/[2 \cdot (1+\nu)] = 80.769 \text{ N/mm}^2$

*Coefficiente di espansione lineare termica (per temperature fino a 100°C):*  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

*Peso specifico:*  $\rho = 7.850 \text{ Kg/m}^3$ .

Bulloni, barre e tasselli: classe 8.8.

Saldature a cordone d'angolo e c.p. 1° ctg.

#### **F.5 MICROPALI**

Diametro di trivellazione  $\leq$  di 300 mm;

Malta per micropali:  $R_{ck} \geq 25 \text{ Mpa}$   $a/c \leq 0,50$

Acciaio per armatura tubolare: S355J2



#### **F.6 BARRE DYWIDAG PER TIRANTI**

Barre tipo Dywidag diametro vario (D.32 mm), compreso accessori, dadi esagonali e piastrame (anche a cuneo) per ancoraggio su strutture metalliche (traversi di stabilizzazione eventuale delle berlinesi di micropali):

diametro nominale	qualità del acciaio	area sezione A A	carico di snervamento	carico ultimo
mm	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	kN	kN
16	BSt 500 S	201	101	111
20	BSt 500 S	314	157	173
25	BSt 500 S	491	246	270
28	BSt 500 S	616	308	339
32	BSt 500 S	804	402	442
40	BSt 500 S	1,257	628	691

#### **F.7 INGHISAGGI BARRE PER C.A. SU STRUTTURE IN CLS**

Le riprese di getto saranno realizzate con inghisaggi con resine per c.a. idonee tipo Hilti, Fischer o similari.

#### **F.8 INGHISAGGI BARRE PER C.A. SU ROCCIA O ALTRE STRUTTURE**

Idonea malta antiritiro tipo Emaco, Ancorrfix etc.

### **G CLASSI DI ESPOSIZIONE CONSIDERATE PER GLI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A. E COPRIFERRI MINIMI**

---

#### **G.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE**

Strutture in fondazione ed elevazione in genere: XC4  $\Rightarrow$  classe minima di c.l.s.=C32/40 Coprif.: 40 mm.

Si veda altre specifiche richieste in termini di contenimento della fessurazione (ritiro) e per prestazioni aggiuntive di incremento della permeabilità.

#### **G.2 CLASSI DI CONSISTENZA E DIAMETRO MASSIMO INERTI**

CLASSI DI CONSISTENZA e DIAMETRO MASSIMO INERTI

	Ø max inerte(mm)	consistenza
Strutture in fondazione ed elevazione:	20	S4-S5

Si veda in ogni caso anche quanto indicato negli elaborati grafici.

### **G.3    MESSA IN OPERA**

Si raccomanda di utilizzare casseforme di resistenza, rigidezza, tenuta e pulizia adeguate per ottenere superfici regolari e prive di difetti superficiali che possano incidere pesantemente sulla capacità del copriferro di proteggere le armature. Per quello che riguarda la messa in opera (tolleranze, giunzioni, assemblaggio) e piegatura (temperatura minima, diametro dei mandrini, ecc.) delle armature, occorre attenersi alle prescrizioni di norma. I lavori di preparazione ai getti dovranno essere completati, ispezionati e documentati come richiesto dalla classe di esecuzione. Le superfici che vengono a contatto con il calcestruzzo fresco non devono avere una temperatura inferiore a 0°C finchè questo abbia superato la resistenza a compressione di 5MPa. Il calcestruzzo deve essere idoneamente compattato in modo che le armature vengano adeguatamente incorporate nella matrice cementizia, l'elemento strutturale assuma la forma imposta dalle casseforme e la superficie del getto sia priva di difetti superficiali.

**Durata minima della stagionatura per la classe di stagionatura 2**

(corrispondente ad una resistenza della superficie del calcestruzzo pari al 35 % della resistenza caratteristica prescritta)

Temperatura superficiale del calcestruzzo (t) °C	Tempo minimo della stagionatura, giorni <sup>1)</sup>		
	Sviluppo della resistenza del calcestruzzo <sup>2) 4)</sup> $(f_{cm,2} / f_{cm,28}) = r$		
	Rapido $r \geq 0,50$	Medio $0,50 > r \geq 0,30$	Lento $0,30 > r \geq 0,15$
$t \geq 25$	<b>1,0</b>	<b>1,5</b>	<b>2,5</b>
$25 > t \geq 15$	<b>1,0</b>	<b>2,5</b>	<b>5</b>
$15 > t \geq 10$	<b>1,5</b>	<b>4</b>	<b>8</b>
$10 > t \geq 5$	<b>2,0</b>	<b>5</b>	<b>11</b>

**Durata minima della stagionatura per la classe di stagionatura 3**

(corrispondente ad una resistenza della superficie del calcestruzzo pari al 50 % della resistenza caratteristica prescritta)

$t \geq 25$	<b>1,5</b>	<b>2,5</b>	<b>3,5</b>
$25 > t \geq 15$	<b>2,0</b>	<b>4</b>	<b>7</b>
$15 > t \geq 10$	<b>2,5</b>	<b>7</b>	<b>12</b>
$10 > t \geq 5$	<b>3,5</b>	<b>9</b>	<b>18</b>

**Durata minima della stagionatura per la classe di stagionatura 4**

(corrispondente ad una resistenza della superficie del calcestruzzo pari al 70 % della resistenza caratteristica prescritta)

$t \geq 25$	<b>3</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
$25 > t \geq 15$	<b>5</b>	<b>9</b>	<b>12</b>
$15 > t \geq 10$	<b>7</b>	<b>13</b>	<b>21</b>
$10 > t \geq 5$	<b>9</b>	<b>18</b>	<b>30</b>

1) Più il tempo di presa se eccedente le 5 ore

2) Per temperature sotto i 5°C la durata dovrebbe essere prolungata della permanenza al di sotto di 5°C

3) Lo sviluppo della resistenza del calcestruzzo è il rapporto delle resistenze medie a compressione dopo 2 giorni e a 28 giorni determinate da prove iniziali o basata su prestazioni del calcestruzzo conosciute di composizione simile (vedi EN 206-1 sezione 7.2)

4) Per sviluppi della resistenza del calcestruzzo molto bassi, occorre dare le prescrizioni particolari nelle specifiche di esecuzione

5) Ammesso che il tempo di presa non superi 5h e la temperatura superficiale del calcestruzzo sia maggiore o uguale a 5°C.

## **G.1 ACCORTEZZE PER GETTI DI SPESSORE MAGGIORATO**

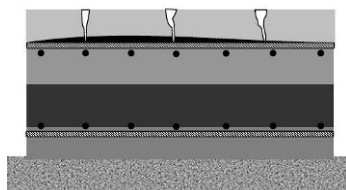
Nel progetto sono presenti alcuni getti di spessore notevole, che meritano una cura particolare; nel seguito si riportano alcune valutazioni preliminari in merito al getto di strutture massicce in C.A..

Nelle strutture di grande spessore, quali ad esempio le platee di fondazione e in alcuni muri o solette dei locali di alloggiamento delle turbine, a causa della modesta conducibilità termica del conglomerato (5,5-8 KJ/(mh°C)) gli strati più esterni del getto si comportano come materiale isolante impedendo la dissipazione verso l'esterno del calore sviluppato dovuta alla reazione di idratazione del cemento.

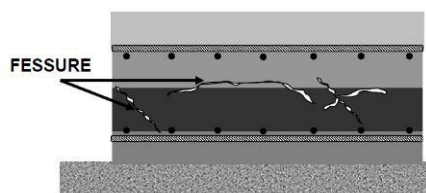
La disuniformità dei valori di temperatura all'interno degli elementi in cls di grande spessore è determinata dalla presenza degli strati corticali che dissipano una maggiore quantità di calore e per la ridotta conducibilità termica del cls, facendo sì che il nucleo non possa dissipare idoneamente il calore di idratazione.

Tali gradienti termici comportano la comparsa di quadri fessurativi che possono interessare la struttura già qualche ora dopo l'ultimazione dei getti.

Le lesioni si manifestano già il giorno successivo al getto e interessano l'elemento in cls per una profondità non superiore allo spessore del copriferro.



La fessurazione dei getti si può manifestare anche nella fase di raffreddamento.



Per evitare tali problematiche possono essere installate pannellature coibenti o più semplicemente, eseguiti i getti delle solette di maggior spessore, in più fasi, ed inserire se necessario armature fini di pelle che contrastino le trazioni responsabili delle fessurazioni.

Si rimanda, in ogni caso, alle fasi esecutive per ogni dettaglio in merito alla cura dei getti e alle armature secondarie anti-fessurazione, il tutto valutando la tipologia di cls che verrà utilizzata per i getti.

---

## H CRITERI GENERALI DI VERIFICA

---

Il calcolo delle sollecitazioni è stato eseguito a partire dal modello individuato e applicando principalmente i carichi indicati nella presente. Le verifiche sono state eseguite con i criteri indicati nel seguito ed in generale con le valutazioni tipiche degli stati limite in accordo con quanto riportato nella norma NTC2008, nel rispetto del metodo agli stati limite, verificando la strutture con riferimento agli SLV, SLD, SLU e SLE.

Si veda anche quanto riportato nel seguito e nei fascicoli di calcolo allegati.

---

## I RIFERIMENTI NORMATIVI

---

Nel seguito si riportano le normative ed istruzioni che sono state considerate nello sviluppo della progettazione.

- D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

- Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri - Nuova classificazione sismica (2003) e successive modifiche ed integrazioni.
- Circolare esplicativa D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Nuove Norme tecniche per le costruzioni" – NTC 2008.

## **J ANALISI DEI CARICHI**

---

Nel seguito si riportano le valutazioni necessarie al calcolo di tutti i carichi da attribuire alla struttura in oggetto.

I carichi utilizzati sono i massimi riscontrabili nelle installazioni in oggetto.

### **J.1 AZIONI SULLA COSTRUZIONE**

Per l'analisi delle azioni sulla costruzione si utilizza una classificazione secondo la variazione della loro intensità nel tempo, in accordo con il punto 2.5.1.3 del D.M. 14.01.2008. In particolare si riportano nel seguito le varie tipologie di carico agenti sul fabbricato in oggetto. Per ogni dettaglio si rimanda comunque a quanto indicato negli allegati alla presente.

### **J.2 PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI**

Del peso proprio delle strutture del progetto ne tiene conto, automaticamente, il programma di calcolo utilizzato per la modellazione della struttura. Nel nostro caso, è stato associato ad ogni elemento strutturale direttamente modellato un peso specifico di:

Elementi in conglomerato cementizio armato: 25,0 kN/mc

Elementi in acciaio: 78,5 kN/mc

Per ogni dettaglio si rimanda a quanto indicato nei fascicoli di calcolo allegati.

### **J.3 PERMANENTI PORTATI**

I permanenti sostanzialmente sono costituiti da:

- Carico perm. dovuto al rivestimento con pietra sp. 5 cm:  $p_1 = 0,05 \cdot 2200 = 110$  daN/mq.
- Carico perm. dovuto al rivestimento con pietra sp. 10 cm:  $p_1 = 0,05 \cdot 2200 = 220$  daN/mq.

Per ogni altro carico permanenti considerato si veda quanto riportato ai punti relativi ai dimensionamento delle membrature.

### **J.4 SPINTA DOVUTA AL TERRENO E DELLA FALDA, COMPRESI GLI EFFETTI SISMICI**

La forza di calcolo  $E_d$  è da considerare la risultante delle spinte statiche e dinamiche dovute al terreno alla presenza dell'acqua (o della falda).

La spinta totale di progetto  $E_d$  agente sulle pareti della struttura è data da:

$$E_d = 1/2 \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove

$H$  = altezza muro;

$E_{ws}$  = spinta idrostatica;

$E_{wd}$  = spinta idrodinamica;

$\gamma^*$  = peso specifico dell'acqua;

$K$  = coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico), calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]} \quad \text{per } \beta \leq \varphi' - \theta$$

Angolo d'attrito interno del terreno:  $\varphi' = 24^\circ$

Angolo d'attrito terra-muro:  $\delta = 2/3 \cdot 24^\circ = 16^\circ$

Angolo di inclinazione del terrapieno:  $\beta = 0^\circ$

Angolo di inclinazione parete muro rispetto all'orizz.:  $\psi = 90^\circ$

Peso acqua:  $\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$

Valore del peso specifico del terreno saturo:  $\gamma_{\text{sat}} = 1950 \text{ kg/m}^3$

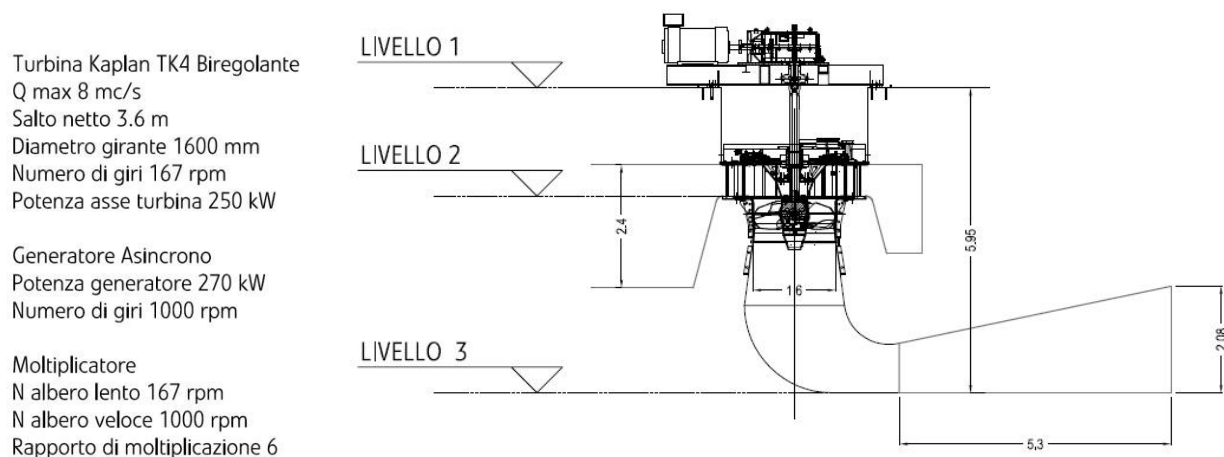
Valore del peso del terreno immerso  $\gamma'$ :  $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 1950 - 1000 = 950 \text{ kg/m}^3$

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

CALCOLO PRESSIONI TOTALI AGENTE SULLA PARETE ESTERNE (CONTROTERRA)						
0a - CALCOLO COEFFICIENTE Ka:						
beta	90 °	(parametri tipici del terreno di ritombamento)				
fi	24 °					
delta	0 °					
epsilon	0 °					
ka	0.421730222					
kh	0.065					
kv	0.033					
teta	3.718993973 °					
0b - CALCOLO SPINTA ATTIVA CON MONONOBE & OKABE						
theta 1	3.794672268 °					
theta 2	3.646271209 °					
beta	86.20532773 °					
fi	24 °					
delta	0 °					
epsilon	3.794672268 °					
ka	0.468757195					
kh	0.065					
kv	0.033					
teta	3.718993973 °					
1 - PRESSIONE DOVUTA AL TERRENO IMMERSO						
gamma t=	950 kg/mc					
quota falda=	0 ml					
prof. h1=	0.00 ml					
prof. h2=	5.55 ml					
p,max t (h1)=	0 kg/mq					
p,max t (h2)=	-130 kg/mq					
2 - PRESSIONE DOVUTA ALLA PRESENZA DI FALDA						
gamma H2O=	1100 kg/mc					
quota falda=	0 ml					
prof. h1=	0.00 ml					
prof. h2=	5.55 ml					
p,max (h1)=	0 kg/mq					
p,max (h2)=	6105 kg/mq					
3 - PRESSIONE DOVUTA ALLA PRESENZA SI SOVRACCARICO SU TERRAPIENO						
q=	2000 kg/mq					
p,max (h2)=	843 kg/mq					
ANDAMENTO PRESSIONI SU PARATIA IN FUNZIONE DELLA PROFONDITA'						
MURI CONTROTERRA (TIPICO)						
	terreno imm	acqua	q	sisma	acqua dyn	tot
	1	2	3	4	5	
Z	p1	p2	p3	p4	Ewd	p tot.
0	0	0	843	compr.	104.3	948
25	114	275	843	compr.	104.3	1336
50	227	550	843	compr.	104.3	1725
75	341	825	843	compr.	104.3	2113
100	454	1100	843	compr.	104.3	2502
125	568	1375	843	compr.	104.3	2891
150	681	1650	843	compr.	104.3	3279
175	795	1925	843	compr.	104.3	3668
200	908	2200	843	compr.	104.3	4056
225	1022	2475	843	compr.	104.3	4445
250	1136	2750	843	compr.	104.3	4833
275	1249	3025	843	compr.	104.3	5222
300	1363	3300	843	compr.	104.3	5610
325	1476	3575	843	compr.	104.3	5999
350	1590	3850	843	compr.	104.3	6388
375	1703	4125	843	compr.	104.3	6776
400	1817	4400	843	compr.	104.3	7165
425	1930	4675	843	compr.	104.3	7553
450	2044	4950	843	compr.	104.3	7942
475	2158	5225	843	compr.	104.3	8330
500	2271	5500	843	compr.	104.3	8719
525	2385	5775	843	compr.	104.3	9107
555	2521	6105	843	compr.	104.3	9574

## J.5 CARICHI DOVUTI ALLE MACCHINE

Come da schemi forniti dal produttore della macchine (turbine).



Schema macchina con indicazione livelli significativi, geometria canali di scarico.

Elemento	Carichi macchina	Livello di applicazione	Numero punti di applicazione
Generatore	2.000 kg	Livello 1	4
Moltiplicatore	3.000 kg	Livello 1	4
Telaio	10.000 kg	Livello 1	4
Gruppo d'albero + Girante	2.500 kg	Livello 1	4
Carico Idraulico	7.500 kg	Livello 1	4
Distributore + Predistributore	9.000 kg	Livello 2	carico distribuito
Camicia + Cono + Curva di scarico (incluso carico idraulico)	22.100 kg	Livello 3	carico distribuito

Schema carichi.

Sul livello 1 si ha un carico totale agente su 4 supporti (per ogni turbina) pari a:

$$P_{tot,Liv1} = \underline{25200} \text{ kg}$$

Sul livello 2 si ha un carico totale agente distribuito (per ogni turbina) pari a:



$$P_{\text{tot,Liv2}} = \underline{9000} \text{ kg}$$

Sul livello 3 si ha un carico totale agente distribuito (per ogni turbina) pari a:

$$P_{\text{tot,Liv3}} = \underline{22100} \text{ kg}$$

I carichi sul livello 1 si considerano agenti o su 4 punti individuati in pianta o su 2 punti di appoggio della traversa di sostegno delle macchine.

I carichi sul livello 2 si può considerare applicato ad una circonferenza di diametro pari a 2,73 m.

I carichi sul livello 3 si considerano applicati sulla proiezione in pianta in base agli ingombri dei componenti meccanici.

Ovviamente in fase di modellazione si applicheranno eventualmente semplificazioni nel caso, nel rispetto dei carichi totali individuati e sempre a favore di sicurezza, ad esempio concentrando, per semplicità, i carichi in alcune porzioni ridotte di strutture; per ogni dettaglio si veda quanto indicato nei fascicoli di calcolo allegati alla presente.

Sulle solette e sulle strutture in genere ove non sono stati assegnati particolari carichi indicati dal produttore delle macchine, si considera che tali carichi (dovute alle attrezzature etc.) siano coperti integralmente dal sovraccarico indicato nel seguito.

#### **J.6 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI**

##### Solette di copertura carrabili

Sulle solette di copertura dei locali si considera un carico uniformemente distribuito pari a 4000 kg/mq.

##### Solette intermedie

Sulle solette di copertura dei locali si considera un carico uniformemente distribuito pari a 600 kg/mq.

##### Platee di fondazione

Sulle platee di fondazione dei locali si considera un carico uniformemente distribuito pari a 600 kg/mq.

#### **J.7 CARICHI AGENTI SULLE BOTOLE E PORTE STAGNE**

Si vedano i punti specifici riportati nel seguito.

#### **J.8 ALTRE AZIONI ACCIDENTALI**

### Azione del Vento

Trattandosi di locali tecnici seminterrati, nel caso in esame l'azione del vento non risulta rilevante per cui viene trascurata.

### Azione della Neve

Nel caso in esame l'azione della neve non risulta rilevante, visto che sulle solette di copertura è stato inserito un carico molto consistente dovuti a mezzi o materiali, per cui viene trascurata poiché molto inferiore ai carichi accidentali considerati.

## **J.9    MASSE SISMICHE**

Le masse sismiche, qualora significative per le strutture in esame, sono state calcolate in automatico dal programma in base ai carichi inseriti eventualmente nel modello.

## **K    VALUTAZIONE DELLE AZIONI SISMICHE**

---

Vista la similitudine degli impianti in progetto, nel seguito si riportano i parametri sismici relativi ai 3 siti di riferimento.

Nei calcoli potranno essere presi, a favore di sicurezza, i parametri peggiorativi tra quelli presentati.

### **K.1    DATI GENERALI**

UBICAZIONE OPERA: Comune limitrofo con classificazione sismica più severa (Rufina e Pelago).

ZONA SISMICA: **2**

CONDIZIONI TOPOGRAFICHE: **T1**

L'azione sismica è stata caratterizzata da due componenti traslazionali orizzontali X e Y e si trascura gli effetti indotti dalla componente verticale del sisma. Le componenti traslazionali sismiche sono state descritte mediante l'accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

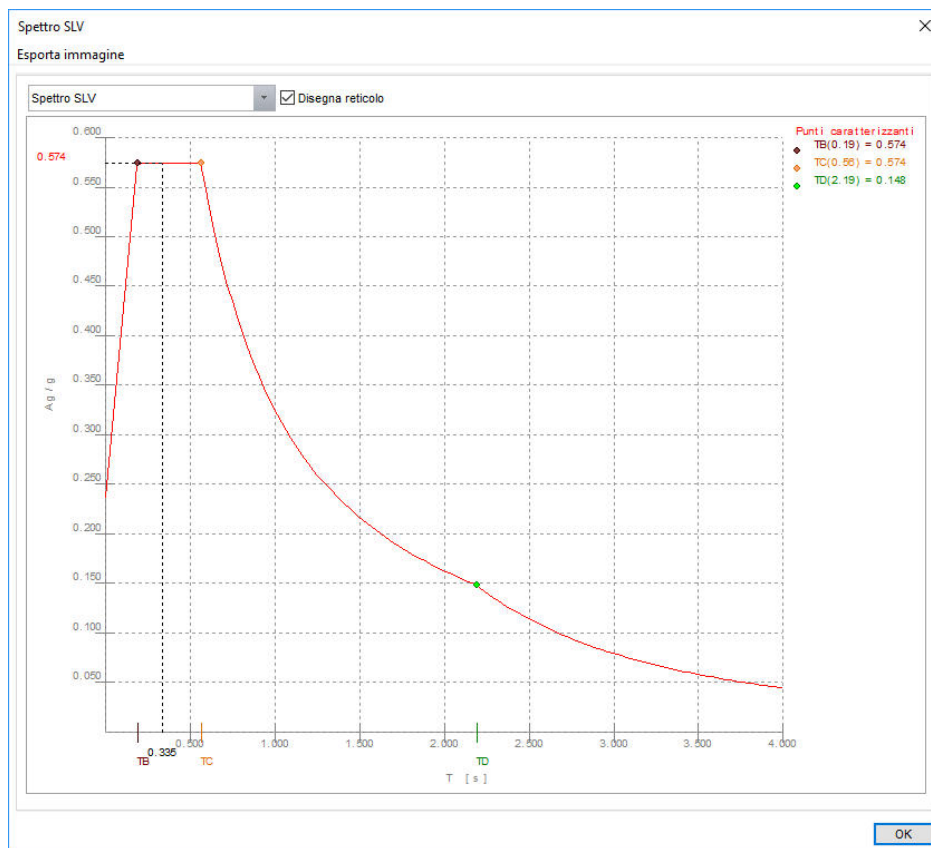
CLASSE DI DUTTILITA' → CLASSE: **B.**

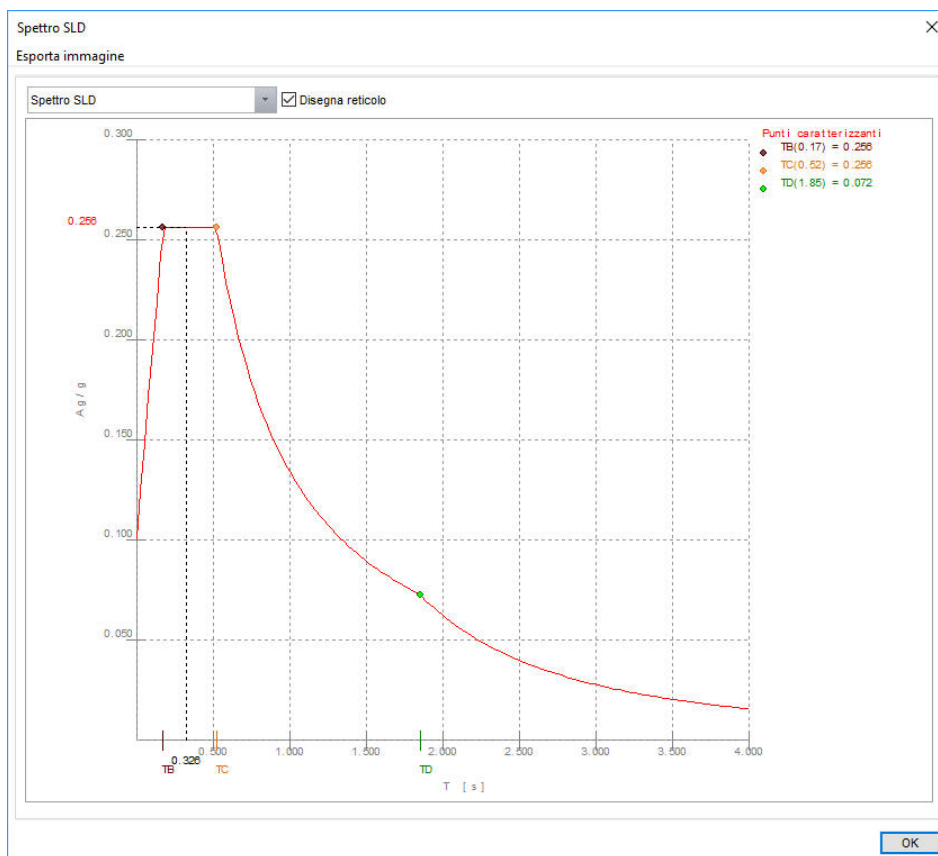
A favore di sicurezza si è considerato un valore unitario del fattore di struttura: **q=1.**



**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

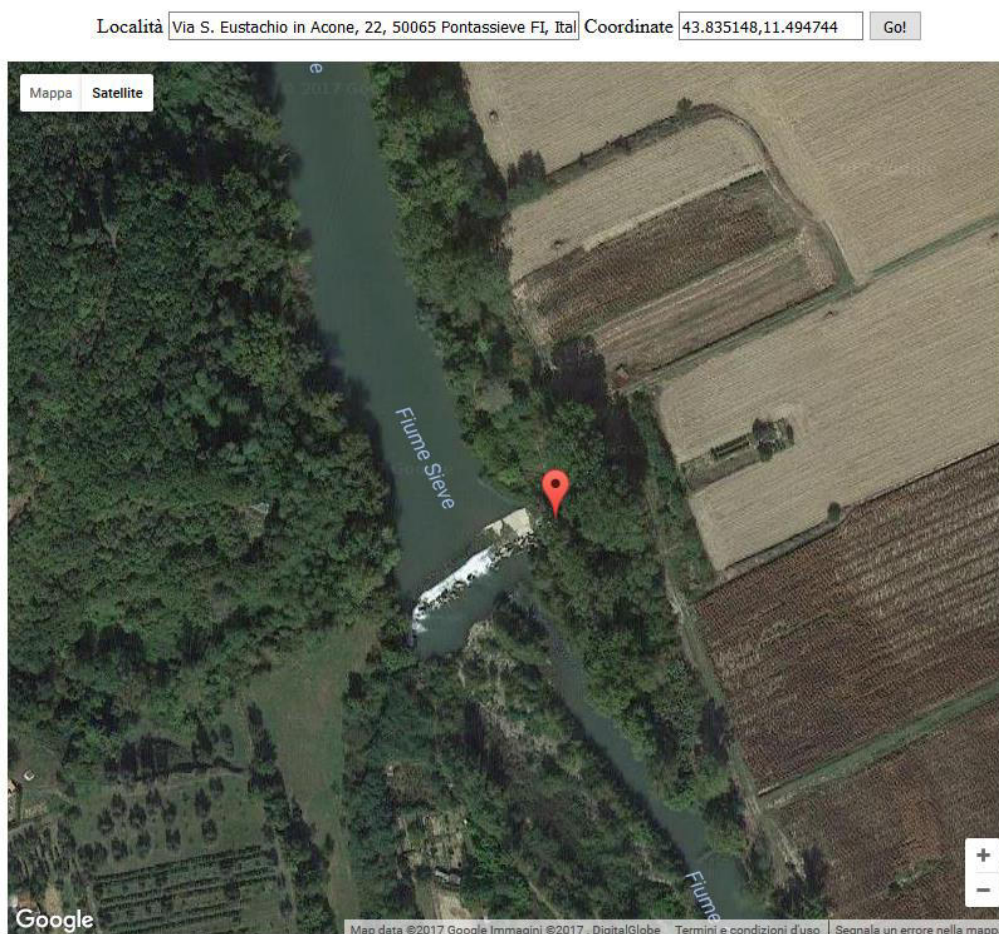
TCC	T <sub>R</sub>	Ag <g>	FO	TC*	S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>
SLD	50	0.0630	2.54	0.27	1.80	2.41
SLV	475	0.1479	2.43	0.31	1.80	2.26





Alessandri





## Categoria terreno: E.

- Sito di costruzione: Via S. Eustachio in Acone, 22, 50065 Pontassieve FI, Italia LON. 11.49470 LAT. 43.83510

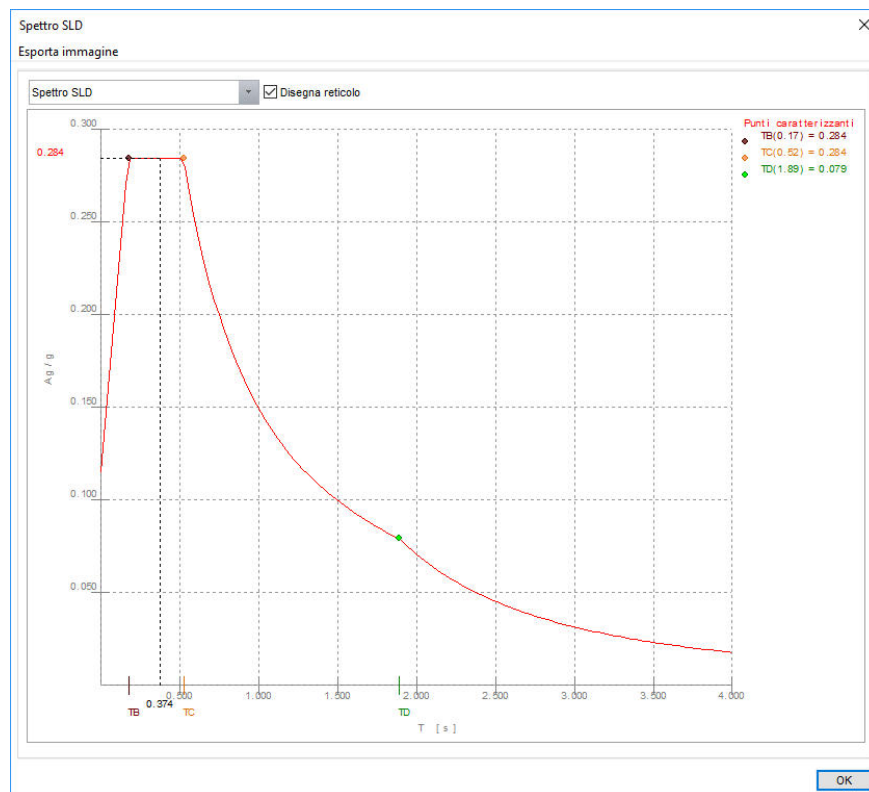
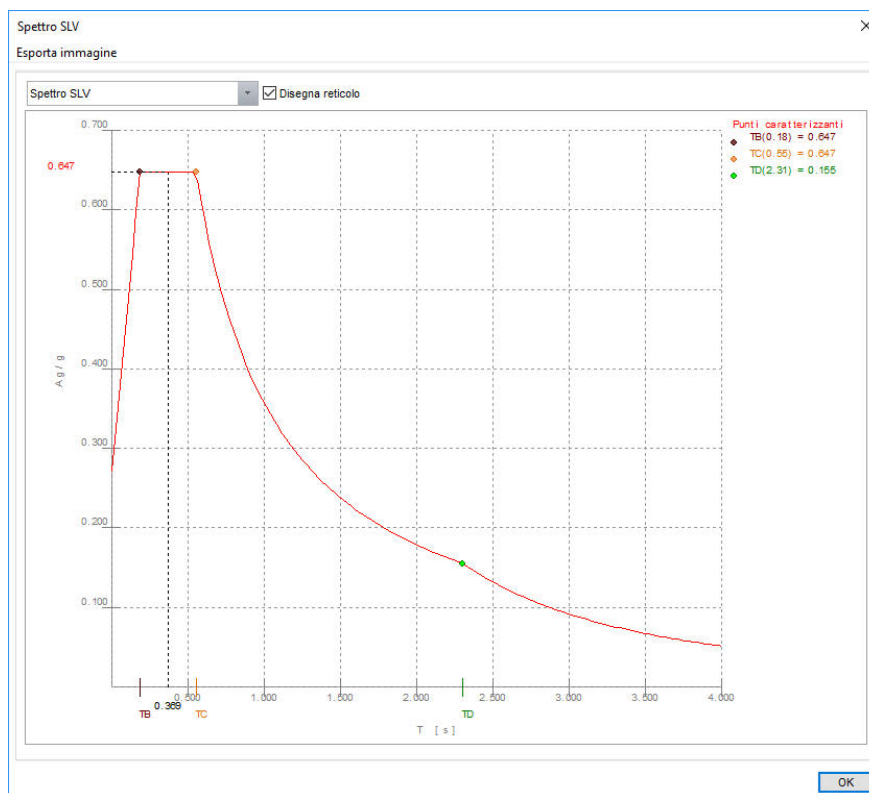
Contenuto tra ID reticolo: 19840 19618 19841 19619

## Simbologia

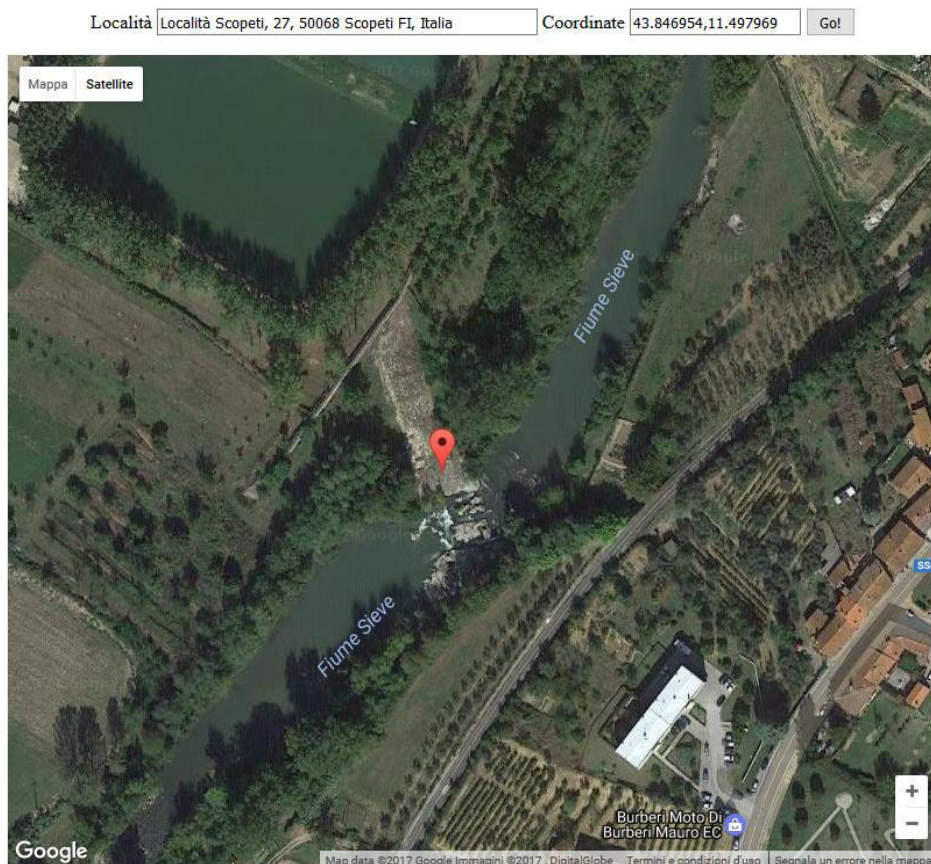
TCC = Tipo di combinazione di carico  
 SLU = Stato limite ultimo  
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
 SLD = Stato limite di danno  
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
 SLO = Stato limite di operatività  
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

$T_R$  = Periodo di ritorno <anni>  
 $A_g$  = Accelerazione orizzontale massima al sito  
 $F_O$  = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  
 $TC^*$  = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale <sec>  
 $S_s$  = Coefficiente di amplificazione stratigrafica  
 $C_c$  = Coefficiente funzione della categoria del suolo

TCC	$T_R$	$A_g$	$\langle g \rangle$	$F_O$	$TC^*$	$S_s$	$C_c$
SLD	50	0.0720	2.47	0.27	1.60	1.94	
SLV	475	0.1765	2.39	0.29	1.54	1.88	



### Scopeti



### Categoria terreno: B.

- Sito di costruzione: Località Scopeti, 27, 50068 Scopeti FI, Italia LON. 11.49800 LAT. 43.84700  
Contenuto tra ID reticolo: 19618 19840 19619 19841

### Simbologia

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

$T_R$  = Periodo di ritorno <anni>

$A_g$  = Accelerazione orizzontale massima al sito

$F_0$  = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

$TC^*$  = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione  
orizzontale <sec>

$S_s$  = Coefficiente di amplificazione stratigrafica

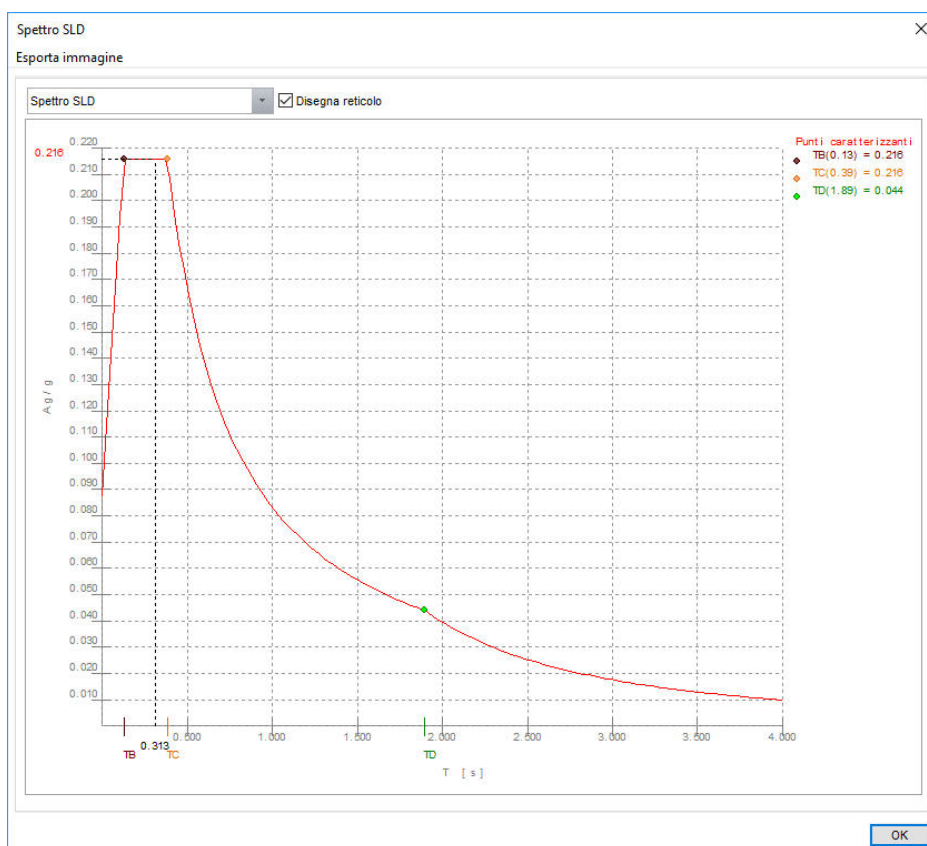
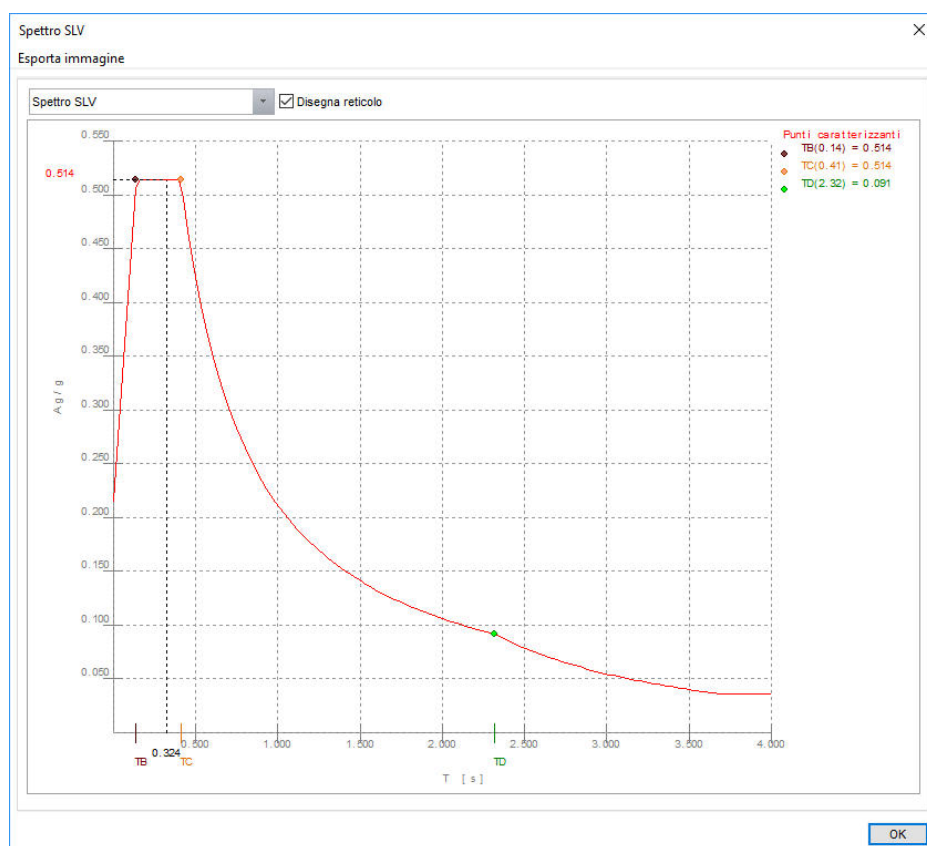
$C_c$  = Coefficiente funzione della categoria del suolo

TCC  $T_R$   $A_g$  <g>  $F_0$   $TC^*$   $S_s$   $C_c$

SLD 50 0.0730 2.46 0.27 1.20 1.43

SLV 475 0.1797 2.38 0.29 1.20 1.41





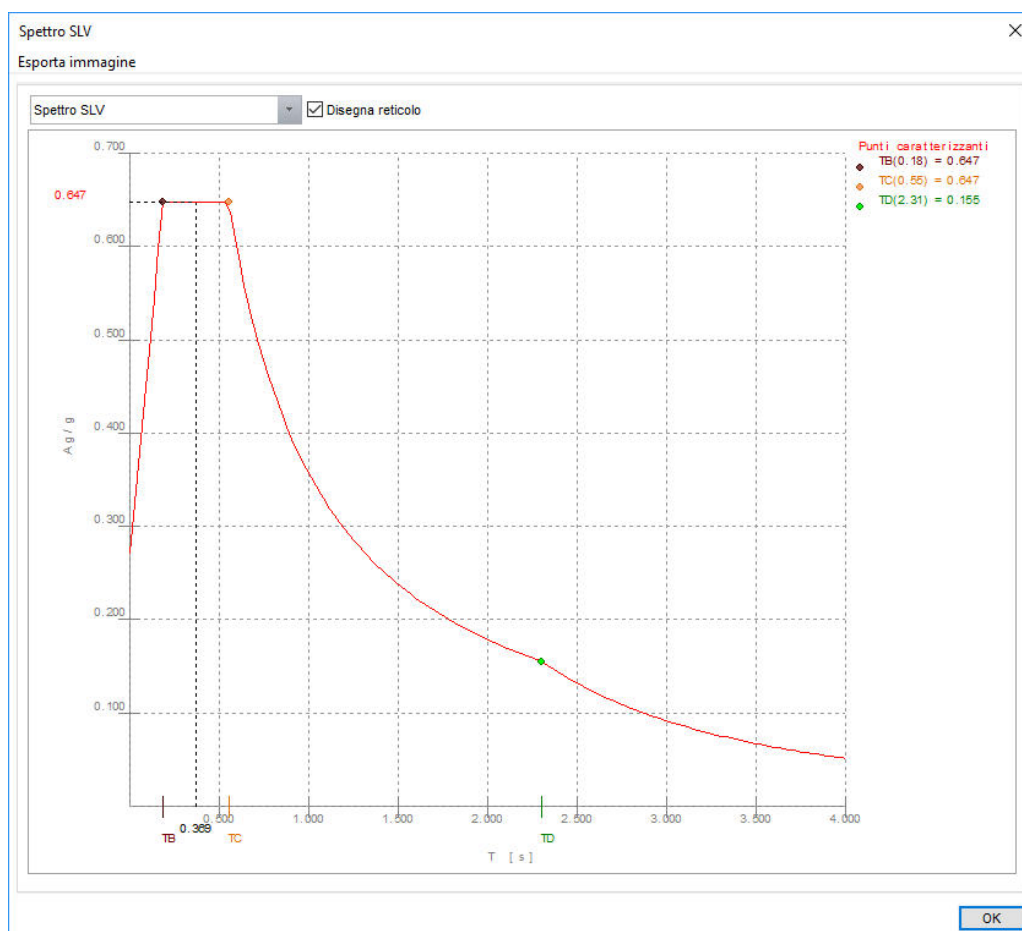
\*\*\*

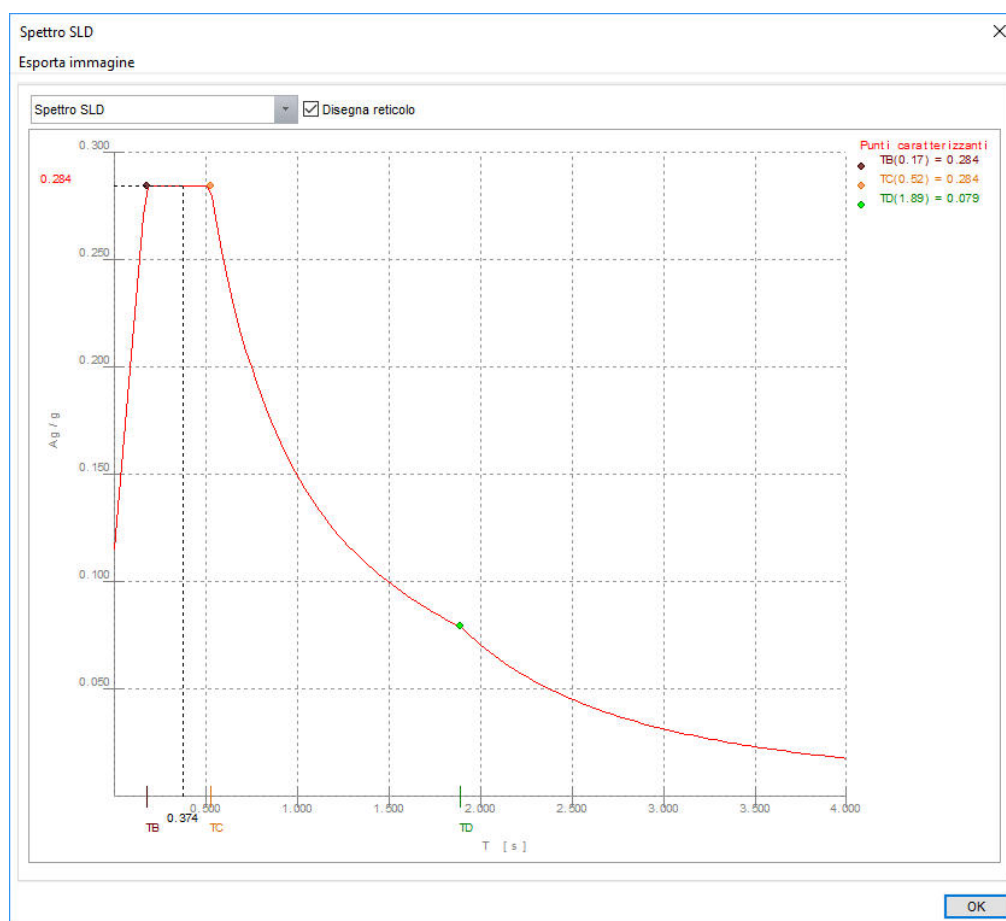
Delle tre installazioni si considera la più peggiorativa in relazione ai valori più elevati dello spettro.

Si prenderà come riferimento i seguenti parametri, validi genericamente per tutte le strutture: il tutto a favore di sicurezza.

#### Simbologia

TCC = Tipo di combinazione di carico  
SLU = Stato limite ultimo  
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
SLD = Stato limite di danno  
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
SLO = Stato limite di operatività  
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco  
 $T_R$  = Periodo di ritorno <anni>  
 $A_g$  = Accelerazione orizzontale massima al sito  
FO = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  
TC\* = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione  
orizzontale <sec>  
 $S_s$  = Coefficiente di amplificazione stratigrafica  
 $C_c$  = Coefficiente funzione della categoria del suolo  
TCC  $T_R$   $A_g$  <g> FO TC\*  $S_s$   $C_c$   
-----  
SLD 50 0.0720 2.47 0.27 1.60 1.94  
SLV 475 0.1765 2.39 0.29 1.54 1.88





## K.2 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Per la verifica allo stato limite ultimo (SLU) e di danno (SLD) l'azione sismica si combina con le altre azioni secondo l'espressione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

dove:

E: azione sismica;

$G_1$ : peso proprio degli elementi strutturali, forze indotte dal terreno e risultanti dalla pressione dell'acqua;

$G_2$ : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P: azione permanente di pretensione e precompressione;

$\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;

$Q_{Ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ ;

Nel caso in esame i coefficienti  $\psi_{2i}$  sono pari a:  $\psi_{2i}=0,00$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{Kj}$$

## L VERIFICHE E DIMENSIONAMENTI ELEMENTI STRUTTURALI

Nel seguito si riportano le indicazioni relative alle verifiche dimensioni delle membrature appartenenti alle strutture in oggetto; tali valutazioni si configurano come dimensionamento e verifica, nonché come giudizio motivato di accettabilità dei risultati del calcolo generale del modello dell'intero elemento.

Per le verifiche delle membrature strutturali appartenenti alle strutture in esame si veda quanto indicato nei fascicoli di calcolo allegati.

Nel seguito si riporta l'individuazione degli elementi principali in c.a. e acciaio che costituiscono l'installazione.

### L.1 SOLETTA DI COPERTURA LOCALI TECNICI (NON CARRABILE) – S1

Nel seguito si riportano le verifiche della soletta di copertura del locale tecnico, che non assolve funzioni carrabili, anche se per il suo dimensionamento si è fatto riferimento ad un'azione di calcolo tipica del carico idrostatico dovuto alla quota dell'acqua per  $T_r = 200$  anni.

Analisi dei carichi:

Peso proprio strutturale (soletta sp. 50 cm):  $g = 0,50 \cdot 2500 = 1250$  daN/mq

Altezza massima battente d'acqua:  $h_{b,max} = 2,30$  m

Peso acqua:  $p_{acqua} = 2,30 \cdot 1100 = 2530$  daN/mq

Peso rivestimento in pietra (sp. 4/5 cm + 2 cm di malta):

$$p_{riv} = 0,05 \cdot 2200 + 0,02 \cdot 2500 = 160 \text{ daN/mq}$$

Peso impianti o finiture intradosso soletta:  $p_{imp} = 60$  daN/mq

Peso totale agente sulla soletta:  $q_{tot} = 2750$  daN/mq

N.B.: Tale carico risulta di tutto rispetto e compatibili anche una certa carrabilità con mezzi con carichi ruota compatibili con le presenti valutazioni strutturali.

Pressione agente sulla botola:  $q_{tot,bot} = 3000$  daN/mq

Dimensioni botola:  $5 \times 3$  m

Carico totale agente sulla botola:  $Q_{tot,bot} = 3000 \cdot 5 \cdot 3 = 45000$  daN

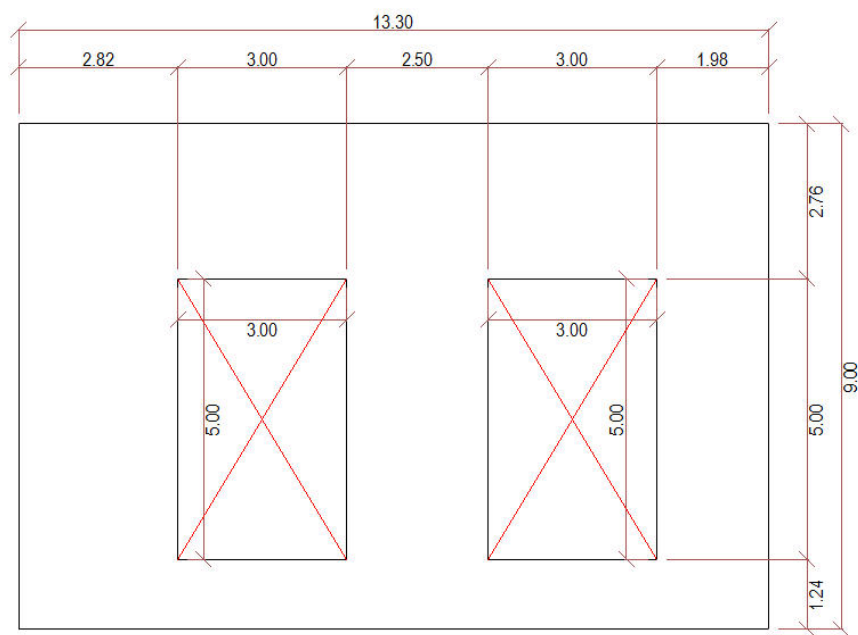
Peso botola:  $g_{bot} = 1000$  daN

Carico totale:  $Q = 45000 + 1000 = 46000$  daN

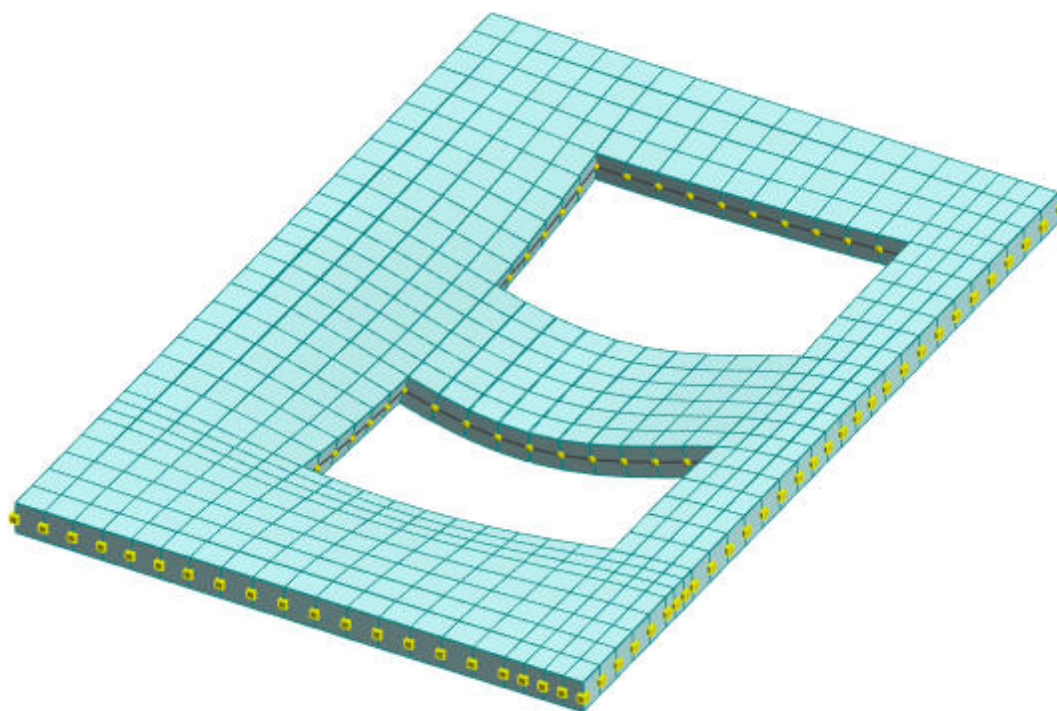
Perimetro botola:  $2p_{bot} = 5 \cdot 2 + 3 \cdot 2 = 16$  m

Carico totale agente sul perimetro:  $q_{2p} = 46000 / 16 = 2875$  daN/m

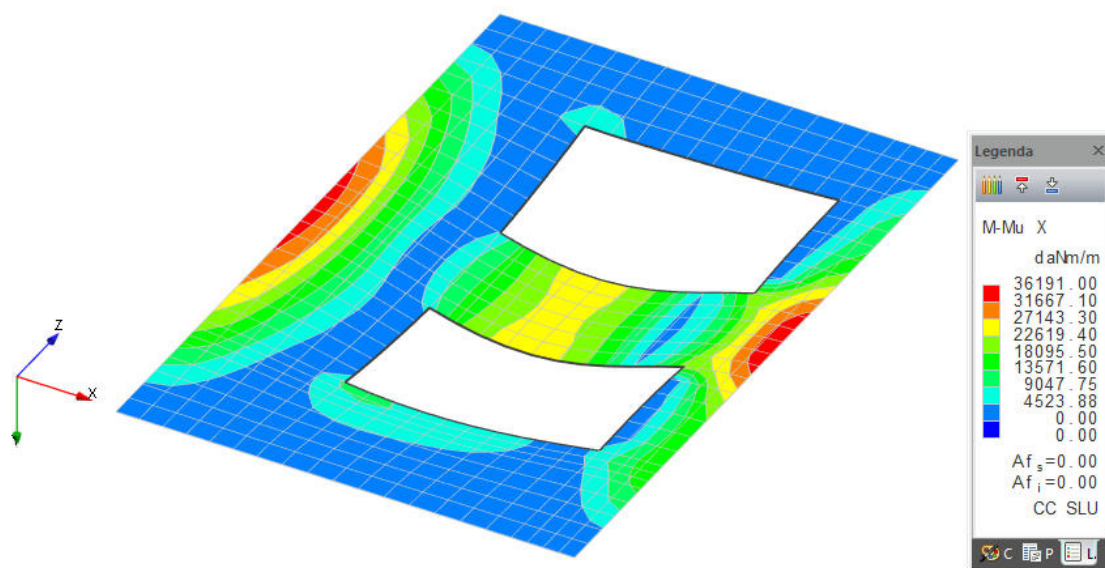
Nel seguito è riportato lo schema tipico della soletta.



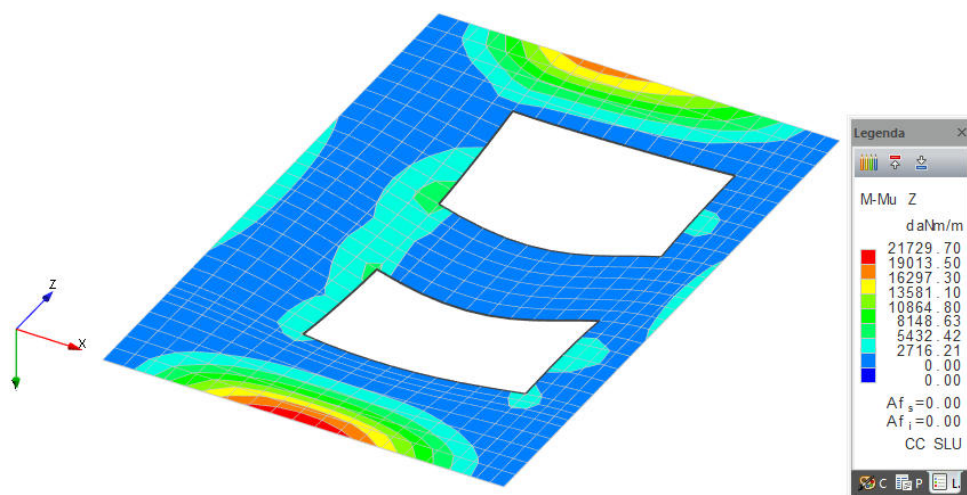
Pianta tipica della soletta S1.



Vista deformata soletta.



Momento flettente in dir. x.



Momento flettente in dir. z.

#### Armatura soletta a quota 0.00

##### Simbologia

Nodo	=	Numero del nodo
X	=	Coordinata X del nodo
Y	=	Coordinata Y del nodo
DV	=	Direzione di verifica
		XX = Verifica per momento Mxx
		YY = Verifica per momento Myy
CC	=	Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	=	Tipo di combinazione di carico
		SLU = Stato limite ultimo
		SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
		SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
		SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
		SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
		SLD = Stato limite di danno
		SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
		SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
		SLO = Stato limite di operatività
		SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
c	=	Ricoprimento dell'armatura
s	=	Distanza minima tra le barre

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

K3	=	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
S <sub>rm</sub>	=	Distanza media tra le fessure
Φ	=	Diametro della barra
A <sub>s</sub>	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A <sub>c eff</sub>	=	Area di calcestruzzo efficace
σ <sub>s</sub>	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
σ <sub>sr</sub>	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
ε <sub>sm</sub>	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
W <sub>k</sub>	=	Apertura delle fessure
AfE S	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
Mom	=	Momento flettente
Mu	=	Momento ultimo
Sic.	=	Sicurezza a rottura
Vsdu	=	Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	=	Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
σ <sub>c</sub>	=	Tensione nel calcestruzzo
σ <sub>f</sub>	=	Tensione nel ferro
Spess.	=	Spessore
Cf sup	=	Copriferro superiore
Cf inf	=	Copriferro inferiore
Cls	=	Tipo di calcestruzzo
Fck	=	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	=	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	=	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	=	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	=	Tipo di acciaio
Fyk	=	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	=	Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Spess. <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Acc.	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
50.00	4.00	4.00	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	3913.04

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Mom <daNm>	Mu <daNm>	Sic.
-92	5.26	3.02	XX	1	SLU	10.05	10.05	12207.50	17860.20	1.463
-129	11.00	4.02	XX	1	SLU	10.05	10.05	-17033.70	-17860.20	1.049
-208	2.00	6.85	XX	1	SLU	22.78	10.05	-34640.60	-38893.00	1.123
-176	6.76	6.02	XX	1	SLU	10.05	15.71	24834.00	27238.10	1.097
-249	11.00	7.27	XX	1	SLU	22.78	10.05	-36191.00	-38893.00	1.075
-105	11.00	3.02	XX	1	SLU	15.71	10.05	-18170.40	-27238.10	1.499
-298	4.76	8.52	YY	1	SLU	10.05	10.05	7471.50	17860.20	2.390
-467	6.76	13.50	YY	1	SLU	10.05	10.05	-16597.50	-17860.20	1.076
-10	6.26	-0.10	YY	1	SLU	15.71	10.05	-21729.70	-27238.10	1.254
-465	5.76	13.50	YY	1	SLU	15.71	10.05	-18186.10	-27238.10	1.498

**Stato limite ultimo - Verifica a taglio del calcestruzzo**

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
-100	9.26	3.02	XX	1	SLU	10.05	10.05	70131.50	19829.60
-229	2.00	7.27	XX	1	SLU	22.78	10.05	26316.90	23290.00
-299	5.26	8.52	XX	1	SLU	10.05	15.71	39859.30	20577.00
-181	9.26	6.02	XX	1	SLU	22.78	10.05	62354.70	23290.00
-105	11.00	3.02	XX	1	SLU	15.71	10.05	20362.10	20577.00
-320	9.76	9.02	YY	1	SLU	10.05	10.05	77584.20	19829.60
-10	6.26	-0.10	YY	1	SLU	15.71	10.05	20552.50	20577.00
-464	5.26	13.50	YY	1	SLU	15.71	10.05	19082.00	20577.00

**Stato limite d'esercizio - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Mom <daNm>	σ <sub>c</sub> <daN/cm²>	σ <sub>f</sub> <daN/cm²>
-92	5.26	3.02	XX	2	SLE R	10.05	10.05	8377.16	34.47	1952.96
-92	5.26	3.02	XX	4	SLE Q	10.05	10.05	2531.61	10.42	590.19
-129	11.00	4.02	XX	2	SLE R	10.05	10.05	-11651.50	47.94	2716.31
-129	11.00	4.02	XX	4	SLE Q	10.05	10.05	-3340.26	13.74	778.71
-208	2.00	6.85	XX	2	SLE R	22.78	10.05	-23817.10	72.03	2520.91
-208	2.00	6.85	XX	4	SLE Q	22.78	10.05	-7417.82	22.43	785.14
-176	6.76	6.02	XX	2	SLE R	10.05	15.71	17031.80	58.94	2577.23
-176	6.76	6.02	XX	4	SLE Q	10.05	15.71	5098.68	17.64	771.52
-249	11.00	7.27	XX	2	SLE R	22.78	10.05	-24838.10	75.12	2628.98
-249	11.00	7.27	XX	4	SLE Q	22.78	10.05	-7519.33	22.74	795.88
-105	11.00	3.02	XX	2	SLE R	15.71	10.05	-12452.90	43.09	1884.35
-105	11.00	3.02	XX	4	SLE Q	15.71	10.05	-3685.27	12.75	557.65



**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

-298	4.76	8.52	YY	2	SLE R	10.05	10.05	5129.24	21.10	1195.78
-298	4.76	8.52	YY	4	SLE Q	10.05	10.05	1560.04	6.42	363.69
-467	6.76	13.50	YY	2	SLE R	10.05	10.05	-11362.00	46.75	2648.83
-467	6.76	13.50	YY	4	SLE Q	10.05	10.05	-3300.15	13.58	769.36
-10	6.26	-0.10	YY	2	SLE R	15.71	10.05	-14949.10	51.73	2262.06
-10	6.26	-0.10	YY	4	SLE Q	15.71	10.05	-4698.35	16.26	710.95
-465	5.76	13.50	YY	2	SLE R	15.71	10.05	-12462.20	43.12	1885.76
-465	5.76	13.50	YY	4	SLE Q	15.71	10.05	-3681.04	12.74	557.01

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

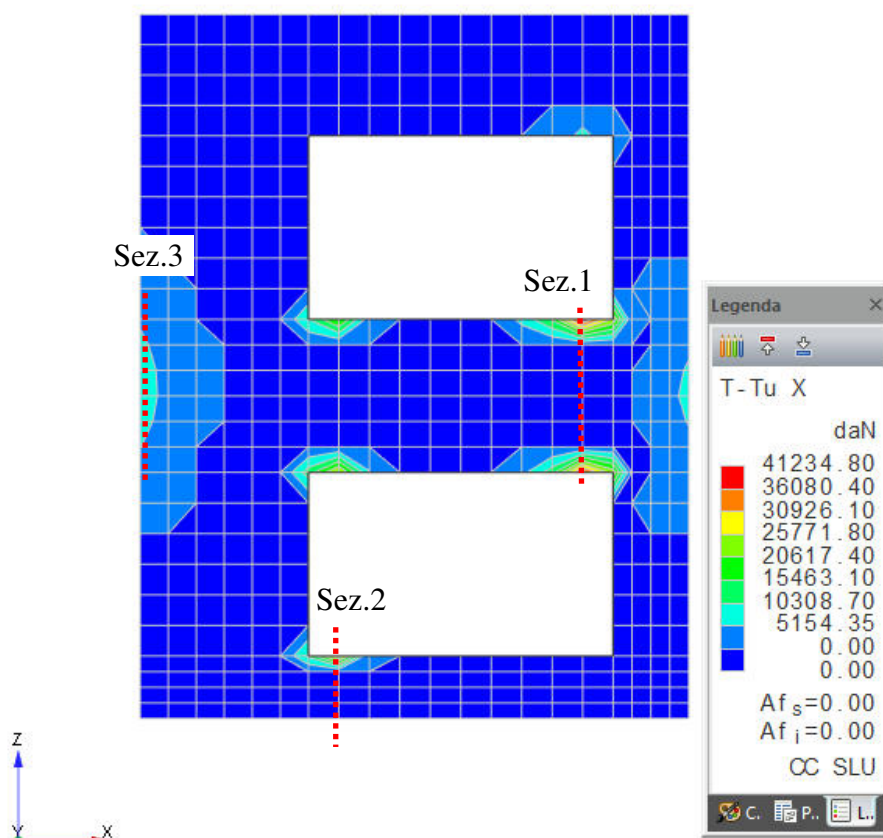
Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <daN/cmq>	σ <sub>sr</sub> <daN/cmq>	ε <sub>sm</sub>	W <sub>k</sub> <mm>
-92	5.26	3.02	XX	4	SLE Q	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	590.19	3975.19	0.11	0.05
-92	5.26	3.02	XX	3	SLE F	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	1952.96	4124.60	0.38	0.16
-129	11.00	4.02	XX	4	SLE Q	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	778.71	3975.19	0.15	0.06
-129	11.00	4.02	XX	3	SLE F	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	2716.31	3975.19	0.53	0.22
-208	2.00	6.85	XX	4	SLE Q	31.50	99.66	0.17	153.68	17.00	24.97	1543.34	785.14	1876.13	0.15	0.04
-208	2.00	6.85	XX	3	SLE F	31.50	99.66	0.17	153.68	17.00	24.97	1543.34	2520.91	1854.46	0.89	0.23
-176	6.76	6.02	XX	4	SLE Q	33.00	98.00	0.18	164.81	14.00	16.93	1328.91	771.52	2577.03	0.15	0.04
-176	6.76	6.02	XX	3	SLE F	33.00	98.00	0.18	164.81	14.00	16.93	1328.91	2577.23	2557.17	0.64	0.18
-249	11.00	7.27	XX	4	SLE Q	31.50	99.66	0.17	153.68	17.00	24.97	1543.34	795.88	1876.13	0.15	0.04
-249	11.00	7.27	XX	3	SLE F	31.50	99.66	0.17	153.68	17.00	24.97	1543.34	2628.98	1854.46	0.96	0.25
-105	11.00	3.02	XX	4	SLE Q	33.00	98.00	0.18	164.81	14.00	16.93	1328.91	557.65	2583.65	0.11	0.03
-105	11.00	3.02	XX	3	SLE F	33.00	98.00	0.18	164.81	14.00	16.93	1328.91	1884.35	2583.65	0.37	0.10
-298	4.76	8.52	YY	4	SLE Q	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	363.69	3975.19	0.07	0.03
-298	4.76	8.52	YY	3	SLE F	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	1195.78	3975.19	0.23	0.10
-467	6.76	13.50	YY	4	SLE Q	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	769.36	4074.80	0.15	0.06
-467	6.76	13.50	YY	3	SLE F	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	2648.83	3975.19	0.51	0.21
-10	6.26	-0.10	YY	4	SLE Q	33.00	98.00	0.18	164.81	14.00	16.93	1328.91	710.95	2583.65	0.14	0.04
-10	6.26	-0.10	YY	3	SLE F	33.00	98.00	0.18	164.81	14.00	16.93	1328.91	2262.06	2583.65	0.44	0.12
-465	5.76	13.50	YY	4	SLE Q	33.00	98.00	0.18	164.81	14.00	16.93	1328.91	557.01	2583.65	0.11	0.03
-465	5.76	13.50	YY	3	SLE F	33.00	98.00	0.18	164.81	14.00	16.93	1328.91	1885.76	2583.65	0.37	0.10

Come riportato nel seguito vi sono alcuni punti in cui le tensioni tangenziali necessitano di un'armatura a taglio specifica poiché il valore di V<sub>sd</sub> supera V<sub>rd</sub> per cui in tali zone verrà inserita un'armatura specifica a taglio costituita da staffe più braccia, come meglio descritto nel seguito.

Stato limite ultimo - Verifica a taglio del calcestruzzo

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	A <sub>fE S</sub> <cmq>	A <sub>fE I</sub> <cmq>	V <sub>sd</sub> <daN>	V <sub>rd</sub> <daN>
-92	5.26	3.02	XX	1	SLU	10.05	10.05	50298.90	19829.60
-229	2.00	7.27	XX	1	SLU	20.11	10.05	26112.50	22341.80
-173	5.26	6.02	XX	1	SLU	10.05	20.11	46740.60	22341.80
-307	9.26	8.52	XX	1	SLU	22.78	10.05	61064.40	23290.00
-161	9.76	5.52	YY	1	SLU	10.05	10.05	77227.90	19829.60
-70	4.76	2.77	YY	1	SLU	20.11	10.05	24761.10	22341.80
-464	5.26	13.50	YY	1	SLU	20.11	10.05	19047.30	22341.80





Sono state eseguite verifiche locali in corrispondenza delle sezioni indicate in modo da inserire una staffatura a taglio utilizzando le armature correnti indicate nelle verifiche a flessione della soletta ed integrandole ove lo schema in sezione comporti un maggior quantitativo di armatura.



**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	SLD = Stato limite di danno
	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
	SLO = Stato limite di operatività
	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{cu} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	= Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	= Distanza media tra le fessure
$\Phi$	= Diametro della barra
$A_s$	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
Ty	= Taglio in dir. Y
Tz	= Taglio in dir. Z
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	= Area armatura trasversale
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
ctg $\theta$	= Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
VRcd	= Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd	= Taglio ultimo lato armatura
Tipo	= Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	-31614.10	0.00	0.00	-34988.20	0.00	1-2	0.00	-1.70	Mz/e	1.107

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <daN>	ctg $\theta$	VRcd <daN>	VRsd <daN>
1	0.00	64555.60	2.50	15.71	64555.60	2.50	300142.00	65000.20

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\sigma_f$ <daN/cm <sup>2</sup> >	Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\sigma_f$ <daN/cm <sup>2</sup> >
2	-21689.00	28.15	28.15	31.96	1762.52	3	-6527.65	28.15	28.15	9.62	530.46

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

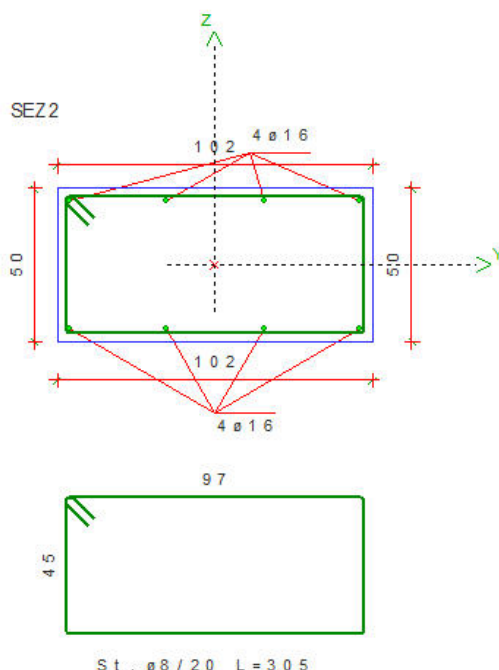
Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\sigma_{sr}$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
3		SLE Q	0.00	-6527.65	0.00	22.00	212.33	0.18	213.68	16.00	28.15	3122.38	530.46	3331.72	0.10	0.04
4		SLE F	0.00	-21689.00	0.00	22.00	212.33	0.18	213.68	16.00	28.15	3122.38	1762.52	3331.72	0.34	0.12

Verifiche principali

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

	traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max



#### SEZ2

Sezione degli elementi bidimensionali

#### Simbologia

Caso	= Caso di verifica
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	= Tipo di combinazione di carico
SLU	= Stato limite ultimo
SLU S	= Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	= Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	= Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	= Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	= Stato limite di danno
SLV	= Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	= Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	= Stato limite di operatività
SLU I	= Stato limite di resistenza al fuoco
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{co} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	= Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	= Distanza media tra le fessure
$\Phi$	= Diametro della barra

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

$A_s$	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	=	Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
$W_k$	=	Apertura delle fessure
$T_y$	=	Taglio in dir. Y
$T_z$	=	Taglio in dir. Z
$b_w$	=	Larghezza membratura resistente al taglio
$A_{sw}$	=	Area armatura trasversale
$V_{sdu}$	=	Taglio agente nella direzione del momento ultimo
$ctg\theta$	=	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$VR_{cd}$	=	Taglio ultimo lato calcestruzzo
$VR_{sd}$	=	Taglio ultimo lato armatura
Tipo	=	Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	2038.28	0.00	0.00	10077.50	0.00	1-2	180.00	-1.47	Mz/e	4.945

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	$T_y$ <daN>	$T_z$ <daN>	$b_w$ <m>	$A_{sw}$ <cmq>	$V_{sdu}$ <daN>	$ctg\theta$	$VR_{cd}$ <daN>	$VR_{sd}$ <daN>
1	0.00	-9750.71	1.02	5.03	9750.71	2.50	122458.00	20800.10

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cm>	$\sigma_f$ <daN/cm>
2	1394.98	8.04	8.04	6.01	393.61

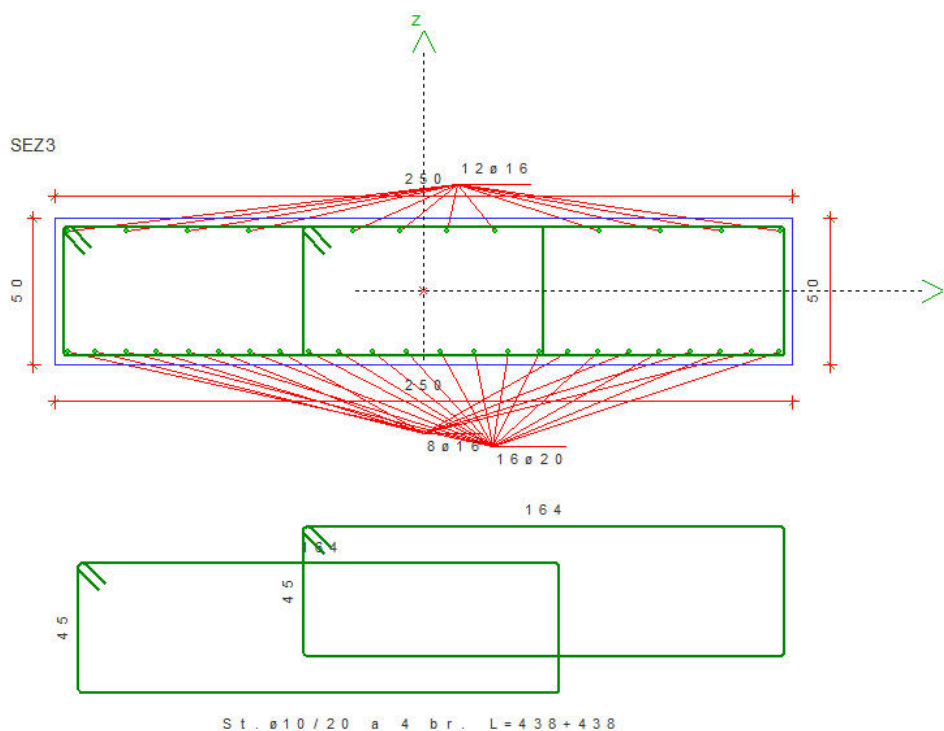
Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cm>	$\sigma_f$ <daN/cm>
3	403.49	8.04	8.04	1.74	113.85

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cm>	$\sigma_{sr}$ <daN/cm>	$\epsilon_{sm}$	$W_k$ <mm>
3		SLE Q	0.00	403.49	0.00	22.00	224.00	0.18	236.66	16.00	2.01	259.23	113.85	4528.01	0.02	0.01
4		SLE F	0.00	1394.98	0.00	22.00	224.00	0.18	236.66	16.00	2.01	259.23	393.61	4528.01	0.08	0.03

Verifiche principali

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max



### SEZ3

Sezione degli elementi bidimensionali

#### Simbologia

Caso	= Caso di verifica
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	= Tipo di combinazione di carico
SLU	= Stato limite ultimo
SLU S	= Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	= Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	= Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	= Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	= Stato limite di danno
SLV	= Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	= Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	= Stato limite di operatività
SLU I	= Stato limite di resistenza al fuoco
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{cu} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	= Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	= Distanza media tra le fessure
$\phi$	= Diametro della barra
$A_s$	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

$\sigma_{sr}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{sm}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
 $W_k$  = Apertura delle fessure  
 $T_y$  = Taglio in dir. Y  
 $T_z$  = Taglio in dir. Z  
 $b_w$  = Larghezza membratura resistente al taglio  
 $A_{sw}$  = Area armatura trasversale  
 $V_{sdu}$  = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
 $ctg\theta$  = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 $VR_{cd}$  = Taglio ultimo lato calcestruzzo  
 $VR_{sd}$  = Taglio ultimo lato armatura  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	-79103.50	0.00	0.00	-80764.60	0.00	1-2	0.00	-2.90	Mz/e	1.021

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	b <sub>w</sub> <m>	A <sub>sw</sub> <cmq>	V <sub>sdu</sub> <daN>	ctg $\theta$	VR <sub>cd</sub> <daN>	VR <sub>sd</sub> <daN>
1	0.00	-63633.70	2.50	15.71	63633.70	2.50	300142.00	65000.20

Verifiche stato limite d'esercizio

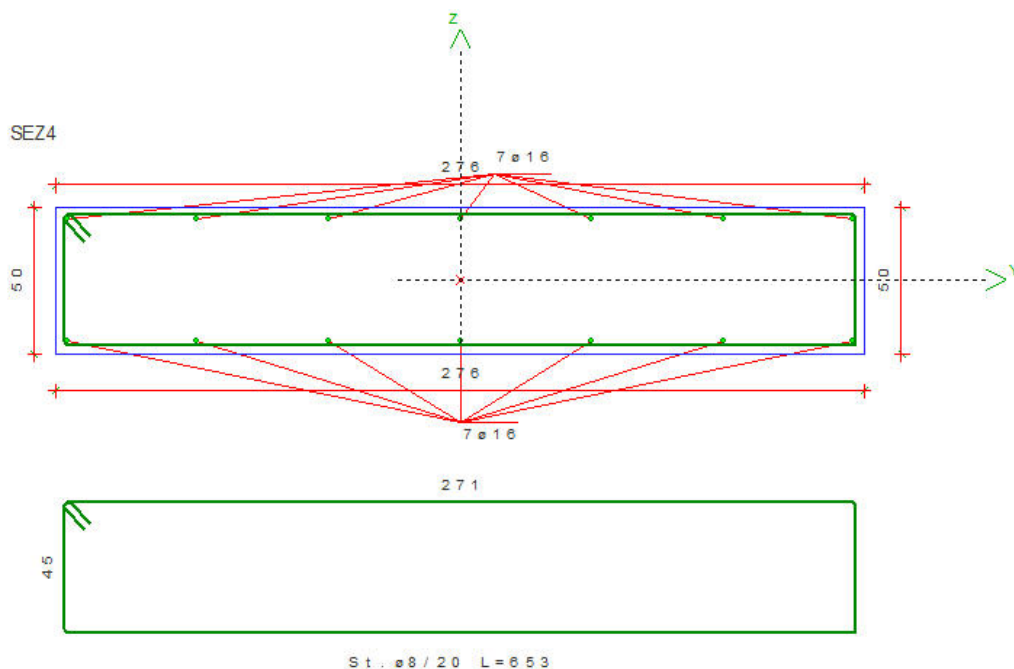
Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>	Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>
2	-54390.70	66.35	24.13	59.84	1937.76	3	-16955.00	66.35	24.13	18.65	604.05

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s <sub>rm</sub> <mm>	$\Phi$	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>s,eff</sub> <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cmq>	$\sigma_{sr}$ <daN/cmq>	$\epsilon_{sm}$	W <sub>k</sub> <mm>
3		SLE Q	0.00	-16955.00	0.00	20.00	114.69	0.16	140.48	20.00	66.35	3977.42	604.05	1640.14	0.12	0.03
4		SLE F	0.00	-54390.70	0.00	20.00	114.69	0.16	140.48	20.00	66.35	3977.42	1937.76	1640.14	0.60	0.14

Verifiche principali

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max



**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

**SEZ4**

Sezione degli elementi bidimensionali

**Simbologia**

Caso	=	Caso di verifica
CC	=	Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	=	Tipo di combinazione di carico
		SLU = Stato limite ultimo
		SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
		SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
		SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
		SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
		SLD = Stato limite di danno
		SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
		SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
		SLO = Stato limite di operatività
		SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
N	=	Sforzo normale
My	=	Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	=	Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	=	Sforzo normale ultimo
Myu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	=	Tipo di rottura
		1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
		2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
		3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{co} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	=	Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	=	Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	=	Modalità di calcolo sicurezza
		N/e = N costante ed eccentricità costante
		My/e = My costante ed eccentricità costante
		My/N = My e N costante
		Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
		Mz/N = Mz e N costante
Sic.	=	Sicurezza a rottura
AfT	=	Area di ferro tesa
AfC	=	Area di ferro compressa
$\sigma_c$	=	Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	=	Tensione nel ferro
c	=	Ricoprimento dell'armatura
s	=	Distanza minima tra le barre
K3	=	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	=	Distanza media tra le fessure
$\Phi$	=	Diametro della barra
$A_s$	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	=	Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	=	Apertura delle fessure
Ty	=	Taglio in dir. Y
Tz	=	Taglio in dir. Z
bw	=	Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	=	Area armatura trasversale
Vsdu	=	Taglio agente nella direzione del momento ultimo
ctg $\theta$	=	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
VRcd	=	Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd	=	Taglio ultimo lato armatura
Tipo	=	Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	-10179.60	0.00	0.00	-17807.10	0.00	1-2	0.00	-1.22	Mz/e	1.749

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <daN>	ctg $\theta$	VRcd <daN>	VRsd <daN>
1	0.00	17895.80	2.76	5.03	17895.80	2.50	331356.00	20800.10

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>	Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>
2	-6985.84	14.07	14.07	13.78	1115.65	3	-2112.45	14.07	14.07	4.17	337.36

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cmq>	$\sigma_{sr}$ <daN/cmq>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
------	----	-----	------------	--------------	--------------	-----------	-----------	----	------------------	--------	----------------	-----------------------	-------------------------	----------------------------	-----------------	------------

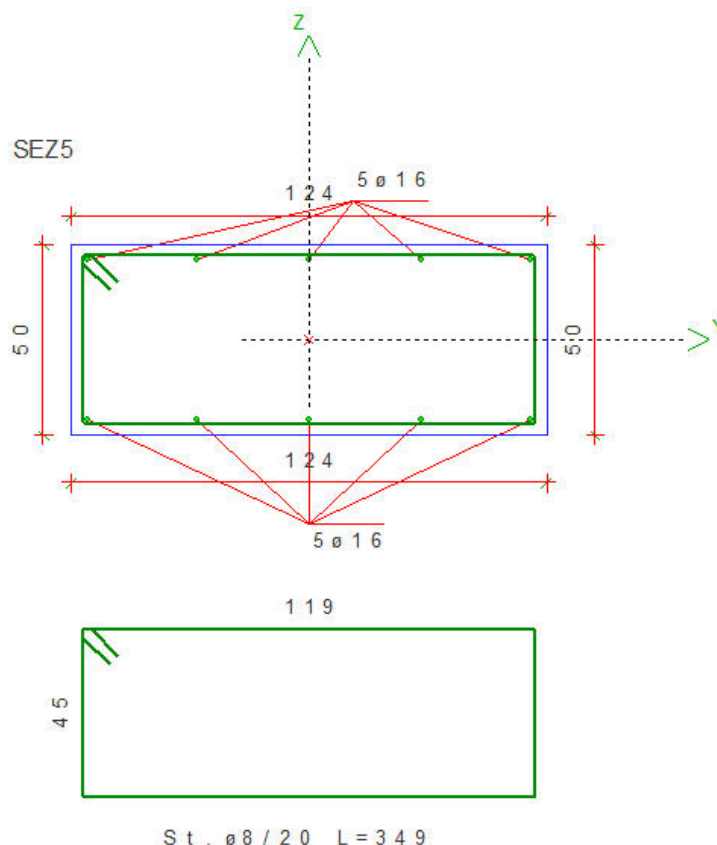


**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

3	SLE Q	0.00	-2112.45	0.00	22.00	224.00	0.18	236.66	16.00	2.01	259.23	337.36	6692.10	0.07	0.03
4	SLE F	0.00	-6985.84	0.00	22.00	224.00	0.18	236.66	16.00	2.01	259.23	1115.65	6692.10	0.22	0.09

Verifiche principali

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max



**SEZ5**

Sezione degli elementi bidimensionali

**Simbologia**

Caso	= Caso di verifica
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	= Tipo di combinazione di carico
SLU	= Stato limite ultimo
SLU S	= Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	= Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	= Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	= Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	= Stato limite di danno
SLV	= Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	= Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	= Stato limite di operatività
SLU I	= Stato limite di resistenza al fuoco
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
1-2	= Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
2-3	= Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

$\alpha$	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\epsilon_c$	= Angolo asse neutro a rottura
TS	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	= Distanza media tra le fessure
$\Phi$	= Diametro della barra
$A_s$	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
Ty	= Taglio in dir. Y
Tz	= Taglio in dir. Z
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	= Area armatura trasversale
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
ctg $\theta$	= Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
VRcd	= Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd	= Taglio ultimo lato armatura
Tipo	= Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	-3026.05	0.00	0.00	-12589.20	0.00	1-2	0.00	-1.49	Mz/e	4.161

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <daN>	ctg $\theta$	VRcd <daN>	VRsd <daN>
1	0.00	3598.19	1.24	5.03	3598.19	2.50	148870.00	20800.10

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>	Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>
2	-2080.15	10.05	10.05	7.28	469.84	3	-645.87	10.05	10.05	2.26	145.88

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cmq>	$\sigma_{sr}$ <daN/cmq>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
3		SLE Q	0.00	-645.87	0.00	22.00	224.00	0.18	236.66	16.00	2.01	259.23	145.88	4418.77	0.03	0.01
4		SLE F	0.00	-2080.15	0.00	22.00	224.00	0.18	236.66	16.00	2.01	259.23	469.84	4418.77	0.09	0.04

Verifiche principali

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max

\*\*\*

Per ogni dettaglio in merito al modello di calcolo e alle verifiche si veda quanto indicato nel fascicolo di calcolo specifico allegato alla presente.

**L.2 SOLETTA INTERNA INTERMEDIA (MACCHINA) – S2**

Nel seguito si riportano le verifiche della soletta di appoggio delle macchine – LIVELLO 1, interna al fabbricato. Per il suo dimensionamento si è fatto riferimento ai carichi dovuti alle macchine e alla sottopressione idraulica in fase di piena ( $T_r=200$  anni), che sollecita la soletta dal basso verso l'alto.

Analisi dei carichi:

Peso proprio strutturale (soletta sp. 60 cm):  $g = 0,60 \cdot 2500 = 1500$  daN/mq

Peso impianti o finiture estradosso soletta:  $p_{perm} = 250$  daN/mq

Peso impianti o finiture intradosso soletta:  $p_{imp} = 60$  daN/mq

Sovraccarico su soletta:  $q = 600$  daN/mq

Peso del collare in c.a. di appoggio macchine liv.1:

$$p_{coll} = 1,10 \cdot 0,90 \cdot 2500 = 2475 \text{ daN/m}$$

Sul livello 1 si ha un carico totale agente su 4 supporti (per ogni turbina) pari a:

$$P_{tot,Liv1} = \underline{25200} \text{ kg}$$

I carichi sul livello 1 (25200 daN per ogni macchina) sono stati applicati su una circonferenza di diametro 2,85 m che rappresenta la foratura presente sulla soletta al di sotto del livello 1.

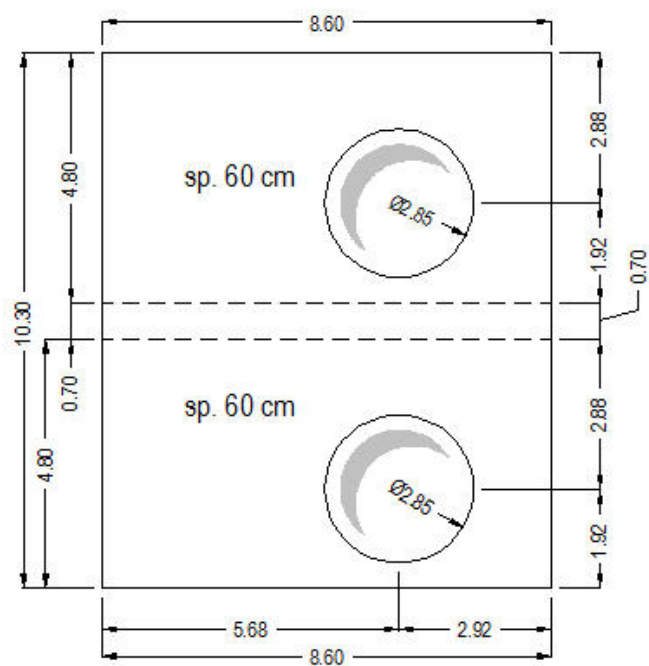
Perimetro circonferenza:  $2p_c = 3,14 \cdot 2,85 = 8,95$  m

Carico livello 1 su circonferenza:  $p_{liv1} = 25200/8,95 = 2816$  daN/m

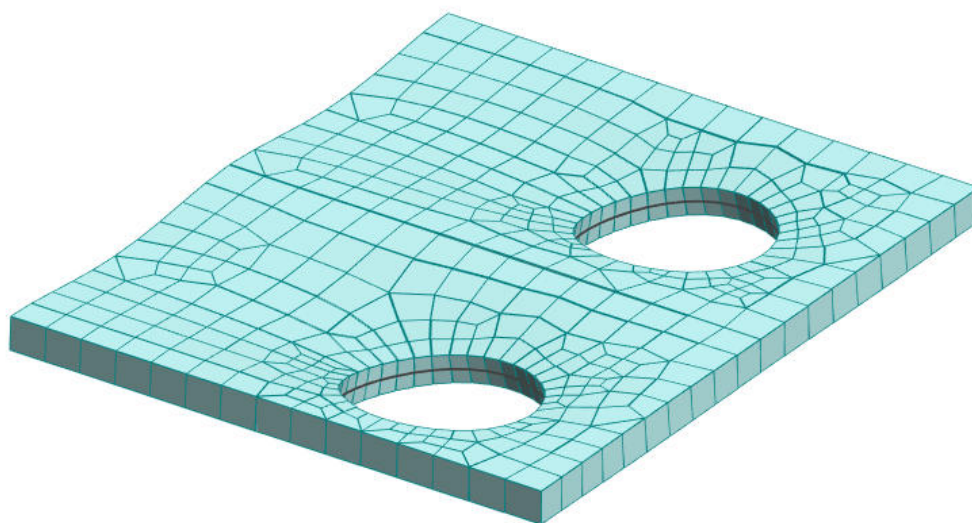
Sottospinta idraulica (caso di piena):  $q_{sot} = 5,50 \cdot 1100 = 6050$  daN/mq

N.B.: Su un bordo della soletta è presente anche il muro di sostegno della soletta S1; tale carico non è stato considerato poiché agisce sul setto lato monte appoggiato a sua volta ai muri perimetrali dell'opera per cui di per se sufficiente a sostenere i carichi derivanti dalla soletta S2 suddetta.

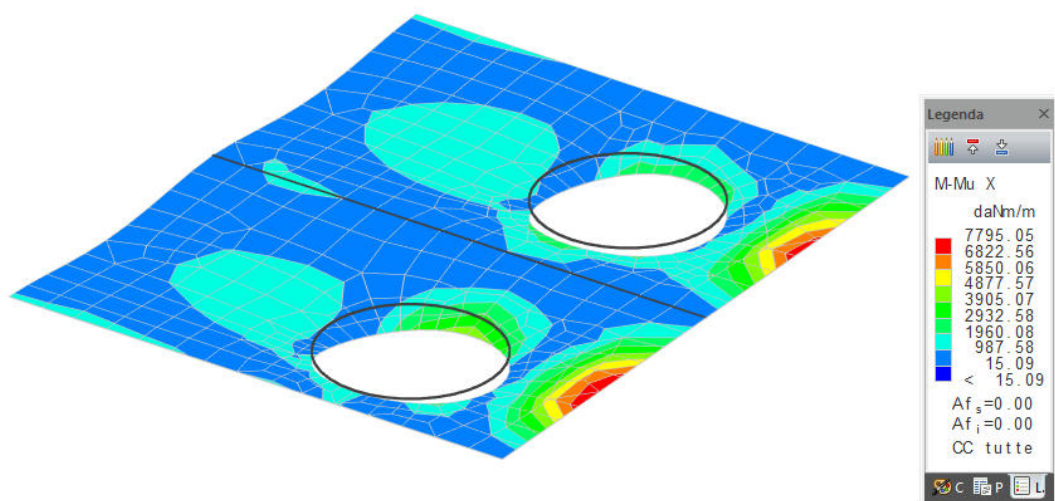
Nel seguito è riportato lo schema tipico della soletta; la soletta risulta incastrata sul muro di valle e sui muri laterali, libera sul lato di monte e poggiata sul setto centrale di divisione delle due camere.



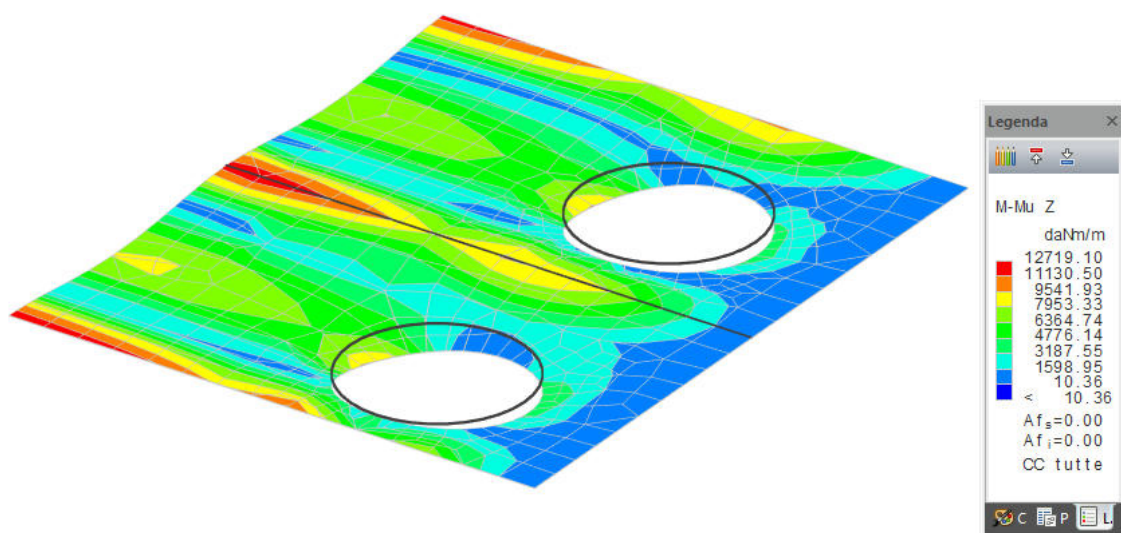
Pianta tipica della soletta S2.



Vista deformata soletta.



Momento flettene in dir. x.



Momento flettene in dir. z.

## Armatura soletta

### Simbologia

Nodo	=	Numero del nodo
X	=	Coordinata X del nodo
Y	=	Coordinata Y del nodo
DV	=	Direzione di verifica
		XX = Verifica per momento Mxx
		YY = Verifica per momento Myy
CC	=	Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	=	Tipo di combinazione di carico
		SLU = Stato limite ultimo
		SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
		SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
		SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
		SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
		SLD = Stato limite di danno
		SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
		SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
		SLO = Stato limite di operatività
		SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
c	=	Ricoprimento dell'armatura

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

s	=	Distanza minima tra le barre
K3	=	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
s <sub>rm</sub>	=	Distanza media tra le fessure
Φ	=	Diametro della barra
A <sub>s</sub>	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A <sub>c eff</sub>	=	Area di calcestruzzo efficace
σ <sub>s</sub>	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
σ <sub>sr</sub>	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
ε <sub>sm</sub>	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	=	Apertura delle fessure
AfE S	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
Mom	=	Momento flettente
Mu	=	Momento ultimo
Sic.	=	Sicurezza a rottura
Vsdu	=	Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	=	Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
σ <sub>c</sub>	=	Tensione nel calcestruzzo
σ <sub>f</sub>	=	Tensione nel ferro
Spess.	=	Spessore
Cf sup	=	Copriferro superiore
Cf inf	=	Copriferro inferiore
Cls	=	Tipo di calcestruzzo
Fck	=	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	=	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	=	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	=	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	=	Tipo di acciaio
Fyk	=	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	=	Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Spess. <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Acc.	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
50.00	4.00	4.00	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	3913.04

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cm²>	AfE I <cm²>	Mom <daNm>	Mu <daNm>	Sic.
-354	10.60	4.46	XX	1	SLU	10.05	10.05	-7795.05	-17860.20	2.291
-26	7.68	5.34	XX	1	SLU	10.05	10.05	4491.99	17860.20	3.976
-424	6.54	2.00	YY	1	SLU	10.05	10.05	-11315.90	-17860.20	1.578
-161	2.57	7.15	YY	2	SLU	10.05	10.05	12719.10	17860.20	1.404

**Stato limite d'esercizio - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cm²>	AfE I <cm²>	Mom <daNm>	σ <sub>c</sub> <daN/cm²>	σ <sub>f</sub> <daN/cm²>
-354	10.60	4.46	XX	3	SLE R	10.05	10.05	-5337.78	21.96	1244.40
-26	7.68	5.34	XX	3	SLE R	10.05	10.05	3046.33	12.53	710.19
-354	10.60	4.46	XX	7	SLE Q	10.05	10.05	-4829.89	19.87	1125.99
-26	7.68	5.34	XX	7	SLE Q	10.05	10.05	2860.32	11.77	666.83
-424	6.54	2.00	YY	3	SLE R	10.05	10.05	-7757.94	31.92	1808.60
-1	2.00	2.00	YY	4	SLE R	10.05	10.05	7656.99	31.51	1785.07
-424	6.54	2.00	YY	7	SLE Q	10.05	10.05	-6987.44	28.75	1628.98
-69	6.28	9.67	YY	7	SLE Q	10.05	10.05	5965.41	24.55	1390.71

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure**

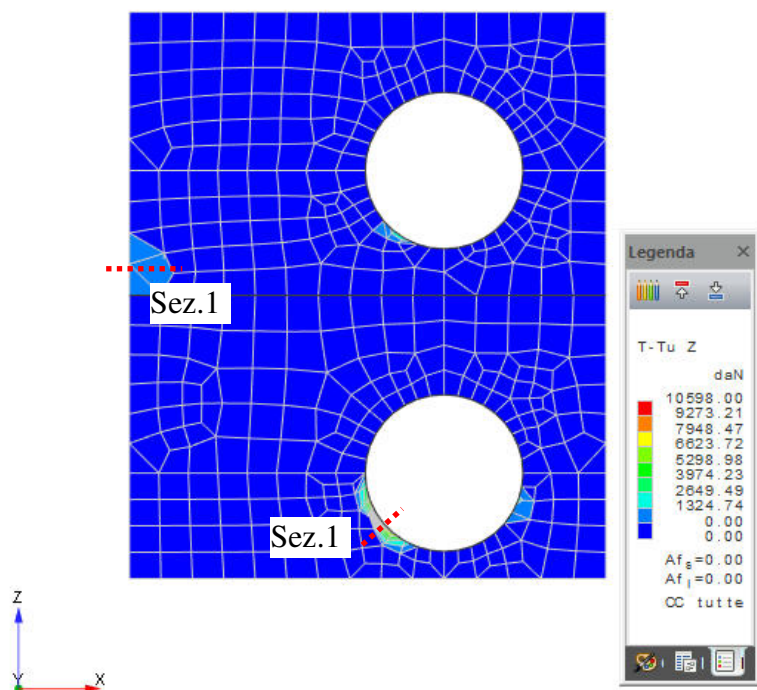
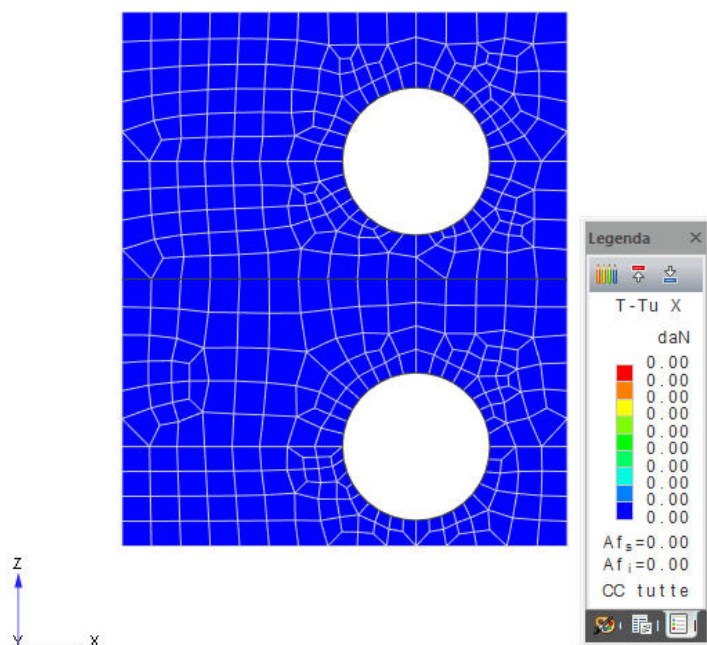
Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K3	s <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cm²>	A <sub>c eff</sub> <cm²>	σ <sub>s</sub> <daN/cm²>	σ <sub>sr</sub> <daN/cm²>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
-354	10.60	4.46	XX	7	SLE Q	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	1125.99	3975.19	0.22	0.09
-354	10.60	4.46	XX	5	SLE F	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	1232.56	4025.00	0.24	0.10
-26	7.68	5.34	XX	5	SLE F	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	705.85	3975.19	0.14	0.06
-26	7.68	5.34	XX	7	SLE Q	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	666.83	3975.19	0.13	0.05
-424	6.54	2.00	YY	7	SLE Q	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	1628.98	3975.19	0.32	0.13
-424	6.54	2.00	YY	5	SLE F	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	1790.64	3975.19	0.35	0.15
-1	2.00	2.00	YY	6	SLE F	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	1785.07	3975.19	0.35	0.14
-69	6.28	9.67	YY	7	SLE Q	32.00	200.00	0.17	245.85	16.00	10.05	1279.19	1390.71	3975.19	0.27	0.11

Come riportato nel seguito vi sono alcuni punti in cui le tensioni tangenziali necessitano di un'armatura a taglio specifica poiché il valore di Vsd supera Vrd per cui in tali zone verrà inserita un'armatura specifica a taglio costituita da staffea più braccia, come meglio descritto nel seguito.



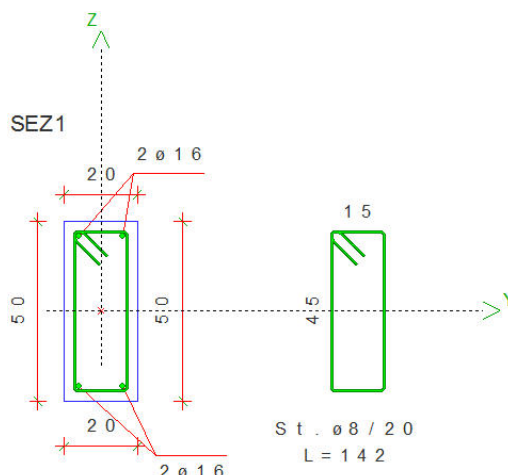
Stato limite ultimo - Verifica a taglio del calcestruzzo

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
-41	6.97	2.69	XX	1	SLU	10.05	10.05	18422.10	19829.60
-39	6.59	3.00	YY	1	SLU	10.05	10.05	30427.60	19829.60



Sono state eseguite verifiche locali in corrispondenza delle sezioni indicate in modo da inserire una staffatura a taglio utilizzando le armature correnti indicate nelle verifiche a flessione della soletta ed integrandole ove lo schema in sezione comporti un maggior quantitativo di armatura.

L'armatura e staffatura inserita nella sezione seguente può essere sostituita dall'armatura inserita nel collare di appoggio degli impianti (qualora presente e continuo su tutto il perimetro circolare di inserimento della macchina) che potrà avere anche una larghezza superiore a quella di seguito indicata (cordolo di sezione 30x50h cm).



#### SEZ1

Sezione degli elementi bidimensionali

#### Simbologia

Caso	= Caso di verifica
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	= Tipo di combinazione di carico
SLU	= Stato limite ultimo
SLU S	= Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	= Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	= Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	= Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	= Stato limite di danno
SLV	= Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	= Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	= Stato limite di operatività
SLU I	= Stato limite di resistenza al fuoco
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	= Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

$s_{rm}$	=	Distanza media tra le fessure
$\Phi$	=	Diametro della barra
$A_s$	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	=	Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\varepsilon_{sm}$	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
$W_k$	=	Apertura delle fessure
$T_y$	=	Taglio in dir. Y
$T_z$	=	Taglio in dir. Z
$b_w$	=	Larghezza membratura resistente al taglio
$A_{sw}$	=	Area armatura trasversale
$V_{sdu}$	=	Taglio agente nella direzione del momento ultimo
$ctg\theta$	=	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$VR_{cd}$	=	Taglio ultimo lato calcestruzzo
$VR_{sd}$	=	Taglio ultimo lato armatura
Tipo	=	Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\varepsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	-51.05	0.00	0.00	-4939.46	0.00	1-2	0.00	-2.09	Mz/e	96.753
2		SLU	0.00	865.28	0.00	0.00	4939.46	0.00	1-2	180.00	-2.09	Mz/e	5.708

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	b <sub>w</sub> <m>	A <sub>sw</sub> <cmq>	V <sub>sdu</sub> <daN>	ctg $\theta$	VR <sub>cd</sub> <daN>	VR <sub>sd</sub> <daN>
1	0.00	4892.26	0.20	5.03	4892.26	2.50	24350.80	20800.10
2	0.00	-1780.59	0.20	5.03	1780.59	2.50	24350.80	20800.10

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\sigma_f$ <daN/cm <sup>2</sup> >
3	-49.80	4.02	4.02	0.68	28.67
5	6.95	4.02	4.02	0.09	4.00

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\sigma_f$ <daN/cm <sup>2</sup> >
4	579.17	4.02	4.02	7.87	333.43

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\sigma_{sr}$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\varepsilon_{sm}$	W <sub>k</sub> <mm>
5		SLE Q	0.00	6.95	0.00	22.00	142.83	0.18	150.53	16.00	4.02	273.38	4.00	2112.60	0.00	0.00
6		SLE F	0.00	-44.12	0.00	22.00	142.83	0.18	150.53	16.00	4.02	273.38	25.40	2112.60	0.00	0.00
7		SLE F	0.00	579.17	0.00	22.00	142.83	0.18	150.53	16.00	4.02	273.38	333.43	2112.60	0.06	0.02

Verifiche principali

Caso	Tipo
1	SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
2	SLU Mz cost - min. sic.
3	C.Rare - Sc max (min. compr.)
4	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
5	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - W <sub>k</sub> Max
7	C.Freq - W <sub>k</sub> Max

\*\*\*

Per ogni dettaglio in merito al modello di calcolo e alle verifiche si veda quanto indicato nel fascicolo di calcolo specifico allegato alla presente.

### **L.3 SOLETTA CARRABILE ESTERNA LATO MONTE – S3**

Nel seguito si riportano le verifiche della soletta S3 di copertura del canale di ingresso. Per tale soletta non è stato necessario provvedere ad una modellazione con elemento bidimensionali poiché la sua forma è variabile asseconda dell'installazione, per cui si è preferito considerarla come trave incastrata tra i setti in c.a.. La soletta potrà anche essere realizzata di spessore pari a 40 cm.

La soletta può essere considerata appoggiata sul setto centrale, incastrata su tre lati verso il locale tecnico e i muri laterali e libera sul restante lato.

Tale soletta di fatto può assumere in pianta andamenti rettilinei e curvilinei per conformarsi alla forma in pianta degli impianti e, quindi, per semplicità e praticità è stata calcolata la soletta come semplicemente appoggiata tra i muri esterni e il setto centrale, applicando poi un'armatura trasversale pari al 20% di quella calcolata nella direzione di forza (di veda EC2).

Spessore soletta 30 cm.

Presenza dell'appoggio centrale.

Luce netta di calcolo soletta:  $L = 4,80$  m

Analisi dei carichi:

Peso proprio soletta:  $g = 0,30 \cdot 2500 = 750$  daN/mq

Rivestimento in pietra sp. 8/10 cm:  $p_{riv} = 0,10 \cdot 2500 = 250$  daN/mq

Altri permanenti (imp. Intradosso ad es.):  $p_2 = 50$  daN/mq

Per semplicità, su tali solette, è stato considerato un carico massimo accidentale distribuito pari a:  $q = 4000$  daN/mq.

Peso dovuto agli sgrigliatori (stima): ricompreso nel carico indicato in precedenza.

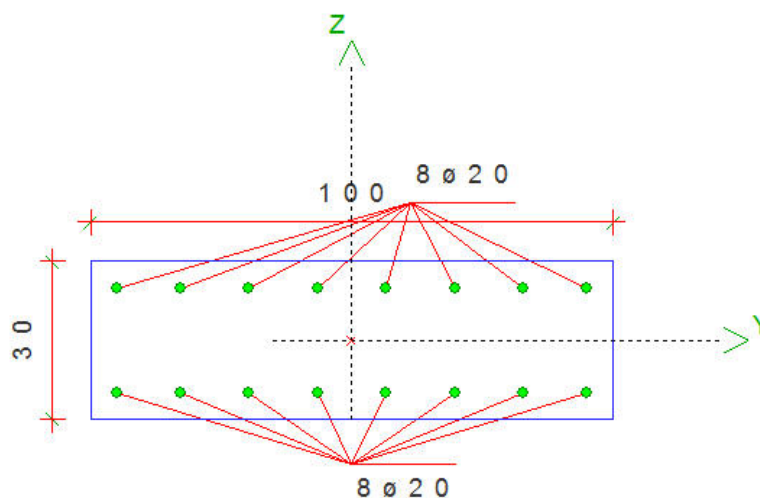
Pressione acqua: di fatto la pressione dovuta all'acqua in fase di piena si esplica su entrambe le facce della soletta, di fatto annullando il proprio effetto.

Nel seguito si è fatto riferimento ad una striscia di 1,00 m di soletta.

Carico massimo di progetto:  $q_{sd} = 750 + 250 + 50 + 4000 = 5050$  daN/m

Momento flettente massimo:  $M_{sd} = 1,50 \cdot 5050 \cdot 4,8^2 / 12 = 14544$  daN·m

Taglio massimo:  $V_{sd} = 0,625 \cdot 1,50 \cdot 5050 \cdot 4,8 = 22725$  daN



**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

**Sezione 1 (Soletta S3 - sez. 100x30h cm.) - Soli. man.**

**Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione**

Base <m>	=	1.00
Altezza <m>	=	0.30

**Simbologia**

Caso	=	Caso di verifica
CC	=	Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	=	Tipo di combinazione di carico
SLU	=	Stato limite ultimo
SLU S	=	Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	=	Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	=	Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	=	Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	=	Stato limite di danno
SLV	=	Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	=	Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	=	Stato limite di operatività
SLU I	=	Stato limite di resistenza al fuoco
N	=	Sforzo normale
My	=	Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	=	Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	=	Sforzo normale ultimo
Myu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	=	Tipo di rottura
	1-2	= Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3	= Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4	= Rott. cls: $\epsilon_{co} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	=	Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	=	Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	=	Modalità di calcolo sicurezza
	N/e	= N costante ed eccentricità costante
	My/e	= My costante ed eccentricità costante
	My/N	= My e N costante
	Mz/e	= Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N	= Mz e N costante
Sic.	=	Sicurezza a rottura
AfT	=	Area di ferro tesa
AfC	=	Area di ferro compressa
$\sigma_c$	=	Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	=	Tensione nel ferro
c	=	Ricoprimento dell'armatura
s	=	Distanza minima tra le barre
K3	=	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	=	Distanza media tra le fessure
$\Phi$	=	Diametro della barra
$A_s$	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	=	Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	=	Apertura delle fessure
Ty	=	Taglio in dir. Y
Tz	=	Taglio in dir. Z
bw	=	Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	=	Area armatura trasversale
Af tesa	=	Area di ferro tesa
Vsdu	=	Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	=	Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Tipo	=	Tipo di verifica effettuata
Sez.	=	Numero della sezione
B	=	Base
H	=	Altezza
Cf	=	Copriferro
Cls	=	Tipo di calcestruzzo
Fck	=	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	=	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	=	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	=	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	=	Tipo di acciaio
Fyk	=	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	=	Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez. Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fcd <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctd <daN/cm <sup>2</sup> >	Acc.	Fyk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fyd <daN/cm <sup>2</sup> >
1R	100.00	30.00	4.00	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	3913.04

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	14544.00	0.00	0.00	16169.20	0.00	2-3	180.00	-3.50	Mz/e	1.112

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Af tesa <cmq>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
1	0.00	22725.00	1.00	0.00	25.13	22725.00	18610.70

(\*)

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <daN/cm>	$\sigma_c$ <daN/cm>	$\sigma_f$ <daN/cm>
2	9696.00	25.13	25.13	63.15	1705.60

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cm>	$\sigma_f$ <daN/cm>
3	2016.00	25.13	25.13	13.13	354.63

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cm>	$\sigma_{sr}$ <daN/cm>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
3		SLE Q	0.00	2016.00	0.00	30.00	131.58	0.13	155.40	20.00	25.13	1736.23	354.63	1379.09	0.07	0.02
4		SLE F	0.00	9696.00	0.00	30.00	131.58	0.13	155.40	20.00	25.13	1736.23	1705.60	1379.09	0.56	0.15

Verifiche principali

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max

(\*) Le verifiche a taglio (senza staffe) non risultano verificate, per cui in prossimità degli appoggi (per una lunghezza pari a circa 150 cm, si inseriranno armature a taglio specifiche (barre sagomate ad andamento armonico o tralicci idoneo equivalenti), secondo le verifiche e specifiche inserite nel seguito:

Vrsd = valore resistente del taglio (lato acciaio) =  $0,90 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$

d = altezza utile sezione in c.a. = 30-4 = 26 cm.

Asw = armatura a taglio (ferri sagomati) = n° 5 D.10 /m

s = passo armature a taglio = 15 cm.

f<sub>yd</sub> = tensione acciaio per c.a. = 3913 kg/cm<sup>2</sup>.

$\alpha$  = angolo di inclinazione delle armature a taglio = 90°

$\theta$  = angolo di inclinazione delle bielle compresse

Vrsd = valore resistente del taglio (lato acciaio) =  $0,90 \cdot 26 \cdot (5 \cdot 0,78) / 15 \cdot 3913 \cdot (1+0) \cdot 1 = 23959$  kg

Vrsd = 23959 > Vsd,max = 22725 (la verifica risulta soddisfatta e le armature specifiche sagomate sono sufficienti ad assorbire l'azione tagliente in oggetto).

\*\*\*

Le armature nella direzione ortogonale (armatura trasversale) rispetto allo schema di calcolo considerato (armatura longitudinale), risulta pari a:  $A_{fe,2} = 3,14 \cdot 8 \cdot 0,20 = 5,024 \rightarrow$  D.12/20 cm.

#### **L.4 SOLETTA CARRABILE ESTERNA LATO VALLE – S4**



Nel seguito si riportano le verifiche della soletta S4 di copertura del canale di uscita. Per tale soletta non è stato necessario provvedere ad una modellazione con elemento bidimensionali poiché la sua forma è variabile asseconda dell'installazione, per cui si è preferito considerarla come trave incastrata tra i setti in c.a..

Si tenga presente che tale soletta di fatto è integrato nel getto di sommità del canale di uscita, per cui gli spessori risultano in molti punti più importanti di quelli considerati, ma vista la monoliticità delle strutture e la loro caratteristica molto massiccia ogni verifica risulta superflua.

La soletta può essere considerata appoggiata sul setto centrale, incastrata su tre lati verso il locale tecnico e i muri laterali e libera sul restante lato.

Tale soletta di fatto può assumere in pianta andamenti rettilinei e curvilinei per conformarsi alla forma in pianta degli impianti e, quindi, per semplicità e praticità è stata calcolata la soletta come semplicemente appoggiata tra i muri esterni e il setto centrale, applicando poi un'armatura trasversale pari al 20% di quella calcolata nella direzione di forza (di veda EC2).

Spessore soletta 75 cm.

Presenza dell'appoggio centrale.

Luce netta di calcolo soletta:  $L = 4,35 \text{ m}$

Analisi dei carichi:

Peso proprio soletta:  $g = 0,75 \cdot 2500 = 1875 \text{ daN/mq}$

Rivestimento in pietra sp. 8/10 cm:  $p_{\text{riv}} = 0,10 \cdot 2500 = 250 \text{ daN/mq}$

Altri permanenti (imp. Intradosso ad es.):  $p_2 = 50 \text{ daN/mq}$

Per semplicità, su tali solette, è stato considerato un carico massimo accidentale distribuito pari a:  $q = 4000 \text{ daN/mq}$ .

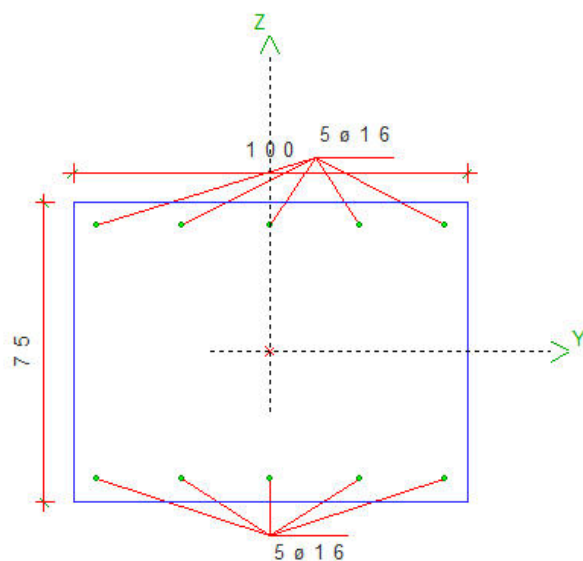
Pressione acqua: di fatto la pressione dovuta all'acqua in fase di piena si esplica su entrambe le facce della soletta, di fatto annullando il proprio effetto.

Nel seguito si è fatto riferimento ad una striscia di 1,00 m di soletta.

Carico massimo di progetto:  $q_{\text{sd}} = 1875 + 250 + 50 + 4000 = 6175 \text{ daN/m}$

Momento flettente massimo:  $M_{\text{sd}} = 1,50 \cdot 6175 \cdot 4,35^2 / 12 = 14606 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Taglio massimo:  $V_{\text{sd}} = 0,625 \cdot 1,50 \cdot 6175 \cdot 4,35 = 25183 \text{ daN}$



Sezione 2 (Sezione soletta S4 - 100x75h cm.) - Soli. man.

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m>	=	1.00
Altezza <m>	=	0.75

#### Simbologia

Caso	=	Caso di verifica
CC	=	Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	=	Tipo di combinazione di carico
SLU	=	Stato limite ultimo
SLU S	=	Stato limite ultimo (azione sismica)
SLR	=	Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	=	Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	=	Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	=	Stato limite di danno
SLV	=	Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	=	Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	=	Stato limite di operatività
SLU I	=	Stato limite di resistenza al fuoco
N	=	Sforzo normale
My	=	Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	=	Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	=	Sforzo normale ultimo
Myu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	=	Tipo di rottura
	1-2	= Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3	= Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4	= Rott. cls: $\epsilon_{cu} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	=	Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	=	Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	=	Modalità di calcolo sicurezza
	N/e	= N costante ed eccentricità costante
	My/e	= My costante ed eccentricità costante
	My/N	= My e N costante
	Mz/e	= Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N	= Mz e N costante
Sic.	=	Sicurezza a rottura
AfT	=	Area di ferro tesa
AfC	=	Area di ferro compressa
$\sigma_c$	=	Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	=	Tensione nel ferro
c	=	Ricoprimento dell'armatura
s	=	Distanza minima tra le barre
K3	=	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	=	Distanza media tra le fessure
$\Phi$	=	Diametro della barra
$A_s$	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	=	Area di calcestruzzo efficace

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

$\sigma_s$	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
Ty	= Taglio in dir. Y
Tz	= Taglio in dir. Z
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	= Area armatura trasversale
Af tesa	= Area di ferro tesa
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	= Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Tipo	= Tipo di verifica effettuata
Sez.	= Numero della sezione
B	= Base
H	= Altezza
Cf	= Copriferro
Cls	= Tipo di calcestruzzo
Fck	= Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	= Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	= Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	= Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	= Tipo di acciaio
Fyk	= Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	= Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Acc.	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
2	R	100.00	75.00	4.80	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	3913.04

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	14606.00	0.00	0.00	19127.40	0.00	1-2	180.00	-1.24	Mz/e	1.309

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Af tesa <cmq>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
1	0.00	25183.00	1.00	0.00	10.05	25183.00	27117.50

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>	Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>
2	10433.00	10.05	10.05	21.72	1551.08	3	3430.00	10.05	10.05	7.14	509.94

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_{c\ off}$ <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cmq>	$\sigma_{sr}$ <daN/cmq>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
3		SLE Q	0.00	3430.00	0.00	32.00	224.00	0.20	286.76	16.00	2.01	280.30	509.94	5682.11	0.10	0.05
4		SLE F	0.00	10433.00	0.00	32.00	224.00	0.20	286.76	16.00	2.01	280.30	1551.08	5682.11	0.30	0.15

Verifiche principali

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max

Le verifiche a taglio sono soddisfatte per la sezione non armata a taglio, per cui non sono necessarie armature a staffa, traliccio o sagomate.

\*\*\*

Le armature nella direzione ortogonale (armatura trasversale) rispetto allo schema di calcolo considerato (armatura longitudinale), risulta pari a:

$$A_{fe,2} = 3,14 \cdot 8 \cdot 0,20 = 5,024 \rightarrow D.12/20 \text{ cm.}$$

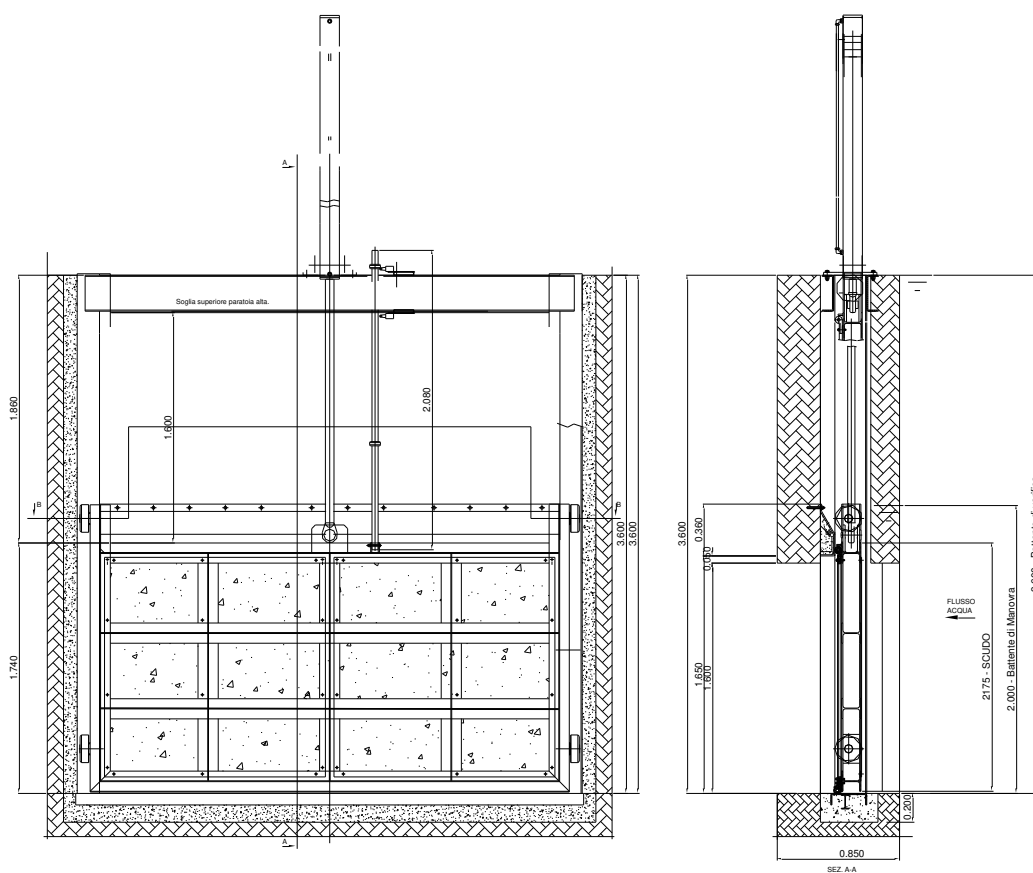
\*\*\*

La soletta presenta verso valle uno sbalzo di circa 1,50 m; visto lo spessore e le armature minime presenti non si ritiene di dover inserire ulteriori verifiche affermando che le armature presenti sono sufficienti a sostenere i carichi indicati.

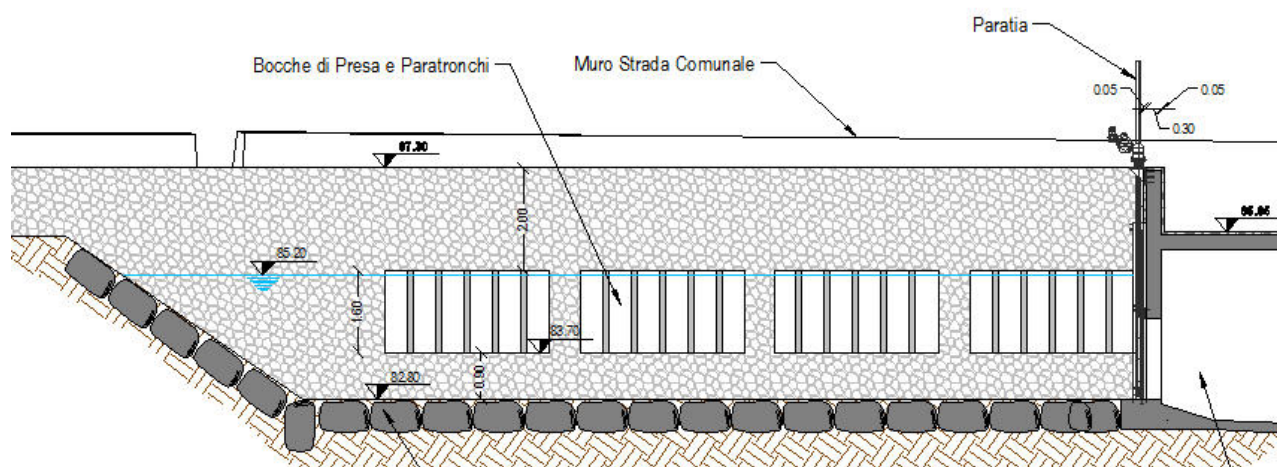
#### L.5 TELAIO SU PARATOIE – T1/C1

Lo schema del telaio con paratoie mobile sull'imbocco dell'impianto può essere preso come significativo dell'installazione. Le valutazioni riportate nel seguito possono essere prese come riferimento per tutte le installazioni.

Lo schema è quello riportato nel seguito.



La paratia-imbocco tipica è costituita genericamente da alcuni settori per paratia separati da pilastri in c.a. di sostegno dei muri in c.a. in elevazioni posti al di sopra della feritoia.

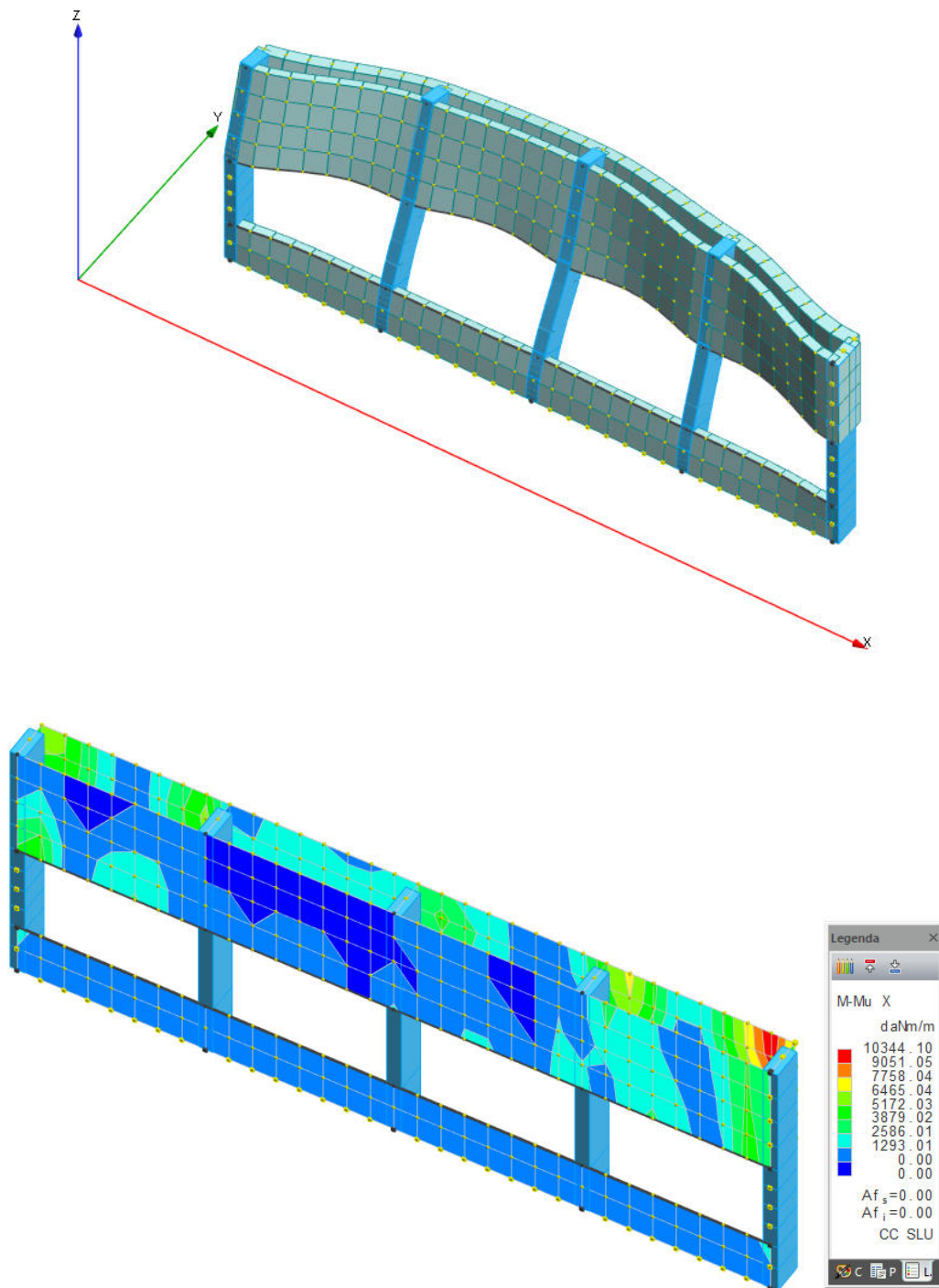


Vista prospetto imbocco.

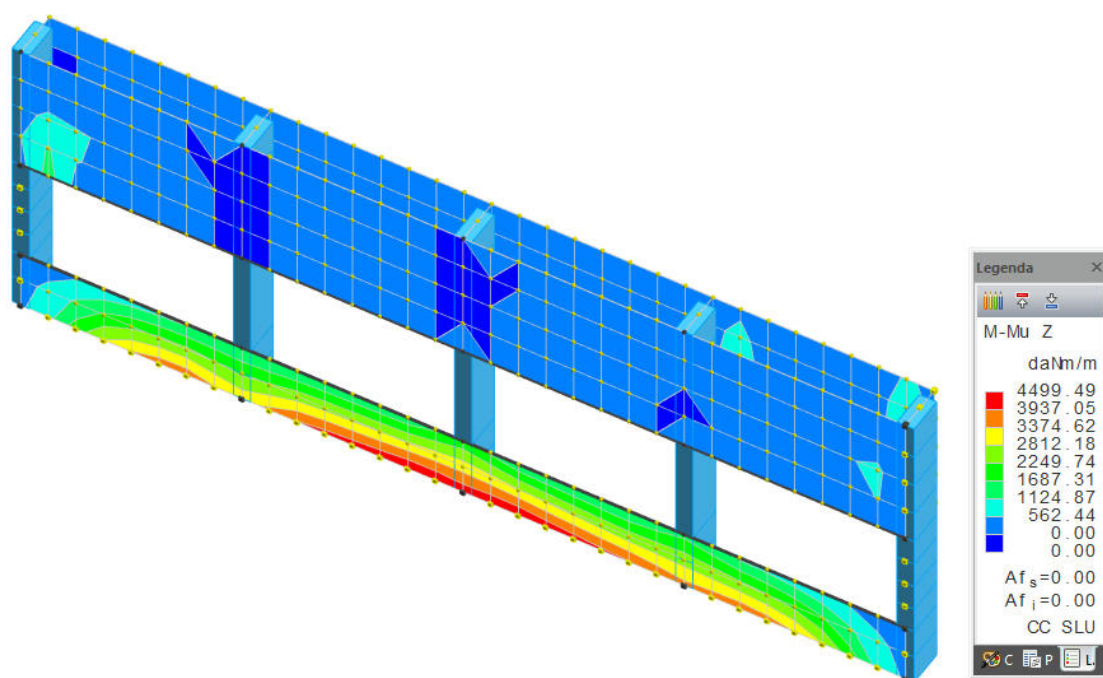
Nel seguito si riporta il modello parziali utilizzato per le verifiche delle membrature in oggetto.

Peso proprio strutture:	calcolato in automatico dal programma di calcolo
Altezza massima dell'acqua:	$hw = 4,50 \text{ m}$
Spinta minima dell'acqua:	$pw,1 = 0 \text{ daN/mq}$
Spinta massima dell'acqua:	$pw,2 = 4,50 \cdot 1100 = 4950 \text{ daN/mq}$
Pressione al filo sup. paratia:	$p_{sup} = 2 \cdot 1100 = 2200 \text{ daN/mq}$

Pressione al filo inf. paratia:  $p_{\text{inf}} = 3960 \text{ daN/mq}$   
Pressione media sulla paratia:  $p_{\text{med,par}} = (2200+3960)/2 = 3080 \text{ daN/mq}$   
Altezza paratoia:  $h_p = 1,60 \text{ m}$   
Azione lineare su filo sup. paratia:  $q_{\text{sup}} = 3080 \cdot 1,60/2 = 2464 \text{ daN/m}$   
Azione lineare su filo inf. paratia:  $q_{\text{inf}} = 3080 \cdot 1,60/2 = 2464 \text{ daN/m}$



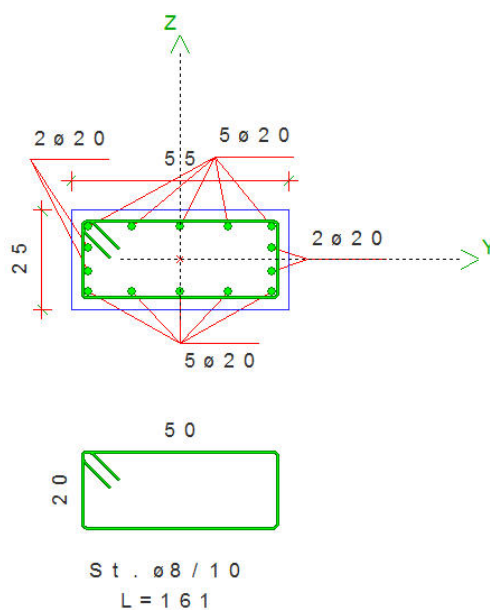




Momento massimo verticale:  $M_{sd,v,max} = 1034410 \text{ daN}\cdot\text{cm/m}$   
 $A_{fe,min} = 1034410 / (0,9 \cdot 3913 \cdot 16) = 18,36 \text{ cm}^2 \rightarrow D.18/12,5 \text{ cm}$

Momento massimo orizzontale:  $M_{sd,o,max} = 449949 \text{ daN}\cdot\text{cm/m}$   
 $A_{fe,min} = 449949 / (0,9 \cdot 3913 \cdot 16) = 7,99 \text{ cm}^2 \rightarrow D.16/25 \text{ cm}$

Nel seguito si riportano le verifiche dei pilasti 25x55 cm.



**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

**Sezione 1 (Pilastro 25x55 cm.)**

**Simbologia**

Caso	=	Caso di verifica
N	=	Sforzo normale
My	=	Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	=	Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	=	Sforzo normale ultimo
Myu	=	Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu	=	Momento ultimo intorno all'asse Z
Sic.	=	Sicurezza a rottura
AfT	=	Area di ferro tesa
AfC	=	Area di ferro compressa
$\sigma_c$	=	Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	=	Tensione nel ferro
c	=	Ricoprimento dell'armatura
s	=	Distanza minima tra le barre
K3	=	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	=	Distanza media tra le fessure
$\Phi$	=	Diametro della barra
$A_s$	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	=	Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	=	Apertura delle fessure
Ty	=	Taglio in dir. Y
Tz	=	Taglio in dir. Z
bw	=	Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	=	Area armatura trasversale
Vsdu	=	Taglio agente nella direzione del momento ultimo
ctg $\theta$	=	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
VRcd	=	Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd	=	Taglio ultimo lato armatura
Asta	=	Numero dell'asta
N1	=	Nodo iniziale
N2	=	Nodo finale
CC	=	Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	=	Tipo di combinazione di carico
SLU	=	Stato limite ultimo
SLU S	=	Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	=	Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	=	Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	=	Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	=	Stato limite di danno
SLV	=	Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	=	Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	=	Stato limite di operatività
SLU I	=	Stato limite di resistenza al fuoco
X	=	Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
Tipo	=	Tipo di verifica effettuata
Sez.	=	Numero della sezione
B	=	Base
H	=	Altezza
Cf	=	Copriferro
Cls	=	Tipo di calcestruzzo
Fck	=	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	=	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	=	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	=	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	=	Tipo di acciaio
Fyk	=	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	=	Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Acc.	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
1	R	55.00	25.00	4.30	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 1 (201 -120)

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu <daNm>	Mzu <daNm>	Sic.
13	1184.82	1708.64	24246.50	1270.82	2089.27	34910.00	1.439

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 1 (201 -120)

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <daN>	ctg $\theta$	VRcd <daN>	VRsd <daN>
13	-31412.50	4342.26	0.19	10.05	30683.10	1.75	33981.10	33981.10

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 1 (201 -120)

Caso	N <daN>	Mz <daNm>	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>
95	434.44	16650.20	1152.82	25.13	18.85	123.16	2553.71
177	434.44	16650.20	1152.82	25.13	18.85	123.16	2553.71

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 1 (201 -120)

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <daN/cmq>	σ <sub>sr</sub> <daN/cmq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
177	434.44	1152.82	16650.20	33.00	51.70	0.13	116.85	20.00	25.13	1018.20	2553.71	931.31	1.16	0.23
259	434.44	1152.82	16650.20	33.00	51.70	0.13	116.85	20.00	25.13	1018.20	2553.71	931.31	1.16	0.23

Verifiche effettuate - Asta n. 1 (201 -120)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
13	1	201	-	1	SLU	0.00	SLU N cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
95	1	201	-	2	SLE R	0.00	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
177	1	201	-	4	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
259	1	201	-	3	SLE F	0.00	C.Freq - Wk Max

Per ogni dettaglio si rimanda alle documentazioni allegate alla presente (fascicolo dei calcoli, elaborati grafici, etc.).

### **L.6 PROFILI PARATRONCHI**

In corrispondenza delle paratoie di imbocco, sono presenti dei tubolari in acciaio S355 di sezione D.114,3x8 mm inghisati nei getti della trave T1/C1.

Altezza tubolari:	ht = 1,60 m
Profilo:	D.114,3x8 mm
Momento resistente plastico:	Wpl = 90,6 cm <sup>3</sup>
Materiale:	S355
Tensione di progetto acciaio:	f <sub>yd</sub> = 3550/1,05 = 3381 daN/cm <sup>2</sup>

Considerando la putrella, a favore di sicurezza, incernierata alle estremità e considerando il carico massimo che l'elemento può assorbire agente in mezzzeria dello stesso (carico concentrato: urto tronco), si ottiene:

$$\text{Carico di progetto massimo: } \text{Psd} = 3381 \cdot 90,6 \cdot 4 / 160 = 7657 \text{ daN}$$

Tali elementi saranno inseriti nel getto e fissati alle armature degli elementi in c.a. in modo che possano essere considerati incastrati alle estremità.

Non sono note le azioni a cui debbono assolvere, ma carico Psd indicato in precedenza si presume fornisca una buona garanzia di tenuta agli urti di materiale legnoso flottante.

### **L.7 VERIFICA MURI ESTERNI A MENSOLA - M1 (MONTE)**

Sono sostanzialmente i muri a monte dell'installazione; tali muri sono vincolati alla base alle platee di fondazione e risultano a mensola (non è presente una soletta). Le azioni che gravano su di essi sono sostanzialmente le spinte del terreno a tergo.

Altezza massima del muro:	hm = 3,70 m
---------------------------	-------------

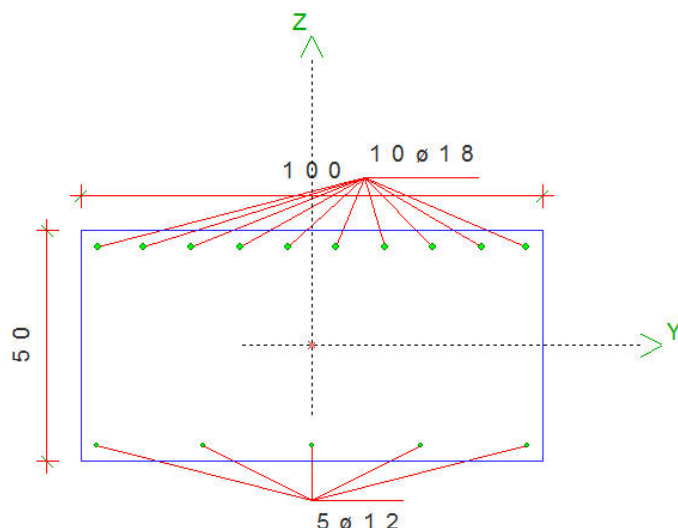
Spessore muro:  $s = 50 \text{ cm}$

Pressione totale dovuta al terreno:  $p = 948 \div 6698 \text{ daN/mq}$

Schema statico: muro a mensola incastrato alla base

Momento flettente massimo:  $M_{sd,max} = 1,5 \cdot 948 \cdot 3,70^2/2 + 1,5 \cdot (6698 - 948) \cdot 3,70/2 \cdot 3,70/3 =$   
 $M_{sd,max} = 29413 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Taglio massimo:  $V_{sd,max} = 1,5 \cdot (948 + 6698)/2 \cdot 3,70 = 21218 \text{ daN}$



#### M1 (MONTE)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m>	=	1.00
Altezza <m>	=	0.50

#### Simbologia

Caso = Caso di verifica  
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
TCC = Tipo di combinazione di carico  
SLU = Stato limite ultimo  
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
SLD = Stato limite di danno  
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
SLO = Stato limite di operatività  
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco  
N = Sforzo normale  
My = Momento flettente intorno all'asse Y  
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
Nu = Sforzo normale ultimo  
Myu,r = Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y  
Mzu,r = Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z  
Rott. = Tipo di rottura  
1-2 = Rott. acciaio:  $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ ,  $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$   
2-3 = Rott. cls:  $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ ,  $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$   
3-4 = Rott. cls:  $\epsilon_{cu} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$   
 $\alpha$  = Angolo asse neutro a rottura  
 $\epsilon_c$  = Deformazione nel calcestruzzo (\*1000)  
TS = Modalità di calcolo sicurezza  
N/e = N costante ed eccentricità costante  
My/e = My costante ed eccentricità costante  
My/N = My e N costante  
Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante  
Mz/N = Mz e N costante  
Sic. = Sicurezza a rottura  
AfT = Area di ferro tesa

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	= Distanza media tra le fessure
$\Phi$	= Diametro della barra
$A_s$	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
Ty	= Taglio in dir. Y
Tz	= Taglio in dir. Z
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	= Area armatura trasversale
Af tesa	= Area di ferro tesa
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	= Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Tipo	= Tipo di verifica effettuata
Sez.	= Numero della sezione
B	= Base
H	= Altezza
Cf	= Copriferro
Cls	= Tipo di calcestruzzo
Fck	= Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	= Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	= Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	= Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	= Tipo di acciaio
Fyk	= Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	= Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Acc.	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
3R		100.00	50.00	2.90	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	29413.00	0.00	0.00	30488.80	0.00	1-2	180.00	-3.17	Mz/e	1.036

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Af tesa <cmq>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
1	0.00	22218.00	1.00	0.00	25.45	22218.00	23232.10

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>	Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>
2	19609.00	25.45	5.65	58.14	1850.07	3	19609.00	25.45	5.65	58.14	1850.07

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cmq>	$\sigma_{sr}$ <daN/cmq>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
3		SLE Q	0.00	19609.00	0.00	26.00	104.85	0.17	146.30	18.00	25.45	1563.39	1850.07	1683.30	0.53	0.13
4		SLE F	0.00	19609.00	0.00	26.00	104.85	0.17	146.30	18.00	25.45	1563.39	1850.07	1683.30	0.53	0.13

Verifiche principali

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max

Le armature verticali e soprattutto le riprese potranno essere graduati man mano che l'altezza del muro diminuisce, come meglio indicato negli elaborati grafici.

Affinamenti (in riduzione) dell'armature di tali muri potranno essere eseguiti in relazione alla modellazione generale del locale tecnico, rimandando ai punti specifici, ai relativi fascicoli di calcolo e agli elaborati grafici.

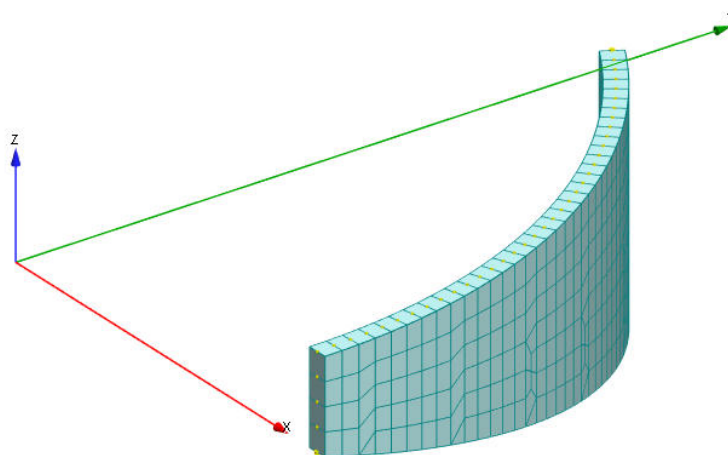
**L.8 VERIFICA MURI ESTERNI A MENSOLA – M1 (VALLE)**

Sono sostanzialmente i muri a valle dell'installazione; tali muri sono vincolati alla base alle platee di fondazione e risultano a mensola (non è presente una soletta). Le azioni che gravano su di essi sono sostanzialmente le spinte del terreno a tergo.

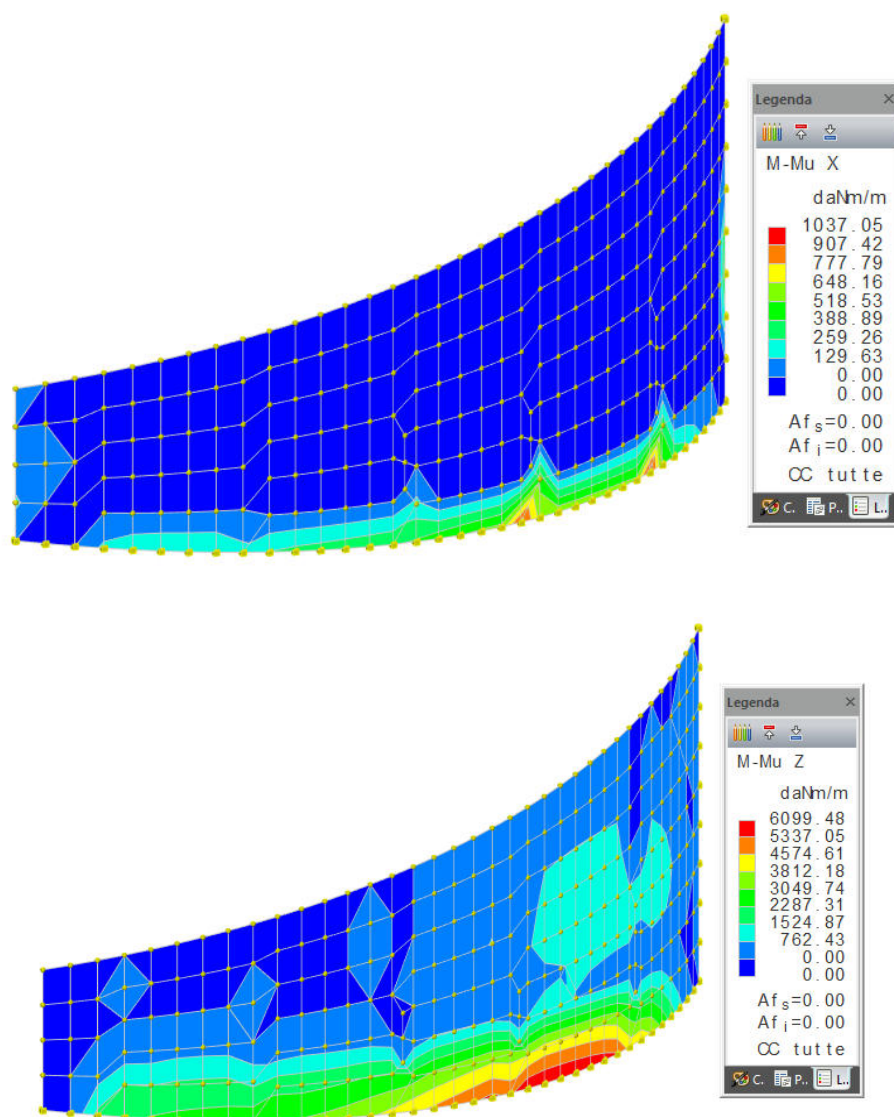
Altezza massima del muro:	$h_m = 4,40 \text{ m}$
Spessore muro:	$s = 50 \text{ cm}$
Pressione totale dovuta al terreno:	$p = 948 \div 7786 \text{ daN/mq}$
Schema statico:	muro a mensola incastrato alla base
Momento flettente massimo:	$M_{sd,max} = 1,5 \cdot 948 \cdot 4,40^2 / 2 + 1,5 \cdot (7786 - 948) \cdot 4,40 / 2 \cdot 4,40 / 3 =$ $M_{sd,max} = 46861 \text{ daN} \cdot \text{m}$
Taglio massimo:	$V_{sd,max} = 1,5 \cdot (948 + 7786) / 2 \cdot 4,40 = 28823 \text{ daN}$

Le sollecitazioni dei muri in oggetto risultano molto penalizzanti e non si eseguono le verifiche, rimandando a quanto indicato nel seguito; si fa notare, a tal proposito, che la forma dei canali di scarico risulta connessa nel punto di maggior altezza del muro, con la soletta S4 e i relativi muri che la sostengono, per cui in tale sezione i muri sono ben connessi con il locale tecnico. Ciò significa che il comportamento effettivo non è propriamente a mensola, o comunque si avvicina ad esso solo in una sezione molto più distante, ove l'altezza del muro degrada.

Per cui risulta più idoneo modellare una porzione di muro a valle (sbocco) completo della relativa platea di fondazione e del vincolo di collegamento (continuità) con i muri del locale tecnico, come riportato nel seguito.







Momento verticale massimo:

$$M_{sd,v,max} = 609948 \text{ daN}\cdot\text{cm/m}$$

Armatura a flessione minima:

$$A_{fe,v} = 609948 / (0,9 \cdot 3913 \cdot 36) = 4,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ D.12/20 cm

Momento orizzontale massimo:

$$M_{sd,o,max} = 103705 \text{ daN}\cdot\text{cm/m}$$

Armatura a flessione minima:

$$A_{fe,o} = 103705 / (0,9 \cdot 3913 \cdot 36) = 0,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ D.8/25 cm

L'effetto della curvatura e dell'incastro sul contatto con il muro dello scarico del locale tecnico è piuttosto rilevante per cui le armature risultano del tutto ordinarie.

Le armature verticali e soprattutto le riprese potranno essere graduati man mano che l'altezza del muro diminuisce, come meglio indicato negli elaborati grafici.

Per ogni dettaglio si rimanda al fascicolo di calcolo allegato e a quanto indicato negli elaborati grafici.

#### L.9 VERIFICA MURI ESTERNI TRA ORIZZONTAMENTI – M2 (MURI MACCHINA - VOLUMI NON STAGNI)

Sono sostanzialmente i muri presenti tra i le varie solette del corpo macchina e locale tecnico dell'installazione; tali muri sono vincolati alla base e alla sommità alle solette e platee di fondazione e risultano di fatto incastrati in corrispondenza dei vari orizzontamenti. Le azioni che gravano su di essi sono sostanzialmente le spinte del terreno a tergo e dell'acqua (livello massima piena) nel caso di muri del locale stagno.

Vincolo effettivo: incastro.

Altezza massima del muro:  $h_m = 3,95 \text{ m}$  (altezza media)

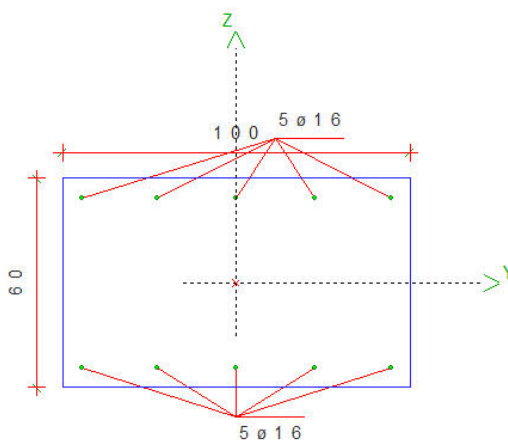
Spessore muro:  $s = 60 \text{ cm}$

Pressione totale dovuta al terreno:  $p = 2113 \div 9574 \text{ daN/mq}$

Schema statico: muro incastrato agli estremi

Momento flettente massimo:  $M_{sd,max} = 1,5 \cdot 2113 \cdot 3,95^2 / 12 + 1,5 \cdot (9574 - 2113) \cdot 3,95^2 / 20 = 12853 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Ttaglio massimo:  $V_{sd,max} = 1,5 \cdot 2113 \cdot 3,95 / 2 + 1,5 \cdot (9574 - 2113) \cdot 7 / 20 \cdot 3,95 = 21733 \text{ daN}$



Sezione 4 (Muro M2 sp. 60 cm.) - Soli. man.

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m>	=	1.00
Altezza <m>	=	0.60

##### Simbologia

Caso = Caso di verifica  
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
TCC = Tipo di combinazione di carico  
SLU = Stato limite ultimo  
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
SLD = Stato limite di danno  
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
SLO = Stato limite di operatività  
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{cu} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	= Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	= Distanza media tra le fessure
$\Phi$	= Diametro della barra
$A_s$	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
Ty	= Taglio in dir. Y
Tz	= Taglio in dir. Z
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	= Area armatura trasversale
Af tesa	= Area di ferro tesa
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	= Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Tipo	= Tipo di verifica effettuata
Sez.	= Numero della sezione
B	= Base
H	= Altezza
Cf	= Copriferro
Cls	= Tipo di calcestruzzo
Fck	= Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	= Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	= Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	= Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	= Tipo di acciaio
Fyk	= Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	= Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Acc.	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
4R		100.00	60.00	4.80	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	3913.04

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali**

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	-3000.00	12852.00	0.00	-5360.13	16074.00	0.00	1-2	180.00	-1.56	Mz/e	1.251

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti**

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cm²>	Af tesa <cm²>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
1	0.00	21733.00	1.00	0.00	10.05	21733.00	23225.20

**Verifiche stato limite d'esercizio**

Caso	N <daN>	My <daNm>	AfT <cm²>	AfC <cm²>	$\sigma_c$ <daN/cm²>	$\sigma_f$ <daN/cm²>
2	0.00	8568.00	10.05	10.05	25.84	1628.07

Caso	N <daN>	My <daNm>	AfT <cm²>	AfC <cm²>	$\sigma_c$ <daN/cm²>	$\sigma_f$ <daN/cm²>
3	0.00	8568.00	10.05	10.05	25.84	1628.07

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure**

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cm²>	$A_{c\ eff}$ <cm²>	$\sigma_s$ <daN/cm²>	$\sigma_{sr}$ <daN/cm²>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
3		SLE Q	0.00	8568.00	0.00	32.00	224.00	0.19	275.49	16.00	2.01	280.30	1628.07	4719.97	0.32	0.15
4		SLE F	0.00	8568.00	0.00	32.00	224.00	0.19	275.49	16.00	2.01	280.30	1628.07	4719.97	0.32	0.15

**Verifiche principali**

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.

2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max

#### **L.10 VERIFICA MURI ESTERNI TRA ORIZZONTAMENTI – M2 (MURI LOCALE TECNICO – VOLUME STAGNO)**

Sono sostanzialmente i muri presenti tra i le varie solette del corpo macchina e locale tecnico dell'installazione; tali muri sono vincolati alla base e alla sommità alle solette e platee di fondazione e risultano di fatto incastrati in corrispondenza dei vari orizzontamenti. Le azioni che gravano su di essi sono sostanzialmente le spinte del terreno a tergo e dell'acqua (livello massima piena) nel caso di muri del locale stagno.

Vincolo effettivo: incastro.

Altezza massima del muro:  $h_m = 2,80 \text{ m}$

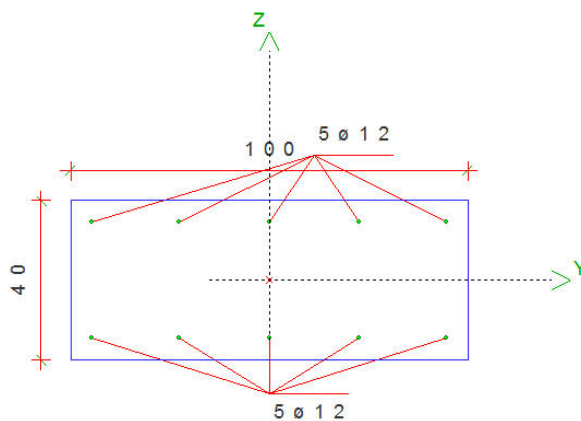
Spessore muro:  $s = 40 \text{ cm}$

Pressione totale dovuta al terreno:  $p = 948 \div 5301 \text{ daN/mq}$

Schema statico: muro incastrato agli estremi

Momento flettente massimo:  $M_{sd,max} = 1,5 \cdot 948 \cdot 2,80^2 / 12 + 1,5 \cdot (5301 - 948) \cdot 2,80^2 / 20 = 3489 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Taglio massimo:  $V_{sd,max} = 1,5 \cdot 948 \cdot 2,80 / 2 + 1,5 \cdot (5301 - 948) \cdot 7 / 20 \cdot 2,80 = 8390 \text{ daN}$



**MURO-M2-SP40**

**Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione**

Base <m>	=	1.00
Altezza <m>	=	0.40

#### **Simbologia**

Caso = Caso di verifica  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 TCC = Tipo di combinazione di carico  
 SLU = Stato limite ultimo  
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
 SLD = Stato limite di danno  
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
	SLO = Stato limite di operatività
	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	= Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{cu} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	= Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	= Distanza media tra le fessure
$\Phi$	= Diametro della barra
$A_s$	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
Ty	= Taglio in dir. Y
Tz	= Taglio in dir. Z
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	= Area armatura trasversale
Af tesa	= Area di ferro tesa
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	= Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Tipo	= Tipo di verifica effettuata
Sez.	= Numero della sezione
B	= Base
H	= Altezza
Cf	= Copriferro
Cls	= Tipo di calcestruzzo
Fck	= Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	= Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	= Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	= Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	= Tipo di acciaio
Fyk	= Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	= Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Acc.	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
5R		100.00	40.00	4.60	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	3913.04

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali**

Caso	CC	TCC	N <daNm>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daNm>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	3489.00	0.00	0.00	5604.22	0.00	1-2	180.00	-1.66	Mz/e	1.606

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti**

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Af tesa <cmq>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
1	0.00	8390.00	1.00	0.00		11.31	8390.00

**Verifiche stato limite d'esercizio**

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>	Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>
2	2326.00	5.65	5.65	18.71	1224.24	3	2326.00	5.65	5.65	18.71	1224.24

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure**

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cmq>	$\sigma_{sr}$ <daN/cmq>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
3		SLE Q	0.00	2326.00	0.00	34.00	168.00	0.17	228.20	12.00	1.13	172.74	1224.24	5644.39	0.24	0.09
4		SLE F	0.00	2326.00	0.00	34.00	168.00	0.17	228.20	12.00	1.13	172.74	1224.24	5644.39	0.24	0.09

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

Verifiche principali

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max

\*\*\*

Nel caso in cui sulle pareti dei locali stagni vada ad agire il battente d'acqua tipico della duecentennale, si viene ad avere una pressione idraulica pari a:

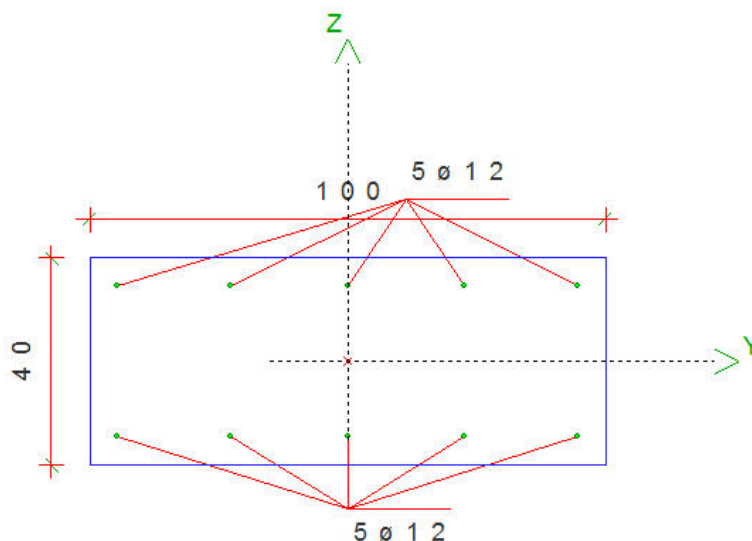
Pressione minima:  $p1 = 2,75 \cdot 1100 = 3025 \text{ daN/mq}$

Pressione massima:  $p2 = 5,50 \cdot 1100 = 6050 \text{ daN/mq}$

N.B.: Si considera il battente della duecentennale abbastanza rapido da non agire nella profondità del terreno sul lato ove questo è presente e agisce sulle pareti in oggetto (agente come solo sovraccarico, già considerato nelle spinte del terreno -  $q = 2000 \text{ kg/mq}$ ).

Momento flettente massimo:  $Msd, \max = 1,5 \cdot 3025 \cdot 2,80^2 / 12 + 1,5 \cdot (6050 - 3025) \cdot 2,80^2 / 20 = 4142 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Taglio massimo:  $Vsd, \max = 1,5 \cdot 3025 \cdot 2,80 / 2 + 1,5 \cdot (6050 - 3025) \cdot 7 / 20 \cdot 2,80 = 10800 \text{ daN}$



**MURO-M2-SP40**

**Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione**

Base <m>	=	1.00
Altezza <m>	=	0.40

**Simbologia**

Caso = Caso di verifica  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 TCC = Tipo di combinazione di carico  
 SLU = Stato limite ultimo  
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
 SLD = Stato limite di danno  
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
 SLO = Stato limite di operatività



**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

N	=	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
My	=	Sforzo normale
Mz	=	Momento flettente intorno all'asse Y
Nu	=	Momento flettente intorno all'asse Z
Myu,r	=	Sforzo normale ultimo
Mzu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Rott.	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
	=	Tipo di rottura
	=	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	=	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	=	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{cu} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	=	Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	=	Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	=	Modalità di calcolo sicurezza
	=	N/e = N costante ed eccentricità costante
	=	My/e = My costante ed eccentricità costante
	=	My/N = My e N costante
	=	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	=	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	=	Sicurezza a rottura
AfT	=	Area di ferro tesa
AfC	=	Area di ferro compressa
$\sigma_c$	=	Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	=	Tensione nel ferro
c	=	Ricoprimento dell'armatura
s	=	Distanza minima tra le barre
K3	=	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	=	Distanza media tra le fessure
$\Phi$	=	Diametro della barra
$A_s$	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	=	Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	=	Apertura delle fessure
Ty	=	Taglio in dir. Y
Tz	=	Taglio in dir. Z
bw	=	Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	=	Area armatura trasversale
Af tesa	=	Area di ferro tesa
Vsdu	=	Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	=	Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Tipo	=	Tipo di verifica effettuata
Sez.	=	Numero della sezione
B	=	Base
H	=	Altezza
Cf	=	Copriferro
Cls	=	Tipo di calcestruzzo
Fck	=	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	=	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	=	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	=	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	=	Tipo di acciaio
Fyk	=	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	=	Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B	H	Cf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Acc.	Fyk	Fyd
		<cm>	<cm>	<cm>		<daN/cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>		<daN/cm²>	<daN/cm²>
5R		100.00	40.00	4.60	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	3913.04

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali**

Caso	CC	TCC	N	My	Mz	Nu	Myu,r	Mzu,r	Rott.	$\alpha$	$\epsilon_c$	TS	Sic.
			<daN>	<daNm>	<daNm>	<daN>	<daNm>	<daNm>		<grad>			
1		SLU	0.00	4142.00	0.00	0.00	5604.22	0.00	1-2	180.00	-1.66	Mz/e	1.353

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti**

Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Af tesa	Vsdu	Vrdu
	<daN>	<daN>	<m>	<cm²>	<cm²>	<daN>	<daN>
1	0.00	10800.00	1.00	0.00	11.31	10800.00	16740.40

**Verifiche stato limite d'esercizio**

Caso	My	AfT	AfC	$\sigma_c$	$\sigma_f$	Caso	My	AfT	AfC	$\sigma_c$	$\sigma_f$
	<daNm>	<cm²>	<cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>		<daNm>	<cm²>	<cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>
2	2762.00	5.65	5.65	22.22	1453.71	3	2762.00	5.65	5.65	22.22	1453.71

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure**

Caso	CC	TCC	N	My	Mz	c	s	K3	$s_{rm}$	$\Phi$	$A_s$	$A_{c\ eff}$	$\sigma_s$	$\sigma_{sr}$	$\epsilon_{sm}$	Wk
			<daN>	<daNm>	<daNm>	<mm>	<mm>		<mm>		<cm²>	<cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>		<mm>
3		SLE Q	0.00	2762.00	0.00	34.00	168.00	0.17	228.20	12.00	1.13	172.74	1453.71	5644.39	0.28	0.11
4		SLE F	0.00	2762.00	0.00	34.00	168.00	0.17	228.20	12.00	1.13	172.74	1453.71	5644.39	0.28	0.11

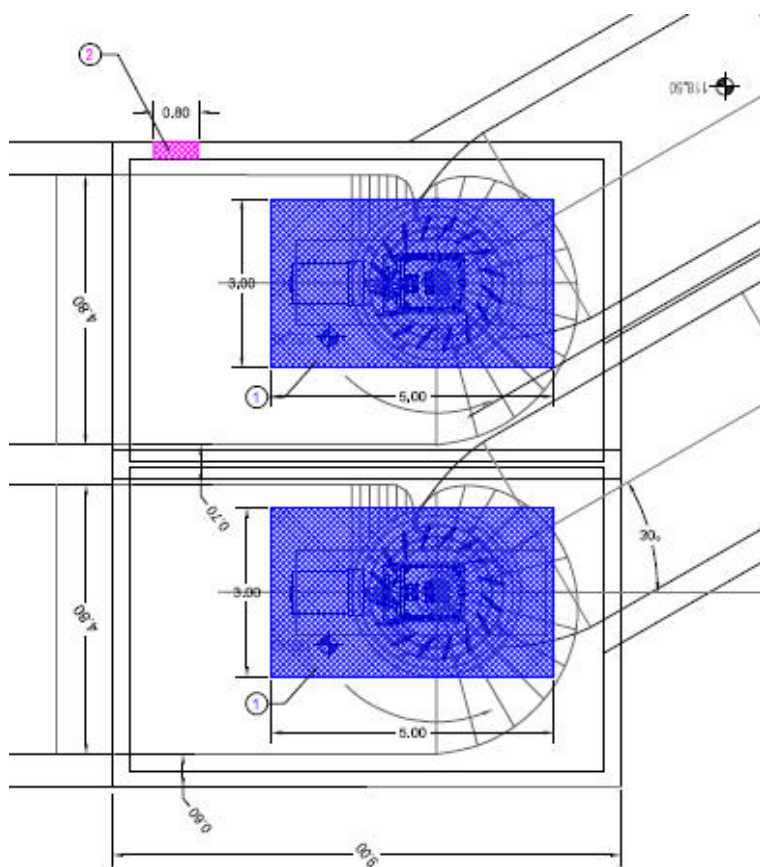
**Verifiche principali**

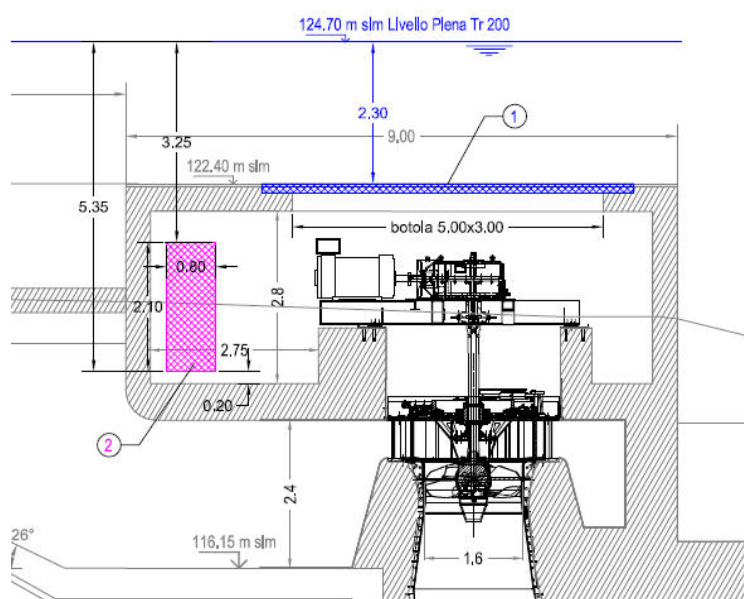
Caso	Tipo
------	------

1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max

#### **L.11 PREDIMENSIONAMENTO BOTOLE E APERTURE STAGNE**

Nel seguito si riportano i predimensionamenti relativi alle strutture stagne maggiormente significative.





① BOTOLA METALLICA DIM. 5,00x3,00 m stagna, completamente apribile/rimovibile

Sopra la botola andranno ad agire i seguenti carichi (oltre al peso proprio strutturale):

- Eventuale strato isolante (anticondenza all'intradosso): 10 kg/mq
- Eventuale rivestimento in pietra (prescritto Sovrintendenza): 250 kg/mq
- Battente d'acqua (In fase di piena) Tr=200 anni (h,max=2,30 m): 2530 kg/mq

② PORTA METALLICA DIM. 0,80x2,10 m stagna

Sulla porta di accesso ai locali tecnici andranno ad agire i seguenti carichi:

- Battente d'acqua (In fase di piena) Tr=200 anni (h,max=3,25 - h,min = 5,35 m)

## BOTOLA

### Lamiera per metallica botola

Dim. Quadro lamiera:	100x100 cm
Luce di calcolo lamiera:	$L = 1 \text{ m}$
Schema vincolo perimetrale:	incastro
Carico agente:	$q_{sk} = 2530 + 250 + 10 = 2790 \text{ kg/mq}$
Peso stimato strutture:	$g = 200 \text{ kg/mq}$
Peso totale:	$q_{sk,tot} = 2990 \text{ kg/mq} \rightarrow 3000 \text{ kg/mq}$
$q_{sd} = 3000 \cdot 1,50 = 4500 \text{ kg/m}$	
Carico in una direzione:	$q_{x,sd} = q_{y,sd} = q_{sd}/2 = 2250 \text{ kg/m}$
$M_{sd,max} = q_{x,y,sd} \cdot L^2/12 = 187,50 \text{ kg} \cdot \text{m} = 18750 \text{ kg} \cdot \text{cm}$	
$s_{min} = [18750 \cdot 6/100/2619]^{0,5} = 0,655 \text{ cm} \rightarrow s_{min} = 7 \text{ mm}$	

### Profili principali botola

Luce profilo principale:  $L1 = 5,00 \text{ m}$   
Compentenza max:  $c1 = 1,00 \text{ m}$   
Azione di progetto:  $qsd = 1,5 \cdot 3000 \cdot 1,0 = 4500 \text{ kg/m}$   
Vincolo: semplice appoggio  
Momento flettente massimo:  $Msd, \max = 4500 \cdot 5^2 / 8 = 12500 \text{ kgm} = 1250000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$   
Momento resistente minimo:  $Wx, \min = 1250000 / (3550 / 1,05) = 370 \text{ cm}^3$   
Tipologia profilo: HEA200 (profilo centrale)  
Per il profilo laterale si può considerare un elemento con momento resistente pari alla meta del precedente: IPE200 (profili laterali)

In alternativa, utilizzando profili scatolari, risulta:

Scatolare 120x200x16 mm profilo centrale  
Scatolare 100x200x6,3 mm profilo laterale (bordo)  
(Maggior suscettibilità alla corrosione)

### **Profili secondari botola**

Luce profilo secondario:  $L1 = 1,00 \text{ m}$   
Compentenza max:  $c1 = 1,00 \text{ m}$   
Azione di progetto:  $qsd = 1,5 \cdot 3000 \cdot 1,0 = 4500 \text{ kg/m}$   
Vincolo: semplice appoggio  
Momento flettente massimo:  $Msd, \max = 4500 \cdot 1,00^2 / 8 = 562,5 \text{ kgm} = 56250 \text{ kg} \cdot \text{cm}$   
Momento resistente minimo:  $Wx, \min = 56250 / (3550 / 1,05) = 17,63 \text{ cm}^3$   
Tipologia profilo: Tubolare 80x80x4 o C65x42 (o similare)

\*\*\*

Per ogni dettaglio si veda quanto riportato nel punto seguente.

## **PORTA**

### **Lamiera per porta**

Dim. Quadro lamiera: 50x50 cm  
Luce di calcolo lamiera:  $L = 0,5 \text{ m}$   
Schema vincolo perimetrale: incastro  
Carico agente min:  $qsk, \min = 3575 \text{ kg/mq}$   
Carico agente max:  $qsk, \max = 5830 \text{ kg/mq}$   
Pressione massima di progetto:  $qsd, \max = 5830 \cdot 1,5 = 8745 \text{ kg/mq}$   
Carico in una direzione:  $qx, sd = qy, sd = qsd / 2 = 4372,5 \text{ kg/m}$

$$M_{sd,max} = q_{x,y,sd} \cdot L^2 / 12 = 187,50 \text{ kg} \cdot \text{m} = 9110 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$s_{min} = [9110 \cdot 6 / 100 / 2619]^{0,5} = 0,457 \text{ cm} \rightarrow s_{min} = 5 \text{ mm}$$

Tali verifiche di massima verranno confermate da analisi su modelli completi delle botole e delle porte.

### **Profili principali porta**

Luce profilo principale:  $L1 = 2,1 \text{ m}$

Competenza max:  $c1 = 0,5 \text{ m}$

Pressione media:  $psk_{med} = (3575 + 5830) / 2 = 4702,5 \text{ kg/mq}$

Azione di progetto:  $qsd = 1,5 \cdot 4702,5 \cdot 0,5 = 3527 \text{ kg/m}$

Vincolo: semplice appoggio

Momento flettente massimo:  $M_{sd,max} = 3527 \cdot 2,1^2 / 8 = 1944,26 \text{ kgm} = 194426 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Momento resistente minimo:  $W_{x,min} = 194426 / (3550 / 1,05) = 57,51 \text{ cm}^3$

Tipologia profilo: HEA100 (profilo centrale)

Per il profilo laterale si può considerare un elemento con momento resistente pari alla metà del precedente: IPE100 (profili laterali)

In alternativa, utilizzando profili scatolari, risulta:

Scatolare 60x100x5 mm profilo centrale

Scatolare 60x100x3 mm profilo laterale (bordo)

(Maggior suscettibilità alla corrosione)

### **Profili secondari porta**

Luce profilo secondario:  $L1 = 0,5 \text{ m}$

Competenza max:  $c1 = 0,5 \text{ m}$

Pressione media:  $psk_{med} = (3575 + 5830) / 2 = 4702,5 \text{ kg/mq}$

Azione di progetto:  $qsd = 1,5 \cdot 4702,5 \cdot 0,5 = 3527 \text{ kg/m}$

Vincolo: semplice appoggio

Momento flettente massimo:  $M_{sd,max} = 3527 \cdot 0,5^2 / 8 = 110,22 \text{ kgm} = 11022 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Momento resistente minimo:  $W_{x,min} = 11022 / (3550 / 1,05) = 3,26 \text{ cm}^3$

Tipologia profilo: Tubolare 50x50x3 o C40x20 (o similare)

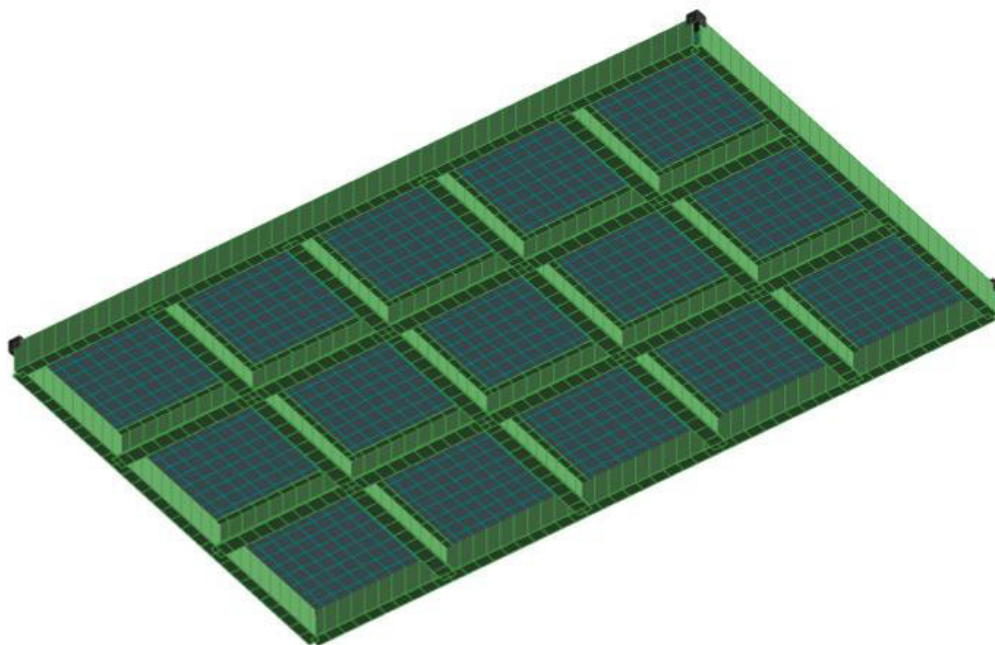
\*\*\*

Per ogni dettaglio si veda quanto riportato nel punto seguente.

## **L.12 BOTOLE STAGNE SU SOLETTA DI COPERTURA LOCALI TECNICI – B1**

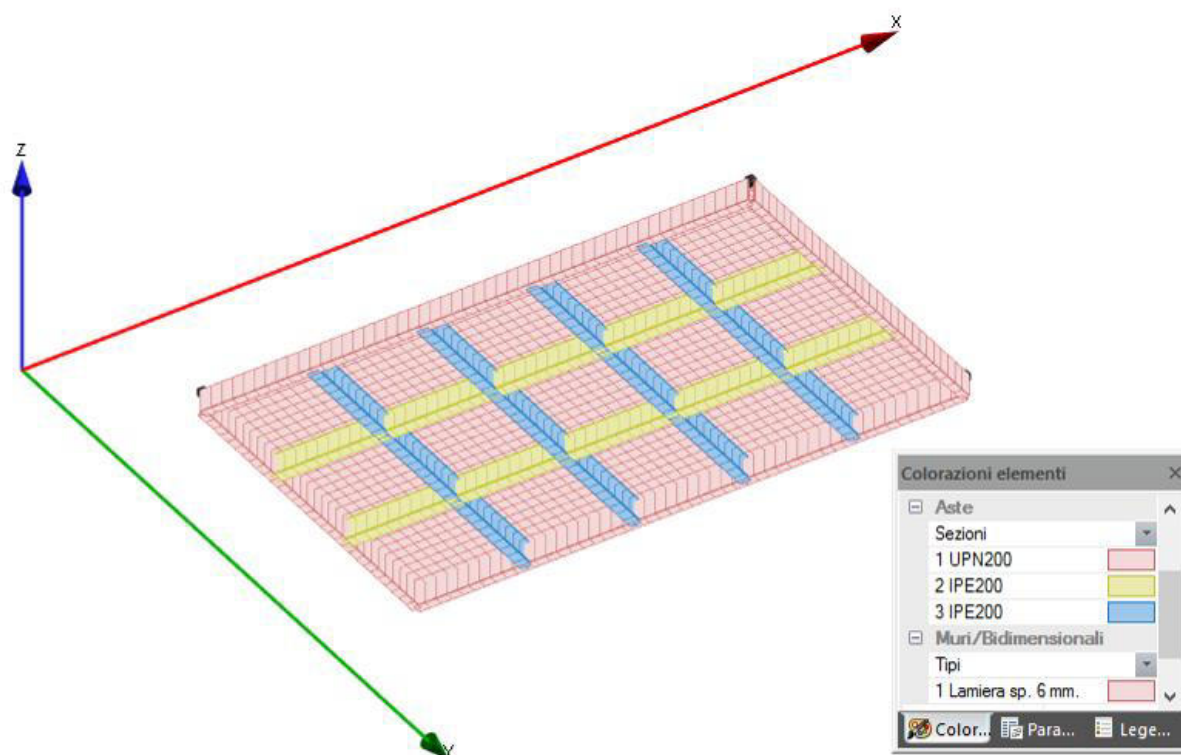
Nel seguito si riportano le verifiche relative alle strutture del telaio e alla lamiera appartenenti alle botole di dimensioni 5000x3000 mm presente sulla soletta di copertura del locale tecnico (S1).

Nel seguito si riportano le viste del modello di calcolo utilizzato.



Vista inferiore del modello della botola.





#### Carichi agenti sulla botola:

Pesi propri strutture: valutate in automatico dal programma di calcolo in base alla geometria degli elementi.

Peso dovuto all'acqua – Battente max Tr=200 anni:

$$p_{\text{acqua}} = 2,30 \cdot 1100 = 2530 \text{ daN/mq}$$

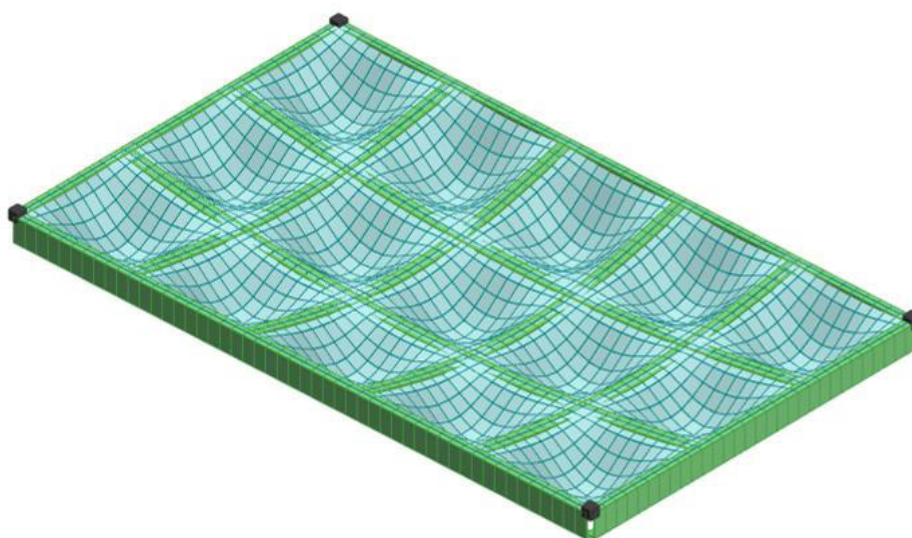
Altri permanenti (eventuali rivestimento, isolamenti, etc.):

$$p = 470 \text{ daN/mq}$$

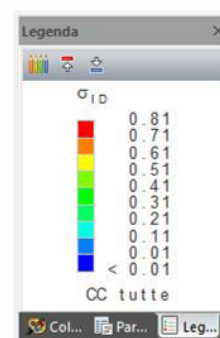
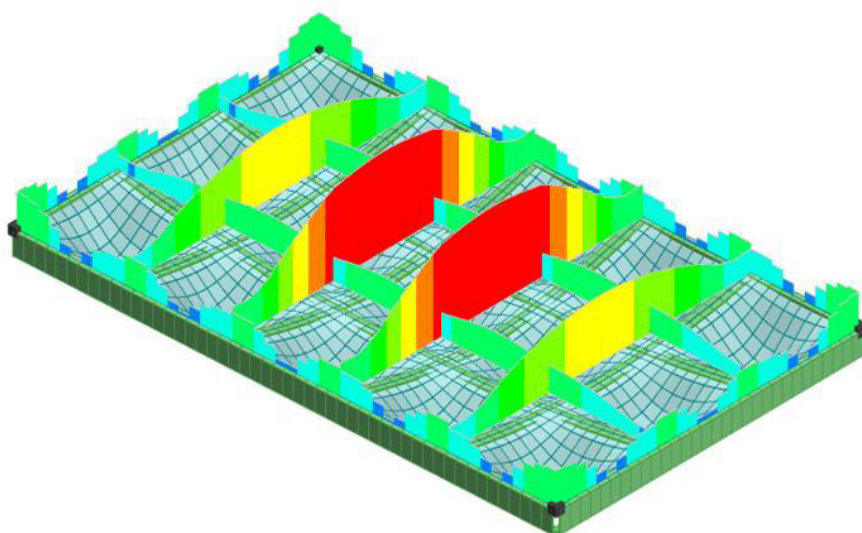
Carico totale agente:

$$q_{\text{tot}} = 3000 \text{ daN/mq}$$

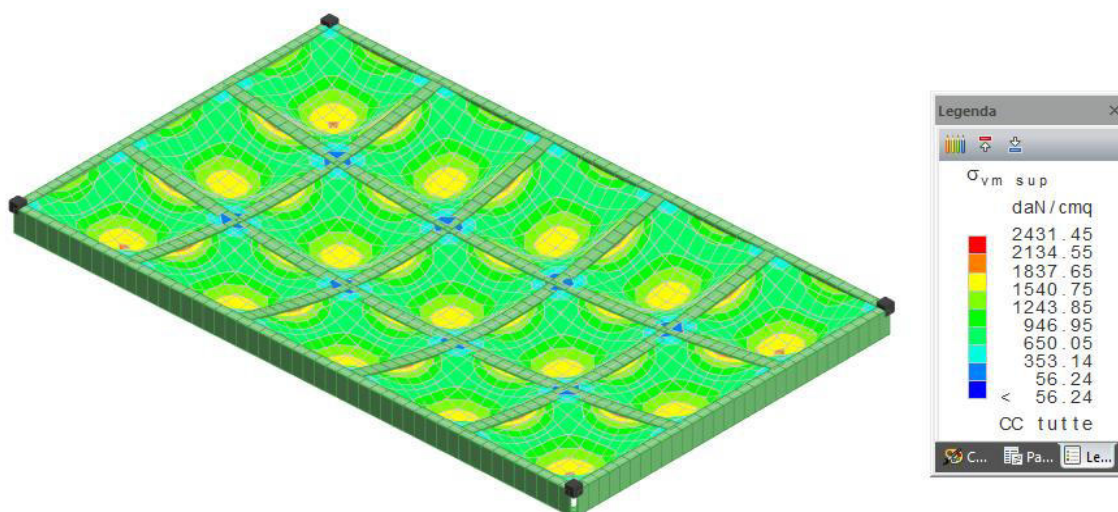
Al di là del dimensionamento riportato in precedenza, analizzando il modello della botola si ottengono i seguenti risultati, validi per materiale S355.



Deformata.



Verifica aste.



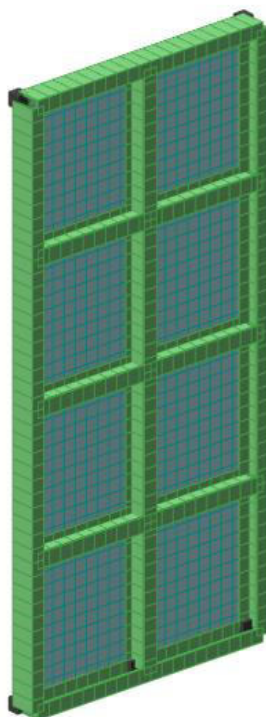
Tensione massime nella lamiera.

Per ogni dettaglio si veda quanto riportato nel fascicolo di calcolo specifico allegato alla presente.

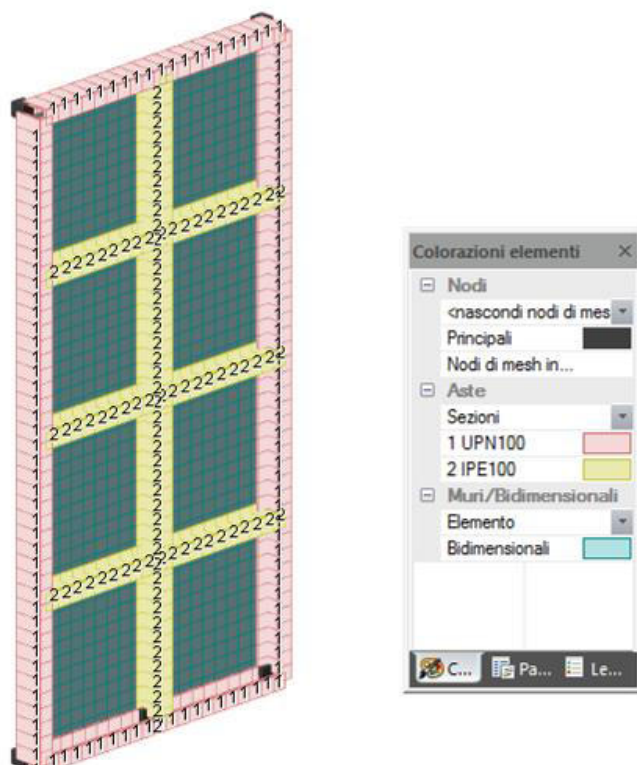
#### **L.13 PORTA STAGNA PER ACCESSO LOCALI TECNICI – B2**

Nel seguito si riportano le verifiche relative alle strutture del telaio e alla lamiera appartenenti alle porte stagne di accesso al locale tecnico.

Nel seguito si riportano le viste del modello di calcolo utilizzato.



Vista inferiore del modello della porta.



Tipologia aste.

Carichi agenti sulla porta:

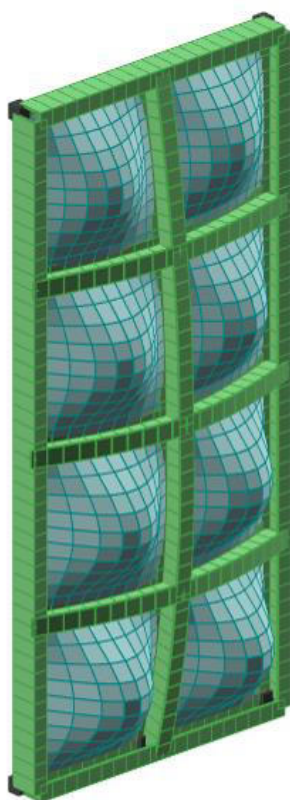
Pesi propri strutture: valutate in automatico dal programma di calcolo in base alla geometria degli elementi.

Peso dovuto all'acqua – Battente max  $T_r=200$  anni:

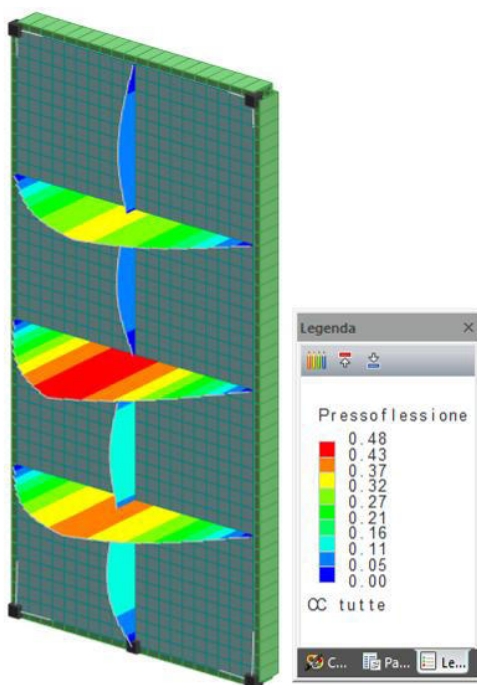
Pressione acqua minima:  $q_{sk,min} = 3575 \text{ daN/mq}$

Pressione acqua massima:  $q_{sk,max} = 5830 \text{ daN/mq}$

Al di là del dimensionamento riportato in precedenza, analizzando il modello della botola si ottengono i seguenti risultati, validi per materiale S355.

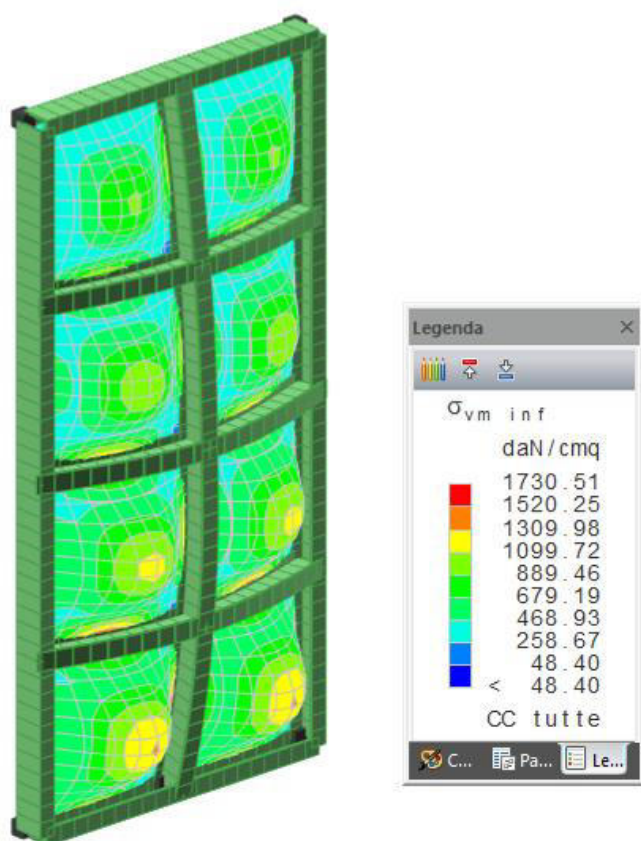


Deformata.



Verifica aste.





Tensione massime nella lamiera.

Per ogni dettaglio si veda quanto riportato nel fascicolo di calcolo specifico allegato alla presente.

#### **L.14 APERTURE DI AREAZIONE LOCALI TECNICI – B3**

Sono presenti sul lato esterno in direzione monte e valle, delle feritoie nelle pareti in c.a. ad uso areazione di dimensioni massime nette 80x40h cm, dotate di sistema di chiusura automatico o manuale e guarnizioni stagne, realizzate con profili in acciaio e chiusura in lamiera (con eventuale coibentazione e controfodera in lamiera).

Tali elementi saranno realizzati con un telaio realizzato in elementi tubolari o equivalenti e lamiera sp. 6 mm.

In caso si piena duecentennale l'altezza massima del battente idraulico risulta pari a 3,40 m e per tale spinta verrà dimensionato il telaio strutturale (per le guarnizioni e gli elementi meccanici in genere si rimanda a valutazioni eseguite dalla società che fornire gli elementi stagni).

Battente idraulico massimo:  $h, b = 3,40 \text{ m}$

Pressione massima agente:  $p, \max = 3,40 \cdot 1100 = 3740 \text{ daN/mq}$

A tale pressione dovranno essere calcolati e certificati gli infissi/paratoie mobile (eventualmente motorizzate) e dotate di guarnizione stagna idonea al battente idraulico indicato.



Stante la geometria ridotta di tali elementi, si potrà far riferimento ai profili tipici della porta stagna o rimandare le valutazioni strutturali al fornitore in opera di tali elementi.

#### L.15 MURO SCALA DI ACCESSO LOCALE TECNICO – M3 (E RELATIVA RAMPA SCALE)

Tale elemento risulta del tutto secondario e sarà realizzato una volta eseguiti i getti dei muri esterni del locale macchina, connettendo i muri e la rampa con inghisaggi chimici in numero idoneo. Lo spessore del muro è stato considerato 20 cm.

Il calcolo del muro con funzione di mensola è riportato nel seguito:

Altezza massima del muro:  $h_m = 2,25 \text{ m}$

Spessore muro:  $s = 20 \text{ cm}$

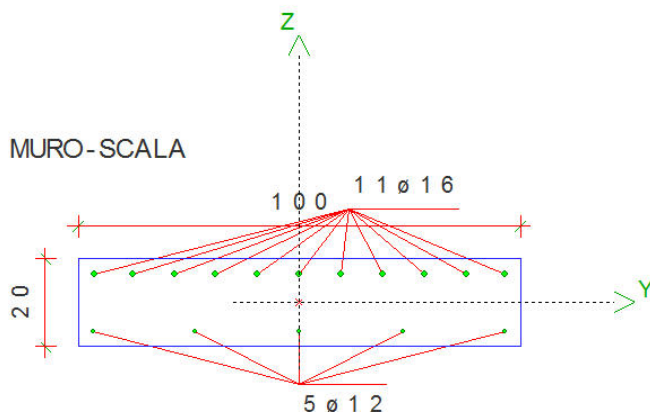
Pressione totale dovuta al terreno:  $p = 948 \div 4445 \text{ daN/mq}$

Schema statico: muro a mensola incastrato alla base

Momento flettente massimo:  $M_{sd,max} = 1,5 \cdot 948 \cdot 2,25^2 / 2 + 1,5 \cdot (4445 - 948) \cdot 2,25 / 2 \cdot 2,25 / 3 =$

$M_{sd,max} = 8026 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Taglio massimo:  $V_{sd,max} = 1,5 \cdot (948 + 4445) / 2 \cdot 2,25 = 9101 \text{ daN}$



#### MURO-SCALA

##### Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m>	=	1.00
Altezza <m>	=	0.20

##### Simbologia

Caso	=	Caso di verifica
CC	=	Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	=	Tipo di combinazione di carico
SLU	=	Stato limite ultimo
SLU S	=	Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	=	Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	=	Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	=	Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	=	Stato limite di danno
SLV	=	Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	=	Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	=	Stato limite di operatività
SLU I	=	Stato limite di resistenza al fuoco
N	=	Sforzo normale
My	=	Momento flettente intorno all'asse Y

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

Mz	=	Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	=	Sforzo normale ultimo
Myu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	=	Tipo di rottura
	1-2	= Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3	= Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4	= Rott. cls: $\epsilon_{cu} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	=	Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	=	Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	=	Modalità di calcolo sicurezza
	N/e	= N costante ed eccentricità costante
	My/e	= My costante ed eccentricità costante
	My/N	= My e N costante
	Mz/e	= Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N	= Mz e N costante
Sic.	=	Sicurezza a rottura
AfT	=	Area di ferro tesa
AfC	=	Area di ferro compressa
$\sigma_c$	=	Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	=	Tensione nel ferro
c	=	Ricoprimento dell'armatura
s	=	Distanza minima tra le barre
K3	=	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
s <sub>rm</sub>	=	Distanza media tra le fessure
$\Phi$	=	Diametro della barra
A <sub>s</sub>	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A <sub>c eff</sub>	=	Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	=	Apertura delle fessure
Ty	=	Taglio in dir. Y
Tz	=	Taglio in dir. Z
bw	=	Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	=	Area armatura trasversale
Af tesa	=	Area di ferro tesa
Vsdu	=	Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	=	Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Tipo	=	Tipo di verifica effettuata
Sez.	=	Numero della sezione
B	=	Base
H	=	Altezza
Cf	=	Copriferro
Cls	=	Tipo di calcestruzzo
Fck	=	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	=	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	=	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	=	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	=	Tipo di acciaio
Fyk	=	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	=	Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B	H	Cf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Acc.	Fyk	Fyd
		<cm>	<cm>	<cm>		<daN/cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>		<daN/cm²>	<daN/cm²>
1R		100.00	20.00	2.80	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali**

Caso	CC	TCC	N	My	Mz	Nu	Myu,r	Mzu,r	Rott.	$\alpha$	$\epsilon_c$	TS	Sic.
			<daN>	<daNm>	<daNm>	<daN>	<daNm>	<daNm>		<grad>			
1		SLU	0.00	8026.00	0.00	0.00	8503.88	0.00	2-3	180.00	-3.50	Mz/e	1.060

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti**

Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Af tesa	Vsdu	Vrdu
	<daN>	<daN>	<m>	<cm²>	<cm²>	<daN>	<daN>
1	0.00	9101.00	1.00	0.00	22.12	9101.00	13422.00

**Verifiche stato limite d'esercizio**

Caso	My	AfT	AfC	$\sigma_c$	$\sigma_f$	Caso	My	AfT	AfC	$\sigma_c$	$\sigma_f$
	<daNm>	<cm²>	<cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>		<daNm>	<cm²>	<cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>
2	5351.00	22.12	5.65	93.14	1736.26	3	5351.00	22.12	5.65	93.14	1736.26

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure**

Caso	CC	TCC	N	My	Mz	c	s	K3	s <sub>rm</sub>	$\Phi$	A <sub>s</sub>	A <sub>c eff</sub>	$\sigma_s$	$\sigma_{sr}$	$\epsilon_{sm}$	Wk
			<daN>	<daNm>	<daNm>	<mm>	<mm>		<mm>		<cm²>	<cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>		<mm>
3		SLE Q	0.00	5351.00	0.00	27.00	94.37	0.13	124.51	16.00	22.12	1427.49	1736.26	983.76	0.71	0.15
4		SLE F	0.00	5351.00	0.00	27.00	94.37	0.13	124.51	16.00	22.12	1427.49	1736.26	983.76	0.71	0.15

**Verifiche principali**

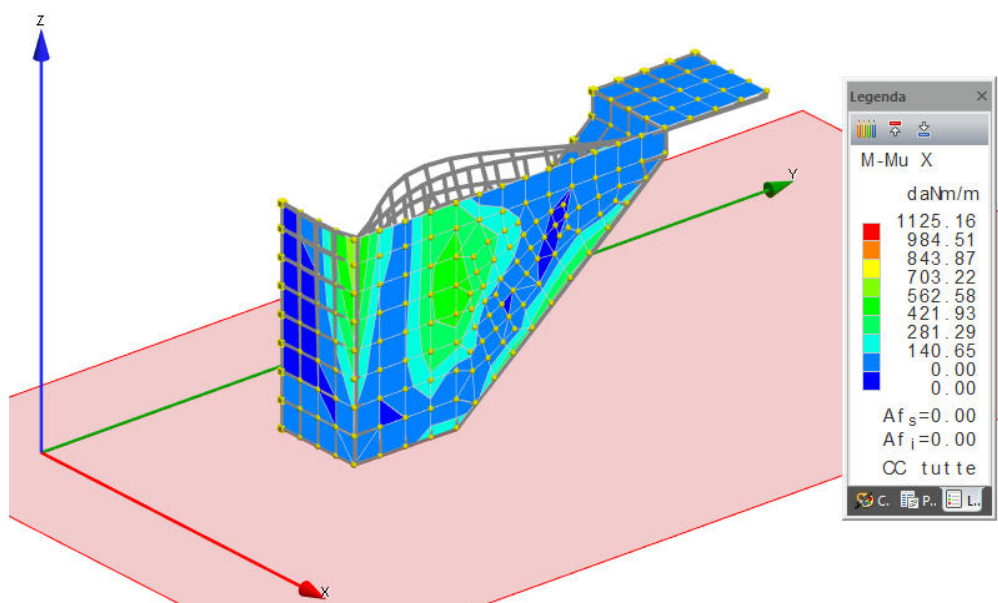
Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)

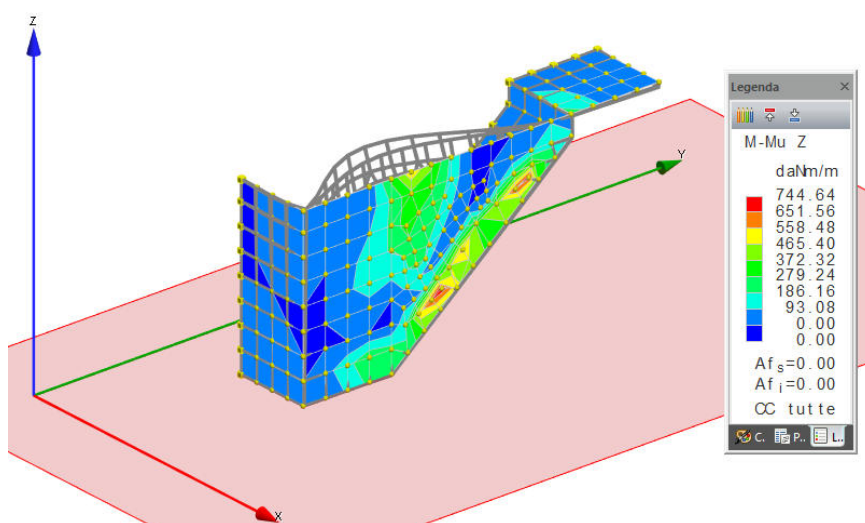
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max

Le armature individuate in precedenza, ovviamente, sono riferite alla zona di muro di altezza massima e senza considerare l'effetto del vincolamento offerto dal muro; per cui le armature possono essere opportunamente graduate man mano che il muro di riduce di altezza.

Il calcolo precedente risulta troppo cautelativo e per ottimizzare le armature e consentire di utilizzare uno spessore di 15 cm è necessario ricorrere ad una modellazione del corpo scala, così come connesso al locale tecnico.

Nel calcolo che segue non sono stati considerati i carichi permanenti e accidentali (compreso azione della spinta dell'acqua nel caso di massima piena) poiché ritenuti poco significativi per la struttura in esame che di fatto poggia su un piano di posa (terreno) e non è significativamente sollecitata da tali azioni. Bensì si è tenuto conto dell'effetto della geometria effettiva della scala per dimensionare i muri in elevazione, poiché anche le solette dei pianerottoli e della rampa non risultano particolarmente sollecitati ed in ogni caso saranno realizzati di spessore maggiore o uguale al muro in elevazione e armata nel medesimo modo per continuità delle strutture.





Momento flettente massimo:

$$M_{sd,max} = 112516 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

Armatura a flessione minima necessaria:

$$A_{fe,min} = 112516 / (0,9 \cdot 3913 \cdot 11) = 2,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

per cui sono sufficienti: D.10/25 cm sia orizzontali che verticali.

Non sono necessarie armature a taglio.

Si veda per ogni dettaglio il fascicolo di calcolo relativo allegato alla presente.

La soletta di fondo della scala (soletta a scivolo) sarà realizzata con spessore minimo pari a 25 cm con armatura doppia incrociata costituita da D.12/20x20 cm.

Le strutture saranno inghisate alla parate del locale tecnico per mezzo di resina per c.a. idonea.

I gradini saranno del tipo riportato.

#### **L.16 MURO PARAPETTO – M4**

In corrispondenza delle solette di copertura del fabbricato sono presenti alcuni muretti parapetto di altezza massima pari a 1,25 m e spessore 30 cm.

In alcuni casi questi elementi possono essere soggetti, se realizzati lato riempimento, a pressione dovuta la terreno, in altri casi alla sola spinta dell'acqua. Nel seguito si farà riferimento all'azioni preponderante tra le due.

L'altezza è del tutto modesta e senza eseguire particolari valutazioni, si possono considerare tali parapetti di spessore minimo pari a 20 cm.

Il calcolo del muro con funzione di mensola è riportato nel seguito:

Altezza massima del muro:

$$h_m = 1,25 \text{ m}$$

Spessore muro:

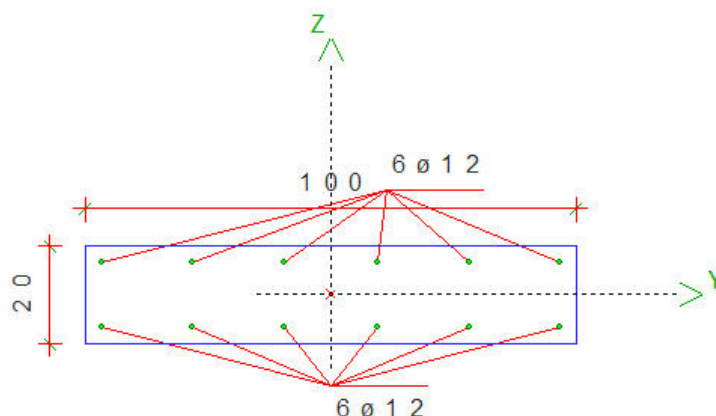
$$s = 20 \text{ cm}$$

Pressione totale dovuta al terreno:  $p = 948 \div 2891 \text{ daN/mq}$

Schema statico: muro a mensola incastrato alla base

Momento flettente massimo:  $M_{sd,max} = 1,5 \cdot 948 \cdot 1,25^2/2 + 1,5 \cdot (2891 - 948) \cdot 1,25/2 \cdot 1,25/3 =$   
 $M_{sd,max} = 2981 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Taglio massimo:  $V_{sd,max} = 1,5 \cdot (948 + 2891)/2 \cdot 1,25 = 3600 \text{ daN}$



#### PARAPETTO

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m>	=	1.00
Altezza <m>	=	0.20

#### Simbologia

Caso = Caso di verifica  
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
TCC = Tipo di combinazione di carico  
SLU = Stato limite ultimo  
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
SLD = Stato limite di danno  
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
SLO = Stato limite di operatività  
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco  
N = Sforzo normale  
My = Momento flettente intorno all'asse Y  
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
Nu = Sforzo normale ultimo  
Myu,r = Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y  
Mzu,r = Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z  
Rott. = Tipo di rottura  
1-2 = Rott. acciaio:  $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ ,  $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$   
2-3 = Rott. cls:  $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ ,  $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$   
3-4 = Rott. cls:  $\epsilon_{cu} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$   
 $\alpha$  = Angolo asse neutro a rottura  
 $\epsilon_c$  = Deformazione nel calcestruzzo (\*1000)  
TS = Modalità di calcolo sicurezza  
N/e = N costante ed eccentricità costante  
My/e = My costante ed eccentricità costante  
My/N = My e N costante  
Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante  
Mz/N = Mz e N costante  
Sic. = Sicurezza a rottura  
AfT = Area di ferro tesa  
AfC = Area di ferro compressa  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
 $\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
c = Ricoprimento dell'armatura  
s = Distanza minima tra le barre  
K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
s<sub>rm</sub> = Distanza media tra le fessure

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

$\Phi$	=	Diametro della barra
$A_s$	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	=	Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	=	Apertura delle fessure
Ty	=	Taglio in dir. Y
Tz	=	Taglio in dir. Z
bw	=	Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	=	Area armatura trasversale
Af tesa	=	Area di ferro tesa
Vsdu	=	Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	=	Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Tipo	=	Tipo di verifica effettuata
Sez.	=	Numero della sezione
B	=	Base
H	=	Altezza
Cf	=	Copriferro
Cls	=	Tipo di calcestruzzo
Fck	=	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	=	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	=	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	=	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	=	Tipo di acciaio
Fyk	=	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	=	Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Acc.	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
2	R	100.00	20.00	2.60	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali**

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	2981.00	0.00	0.00	3029.37	0.00	2-3	180.00	-3.50	Mz/e	1.016

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti**

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cm²>	Af tesa <cm²>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
1	0.00	3600.00	1.00	0.00	6.79	3600.00	9052.74

**Verifiche stato limite d'esercizio**

Caso	My <daNm>	AfT <cm²>	AfC <cm²>	$\sigma_c$ <daN/cm²>	$\sigma_f$ <daN/cm²>	Caso	My <daNm>	AfT <cm²>	AfC <cm²>	$\sigma_c$ <daN/cm²>	$\sigma_f$ <daN/cm²>
2	1988.00	6.79	6.79	52.13	1985.52	3	1988.00	6.79	6.79	52.13	1985.52

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure**

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cm²>	$A_{c\ eff}$ <cm²>	$\sigma_s$ <daN/cm²>	$\sigma_{sr}$ <daN/cm²>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
3		SLE Q	0.00	1988.00	0.00	29.00	168.00	0.13	179.31	12.00	1.13	165.32	1985.52	2557.40	0.39	0.12
4		SLE F	0.00	1988.00	0.00	29.00	168.00	0.13	179.31	12.00	1.13	165.32	1985.52	2557.40	0.39	0.12

**Verifiche principali**

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max

**L.17 NOTE RELATIVE ALLA CONNESSIONE TRA BRIGLIA E LOCALI IN C.A.**

Per l'inserimento dei locali in C.A. delle turbine sarà necessario demolire una porzione dell'attuale briglia, previa realizzazioni di berlinesi di micropali eventualmente tirantati, in modo da eseguire le lavorazioni in sicurezza

Le condizioni iniziali di integrità della briglia dovranno essere ristabilite connettendo le nuove strutture agli elementi esistenti, mediante inserti armati e ancorati con barre iniettate, stabilendo una solida connessione tra le nuove opere e le esistenti.



Il locale macchina sarà fondato su platea stabilizzata con micropali e questo elemento sarà reso solidale alle strutture esistenti, facendo in modo che funga da elemento di ancoraggio.

**N.B.: Ad oggi non sono disponibili dati certi relativamente alle strutture della briglia esistente, soprattutto con riferimento alle condizioni, geometria e consistenza delle fondazioni.**

**Per cui, si rimanda per ogni dettaglio a quanto indicato negli elaborati grafici allegati e alle fasi esecutive di cantiere.**

**Ovviamente al presente non entra in merito all'integrità strutturale della briglia e degli elementi esistenti nella zona non soggetta a lavorazioni, per le quali si rimanda a altre ad altre valutazioni di merito.**

#### **L.1 RICOSTRUZIONE PARZIALE ZONA DETERIORATA CENTRALE DELLA BRIGLIA**

La zona deteriorata della briglia sarà valutata attentamente in fase esecutiva una volta realizzata la pista di accesso e deviato il flusso in modo da poter giudicare lo stato delle superficie e progettare l'interno più consona alla sua ricostruzione.

Sostanzialmente non è previsto di eseguire lavorazioni sulla superficie della briglia nella sua interezza, ma solo di ricucire la zona attualmente soggetta a degrado, presente nella zona centrale della briglia stessa.

Sostanzialmente le fasi necessarie saranno le seguenti:

- Pulitura;
- Disgaggio di materiale degradati;
- Raggiungimento delle strutture integre;
- Inghisaggio con barre per c.a. e resina idonea (il numero di barre ed il diametro potranno essere indicativamente costituiti da ferri per c.a. sagomati D.18 mm in numero di circa 9 al mq, ma tale dato sarà reso esecutivo solo a seguito di idoneo sopralluogo).
- Getto con malta o cls anti-ritiro sino alla completa ricostruzione del profilo originario della briglia.

Si rimanda quindi alle fasi esecutive di cantiere per ogni dettaglio di merito.

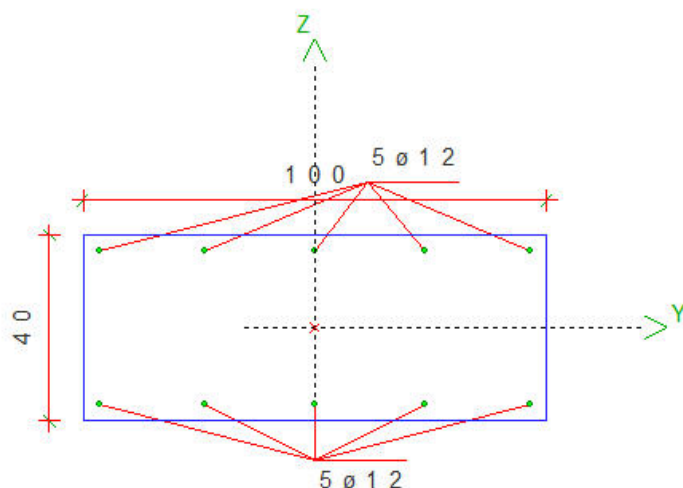
#### **L.2 MURO DI PROLUNGAMENTO A MONTE DELLA ZONA DI PARATOIE/IMBOCCO – M5**

E' presente un muro di prolungamento a monte della zona di imbocco che presenta una porzione fuori terra di altezza pari a massimo 1,60 m e spessore 60 cm. Considerando di dover rivestire in materiali lapideo su ogni lato, la parte strutturale potrà risultare pari a 40 cm.

Tale muro, che sarà inserito all'interno del rilevato e avrà una sua fondazione a ciabatta, non risulta essere particolarmente rilevante dal punto di vista strutturale.

Di fatto tale muro potrà essere soggetto ad una prima fase di battente d'acqua fino alla sua sommità dopo di che l'acqua risulta presente su entrambi i lati e non esercita più una sostanziale spinta. La spinta del terreno invece è presente da entrambi i lati del muro, più o meno alla solita quota, per cui tali spinte possono non essere considerate.

Altezza massima muro:	$h_m = 1,60 \text{ m}$
Spessore strutturale muro:	$s = 40 \text{ cm}$
Pressione totale dovuta al terreno:	$p = 948 \div 3434 \text{ daN/mq}$
Schema statico:	muro a mensola incastrato alla base
Momento flettente massimo:	$M_{sd,max} = 1,5 \cdot 948 \cdot 1,60^2/2 + 1,5 \cdot (3434 - 948) \cdot 1,60/2 \cdot 1,60/3 =$ $M_{sd,max} = 3412 \text{ daN}\cdot\text{m}$
Taglio massimo:	$V_{sd,max} = 1,5 \cdot (948 + 3434)/2 \cdot 1,60 = 5259 \text{ daN}$



**Sezione 3 (Muro M5 sp. 40 cm.) - Soll. man.**  
**Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione**

Base <m>	=	1.00
Altezza <m>	=	0.40

#### Simbologia

Caso	=	Caso di verifica
CC	=	Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	=	Tipo di combinazione di carico
SLU	=	Stato limite ultimo
SLU S	=	Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	=	Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	=	Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	=	Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	=	Stato limite di danno
SLV	=	Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	=	Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	=	Stato limite di operatività
SLU I	=	Stato limite di resistenza al fuoco
N	=	Sforzo normale
My	=	Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	=	Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	=	Sforzo normale ultimo
Myu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	=	Tipo di rottura
	1-2	= Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3	= Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4	= Rott. cls: $\epsilon_{co} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	=	Angolo asse neutro a rottura

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

$\epsilon_c$	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	= Distanza media tra le fessure
$\Phi$	= Diametro della barra
$A_s$	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
Ty	= Taglio in dir. Y
Tz	= Taglio in dir. Z
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	= Area armatura trasversale
Af tesa	= Area di ferro tesa
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	= Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Tipo	= Tipo di verifica effettuata
Sez.	= Numero della sezione
B	= Base
H	= Altezza
Cf	= Copriferro
Cls	= Tipo di calcestruzzo
Fck	= Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	= Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	= Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	= Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	= Tipo di acciaio
Fyk	= Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	= Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Acc.	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
3R		100.00	40.00	2.60	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali**

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	3412.00	0.00	0.00	5584.15	0.00	1-2	180.00	-1.65	Mz/e	1.637

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti**

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cm²>	Af tesa <cm²>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
1	0.00	5259.00	1.00	0.00	5.65	5259.00	15806.80

**Verifiche stato limite d'esercizio**

Caso	My <daNm>	AfT <cm²>	AfC <cm²>	$\sigma_c$ <daN/cm²>	$\sigma_f$ <daN/cm²>	Caso	My <daNm>	AfT <cm²>	AfC <cm²>	$\sigma_c$ <daN/cm²>	$\sigma_f$ <daN/cm²>
2	2275.00	5.65	5.65	17.72	1178.90	3	2275.00	5.65	5.65	17.72	1178.90

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure**

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cm²>	$A_{c\ eff}$ <cm²>	$\sigma_s$ <daN/cm²>	$\sigma_{sr}$ <daN/cm²>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
3		SLE Q	0.00	2275.00	0.00	29.00	168.00	0.18	214.95	12.00	1.13	165.32	1178.90	5108.17	0.23	0.08
4		SLE F	0.00	2275.00	0.00	29.00	168.00	0.18	214.95	12.00	1.13	165.32	1178.90	5108.17	0.23	0.08

**Verifiche principali**

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.
2	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
3	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
4	C.Freq - Wk Max

Si valuterà in fase esecutiva se fondare tale elementi su fondazione profonda (micropali) per preservarne la sua stabilità del tempo, benché non siano eseguibili verifiche di dettaglio.

**L.3 PLATEA DI FONDAZIONE – P1**

Nel seguito si riportano le valutazioni relative alle platee di fondazione. Le valutazioni sono state eseguite con riferimento alle strutture più sollecitate e posso, a favore di sicurezza, essere estese a tutta la platea di fondazione presente (zona di monte e di valle).

La porzione più sollecitata risulta, ovviamente, quella al di sotto del corpo macchina.

Il volume del cls totale dell'installazione è pari a circa:

Volume cls totale:  $V_{cls,tot} = 1100 \text{ mc}$

N.B.: Tale valore è relativo a tutte le strutture in c.a. presenti per cui andare a concentrare tale carico nella zona centrale è sicuramente a favore di sicurezza.

Peso totale strutture:  $G = 1100 \cdot 2500 = 275000 \text{ daN}$

Peso macchine totale:  $P1 = 56300 \text{ daN}$

Peso totale pavimentazione in pietra:  $P2 = 565 \cdot 0,10 \cdot 2200 = 124300 \text{ daN}$

Peso rivestimento esterno in pietra:  $P2' = 245 \cdot 2 \cdot 0,05 \cdot 2200 = 53900 \text{ daN}$

Sovraccarichi di piano:  $Q1 = 11,50 \cdot 9,00 \cdot 600 = 62100 \text{ daN}$

Azione dell'acqua ( $T_r=200$  anni):  $Q2 = 260 \cdot 11,00 \cdot 1100 = 3146000 \text{ daN}$

Impronta centrale della fondazione di rif.:  $A = 2200 \cdot 1200 = 2640000 \text{ cm}^2$

Azione massima in fondazione allo SLU:

$$Q_{sd} = 1,30 \cdot 275000 + 1,50 \cdot (56300 + 124300 + 53900 + 62100 + 3146000) = \underline{5521400} \text{ daN}$$

Tensione media sul terreno allo SLU:  $\sigma_{t,SLU,med} = 5521400 / 2640000 = 2,10 \text{ daN/cm}^2$

Azione massima in fondazione allo SLE-Q:

$$Q_{sd} = 1,00 \cdot 275000 + 1,00 \cdot (56300 + 124300 + 53900) = \underline{509500} \text{ daN}$$

Tensione media sul terreno allo SLE-Q:  $\sigma_{t,SLE-Q,med} = 509500 / 2640000 = 0,20 \text{ daN/cm}^2$

\*\*\*

La platea è sostanzialmente realizzata confinata da 2 muri in c.a. laterali ed uno centrale.

Luce platea:  $L = 4,80 \text{ m}$

Spessore platea:  $s = 50 \text{ cm}$

Pressione SLU:  $p_{SLU} = 21000 \text{ daN/mq}$

Momento flettente massimo:  $M_{sd,SLU} = 21000 \cdot 4,80^2 / 12 = 40320 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Taglio massimo:  $V_{sd,SLU} = 21000 \cdot 4,80 \cdot 0,625 = 63000 \text{ daN}$

Pressione allo SLE-Q:

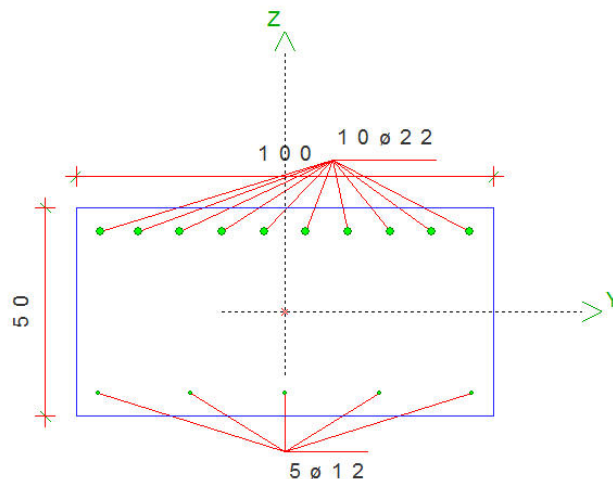
$$p, \text{SLEQ} = 2000 \text{ daN/mq}$$

Momento flettente massimo:

$$M_{sd}, \text{SLEQ} = 2000 \cdot 4,80^2 / 12 = 3840 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Taglio massimo:

$$V_{sd}, \text{SLEQ} = 2000 \cdot 4,80 \cdot 0,625 = 6000 \text{ daN}$$



#### PLATEA

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m>	=	1.00
Altezza <m>	=	0.50

#### Simbologia

Caso	=	Caso di verifica
CC	=	Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	=	Tipo di combinazione di carico
SLU	=	Stato limite ultimo
SLU S	=	Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	=	Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	=	Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	=	Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	=	Stato limite di danno
SLV	=	Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	=	Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	=	Stato limite di operatività
SLU I	=	Stato limite di resistenza al fuoco
N	=	Sforzo normale
My	=	Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	=	Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	=	Sforzo normale ultimo
Myu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y
Mzu,r	=	Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z
Rott.	=	Tipo di rottura
	1-2	= Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3	= Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4	= Rott. cls: $\epsilon_{cu} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	=	Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	=	Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	=	Modalità di calcolo sicurezza
	N/e	= N costante ed eccentricità costante
	My/e	= My costante ed eccentricità costante
	My/N	= My e N costante
	Mz/e	= Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N	= Mz e N costante
Sic.	=	Sicurezza a rottura
AfT	=	Area di ferro tesa
AfC	=	Area di ferro compressa
$\sigma_c$	=	Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	=	Tensione nel ferro
c	=	Ricoprimento dell'armatura
s	=	Distanza minima tra le barre
K3	=	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	=	Distanza media tra le fessure
$\Phi$	=	Diametro della barra
$A_s$	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c \text{ eff}}$	=	Area di calcestruzzo efficace

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

$\sigma_s$	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
Ty	= Taglio in dir. Y
Tz	= Taglio in dir. Z
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	= Area armatura trasversale
Af tesa	= Area di ferro tesa
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	= Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Tipo	= Tipo di verifica effettuata
Sez.	= Numero della sezione
B	= Base
H	= Altezza
Cf	= Copriferro
Cls	= Tipo di calcestruzzo
Fck	= Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	= Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	= Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	= Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc.	= Tipo di acciaio
Fyk	= Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	= Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Acc.	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
6R		100.00	50.00	5.10	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	3913.04

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
1		SLU	0.00	40320.00	0.00	0.00	44192.80	0.00	2-3	180.00	-3.50	Mz/e	1.096

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cm²>	Af tesa <cm²>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
1	0.00	63000.00	1.00	0.00	38.01	63000.00	27626.10

(\*)

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cm²>	AfC <cm²>	$\sigma_c$ <daN/cm²>	$\sigma_f$ <daN/cm²>
2	3840.00	38.01	5.65	10.17	250.53

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{xm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cm²>	$A_{c\ eff}$ <cm²>	$\sigma_s$ <daN/cm²>	$\sigma_{sr}$ <daN/cm²>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
2		SLE Q	0.00	3840.00	0.00	29.00	108.65	0.15	143.76	22.00	38.01	1897.73	250.53	1372.36	0.05	0.01

Verifiche principali

Caso	Tipo
1	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.
2	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max

(\*) Le verifiche a taglio (senza staffe) non risultano verificate, per cui in prossimità degli appoggi (per una lunghezza pari a circa 150 cm, si inseriranno armature a taglio specifiche (barre sagomate ad andamento armonico o tralicci idoneo equivalenti), secondo le verifiche e specifiche inserite nel seguito:

Vrsd = valore resistente del taglio (lato acciaio) =  $0,90 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$

d = altezza utile sezione in c.a. = 50-4 = 46 cm.

Asw = armatura a taglio (ferri sagomati) = n° 6 D.12 /m

s = passo armature a taglio = 15 cm.

$f_{yd}$  = tensione acciaio per c.a. = 3913 kg/cm<sup>2</sup>.

$\alpha$  = angolo di inclinazione delle armature a taglio = 90°

$\theta$  = angolo di inclinazione delle bielle compresse

$V_{rsd}$  = valore resistente del taglio (lato acciaio) =  $0,90 \cdot 46 \cdot (6 \cdot 1,13) / 15 \cdot 3913 \cdot (1+0) \cdot 1 = 73223$  daN

$V_{rsd} = 73223 > V_{sd,max} = 63000$  (la verifica risulta soddisfatta e le armature specifiche sagomate sono sufficienti ad assorbire l'azione tagliante in oggetto).

\*\*\*

Le armature nella direzione ortogonale (armatura trasversale) rispetto allo schema di calcolo considerato (armatura longitudinale), risulta pari a:  $A_{fe,2} = 10 \cdot 3,80 \cdot 0,20 = 7,60 \rightarrow D.14/20$  cm.

#### **L.4**     **MICROPALI**

Per il sezionamento e il rinforzo locale delle strutture esistenti verranno utilizzati micropali verticali o inclinati (con angolo fino a 20°) in modo da realizzare gli scavi verticalmente.

Nel caso che operativamente sia necessario verranno utilizzate doppie traverse in HEB e tiranti realizzati con barre tipo Dywidag per stabilizzare le berlinesi.

Benché le verifiche della platea di fondazione del locale macchine sia stata eseguita alla stregua di una fondazione diretta superficiale, tali micropali saranno inglobati nel getto del corpo delle strutture e ancorati mediante idonee barre per c.a., previa foratura delle aste tubolari di armatura del MP, il tutto a favore di sicurezza.

Diametro nominale di trivellazione:                       $D = 30$  cm

Armatura tubolare:     $D.114,3 \times 8$  mm

Lunghezza primo tratto (strati 1 e 2):                       $L1 =$  variabile

Lunghezza ancoraggio in roccia minimo:                       $L2 = 2,00$  m

La lunghezza minima dei micropali sarà tarata in base alla quota dello strato di arenaria presente al di sotto dell'installazione.

A titolo indicativo si riportano, nel seguito, le portate a compressione e trazione del micropalo considerando una lunghezza minima di incastro nello strato roccioso: quanto riportato non è da considerarsi un calcolo di verifica, ma il calcolo della portanza dell'elemento; per valutazioni specifiche si rimanda ai vari punti relativi al calcolo delle singole membrature eventualmente interessate dall'inserimento dei micropali.

Portata massima a compressione di 1 MP:                       $Prd,1MP,compr = \underline{600}$  kN

Portata massima a trazione di 1 MP:                               $Prd,1MP,traz = \underline{550}$  kN



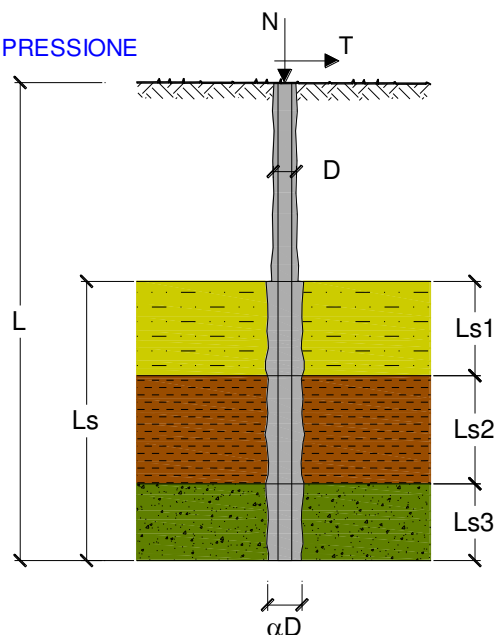
### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

**OPERA:** MICROPALI TIPICI - CENTRALI/BRIGLIE SIEVE - COMPRESSIONE

#### DATI DI INPUT:

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	600.00	0.00	600.00
<b>T (kN)</b>	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_s$	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.45	1.60

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

#### Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 7.10 (m)

#### Armatura:

<input type="radio"/> IPE	<input type="radio"/> INP	<input type="radio"/> HEA	<input type="radio"/> HEB	<input type="radio"/> HEM	<input checked="" type="radio"/> Tubi	<input type="radio"/> ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø114,3 x 8,0	

## Ø114,3 x 8,0

Area dell'armatura (A<sub>arm</sub>): 2672 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): 3.795E+06 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): 66,403 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio

S 355 (Fe 510) ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): 355 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio γ<sub>M</sub> 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ<sub>lim</sub>): 338 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E<sub>arm</sub>): 210,000 (N/mm<sup>2</sup>)

### Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 35.0 (MN/m<sup>3</sup>)

### CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

#### Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is <sub>i</sub> (m)	α (-)	Ds <sub>i</sub> = α * D (m)	s <sub>i</sub> media (MPa)	s <sub>i</sub> minima (MPa)	s <sub>i</sub> calcolo (MPa)	Qs <sub>i</sub> (kN)
Strato 2	4.10	1.30	0.39	0.160	0.160	0.065	326.06
Strato 3 (arenaria)	2.00	1.10	0.33	0.350	0.350	0.142	294.40
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

L<sub>s</sub> = 6.10 (m) QI = 620.47 (kN)

#### Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

% Punta 15% Qp = 93.07 (kN)

### CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

Qlim = 713.54 (kN)

### COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

Fs = 1.19

### CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) (β = k \* D<sub>arm</sub>): 4.00 (N/mm<sup>2</sup>)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

Pk = 3571.07 (MN)

η = 5.95

### VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):  
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 1.347 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 0.00 \quad (kNm)$$

### VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

*Tensioni nel singolo micropalo*

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 224.58 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = 224.58 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 0.00 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 224.58 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

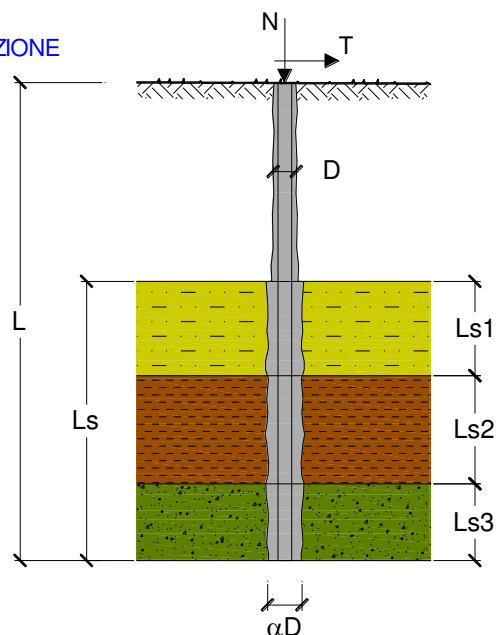
### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

**OPERA:** MICROPALI TIPICI - CENTRALI/BRIGLIE SIEVE - TRAZIONE

#### DATI DI INPUT:

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	550.00	0.00	550.00
<b>T (kN)</b>	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_s$	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.60	1.60

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

#### Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 7.10 (m)

#### Armatura:

<input type="radio"/> IPE	<input type="radio"/> INP	<input type="radio"/> HEA	<input type="radio"/> HEB	<input type="radio"/> HEM	<input checked="" type="radio"/> Tubi	<input type="radio"/> ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø114,3 x 8,0	

## Ø114,3 x 8,0

Area dell'armatura (A<sub>arm</sub>): 2672 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): 3.795E+06 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): 66,403 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio

S 355 (Fe 510) ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): 355 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio γ<sub>M</sub> 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ<sub>lim</sub>): 338 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E<sub>arm</sub>): 210,000 (N/mm<sup>2</sup>)

### Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 35.0 (MN/m<sup>3</sup>)

### CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

#### Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is <sub>i</sub> (m)	α (-)	Ds <sub>i</sub> = α * D (m)	s <sub>i</sub> media (MPa)	s <sub>i</sub> minima (MPa)	s <sub>i</sub> calcolo (MPa)	Qs <sub>i</sub> (kN)
Strato 2	4.10	1.30	0.39	0.160	0.160	0.059	295.49
Strato 3 (arenaria)	2.00	1.10	0.33	0.350	0.350	0.129	266.80
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

L<sub>s</sub> = 6.10 (m) QI = 562.30 (kN)

#### Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

% Punta 0% Qp = 0.00 (kN)

### CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

Qlim = 562.30 (kN)

### COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

Fs = 1.02

### CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) (β = k \* D<sub>arm</sub>): 4.00 (N/mm<sup>2</sup>)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

Pk = 3571.07 (MN)

η = 6.49

### **VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI**

Momento massimo per carichi orizzontali (M):  
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$
$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 1.347 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 0.00 \quad (kNm)$$

### **VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO**

Acciaio S 355 (Fe 510)

*Tensioni nel singolo micropalo*

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 205.87 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = 205.87 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 0.00 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 205.87 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

I micropali evidenziati saranno utilizzati per realizzare le berlinesi necessarie a sezionare la briglia nella zona di inserimento del corpo macchina del fabbricato.

Non si ravvedono condizioni in cui tali berlinesi debbano assorbire le spinte del terreno (in adiacenza sono presenti normalmente le strutture della briglia esistente o altre preesistenze) e saranno eventualmente stabilizzati con tiranti tipo Dywidag con la funzione più di cucitura tra la berlinese e il corpo briglia; la berlinese costituita da pali secanti/compenetrati sarà poi collegata alle strutture in c.a. in progetto ristabilendo una idonea continuità tra i vari elementi.

### **L.5 TIRANTI**

I tiranti saranno realizzati con barre Dywidag dotate di testata in acciaio sagomata.

Diametro di trivellazione:  $D = 100 \text{ mm}$

Barra Dywidag:  $D.32 \text{ mm}$

Carico di rottura:  $Pr = 442 \text{ kN}$

Carico di snervamento:  $P_s = 402 \text{ kN}$

Lunghezza minima tirante:  $L_t = 6,25 \text{ m}$

La loro portata massima sarà pari a circa 24 tonn, come meglio evidenziato nel seguito.

### TIRANTI DI ANCORAGGIO

**LAVORO:** TIRANTE DYWIDAG - BRIGLIE SIEVE

#### DATI DI INPUT:

Terreno: Roccia arenaria

Tirante tipo: Dywidag

Diametro trefolo:  $d_{tre} = 32 \text{ (mm)}$

Numero trefoli:  $n = 1$

Area singolo trefolo  $A_t$ :  $804 \text{ (mm}^2\text{)}$

Area complessiva dell'acciaio ( $A = n \cdot A_t$ ):  $804 \text{ (mm}^2\text{)}$

Diametro equivalente dei trefoli  $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0,5}$   $Deq = 32.00 \text{ (mm)}$

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio ( $f_{ptk}$ )  $551 \text{ (Mpa)}$

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ( $f_{p(1)k}$ )  $500 \text{ (Mpa)}$

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato:  $\tau_{cls} = 0.60 \text{ (Mpa)}$

coefficienti parziali		Azioni		Resistenza
Metodo di calcolo		permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_a$
Stato limite ultimo permanenti	●	1.00	1.30	1.20
Stato limite ultimo temporanei	○	1.00	1.30	1.10
Tensioni ammissibili (permanent)	○	1.00	1.00	2.50
Tensioni ammissibili (temporanei)	○	1.00	1.00	2.00
definiti dal progettista	○	1.10	1.20	1.30

n	1 ●	2 ○	3 ○	4 ○	≥5 ○	T.A. ○	altro ○
$\xi_3$	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60	1.00	1.27
$\xi_4$	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55	1.00	1.12

$N_G$  Azione permanente sul tirante:  $240 \text{ kN}$

$N_Q$  Azione variabile sul tirante:  $0 \text{ kN}$

$N_t$  Azione di calcolo ( $N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$ ):  $240 \text{ kN}$





**Aderenza Malta - Terreno**  $L = Nt / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione = 100 (mm)

$\alpha$  (-) Coeff. moltiplicativo = 1.1

Ds (cm) Diametro di calcolo ( $Ds = \alpha \cdot D$ ) = 110 (mm)

$s_{k, med}$  (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno = 0.40 (Mpa)

$s_{k, min}$  (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno = 0.40 (Mpa)

$s_d$  (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno = 0.19 (Mpa)

$$s_d = \text{Min}(s_{med} / \zeta_3 \gamma_s ; s_{min} / \zeta_4 \gamma_s)$$

L1 = 3.75 (m)

**Aderenza Malta - Corrugato**  $L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

D<sub>corr</sub> Diametro del corrugato = 100 (mm)

L2 = 1.27 (m)

**Aderenza Acciaio - Malta**  $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

d = n \* d<sub>tre</sub> : 32

$\gamma$  coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma$  = 2

Tabella 1 - Valori di  $\gamma$  per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	$\gamma$
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

$\delta$  = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$$\delta = 1$$

Tabella 2 - valori di  $\delta$  per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
$\delta$	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
$\delta$	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di  $\delta$  per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
$\delta$	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 1.99 \quad (m)$$

#### **L lunghezza della fondazione (bulbo)**

$$L = \max(L1, L2, L3) = 3.75 \quad (m)$$

#### **Verifica a trazione dell'armatura**

$$N_k = N_G + N_Q = 240 \quad (kN)$$

$$\text{UNI EN 1537} \quad N_k \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 287.95 \quad (kN)$$

$$\text{AICAP} \quad N_k \leq 0.6 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A_t = 241.20 \quad (kN)$$

#### **L.6 CANALE SGHIAITORE**

Il canale sghiaiatore, presente lateralmente all'installazione non è stato considerato una struttura principale, ma solo un elemento secondario che potrà essere realizzato in c.a. in opera o per mezzo di elementi scatolari prefabbricati calottati con uno scudo in c.a. riconnesso con un numero idoneo di inghisaggi alle strutture esistenti.

In ogni caso tale elemento sarà realizzato con un getto integrato alle strutture provvisorie, quali le berlinesi di micropali, a loro volta connesse al corpo della briglia adiacente, in modo che tale elemento non costituisca in ogni caso una singolarità nello sviluppo della briglia stessa.

Tale elemento sarà quindi realizzato nel modo più monolitico possibile e dotato di idonei inghisaggi e collegamenti alle strutture limitrofe in modo da realizzare una completa solidarizzazione.

Ovviamente dal lato centrale la connessione avverrà per mezzo di idonei inghisaggi con resina chimica idonea o elementi di ripresa di getto lasciati all'interno dei setti, mentre sul lato briglia o altre strutture preesistenti sarà necessario visionare durante i lavori le zone di interferenza per poter progettare l'intervento più idoneo, per cui si rimanda totalmente alla fase di cantiere per un corretto dimensionamento delle connessioni.

## **M VERIFICA PORTANZA E CEDIMENTI IN FONDAZIONE**

---

Sulla scorta di quanto indicato nella Relazione Geologica allegata sono state valutate le capacità resistenti del sistema di fondazione relativamente ai sondaggi eseguiti.

Per le verifiche geotecniche si rimanda a quanto indicato nei fascicoli di calcolo allegati. Per maggiori dettagli si veda anche quanto riportato nei fascicoli di calcolo allegati ed eventualmente a quanto riportato dal geologo incaricato.

Nel seguito si riportano le tensioni al di sotto del sistema di fondazione valutate in corrispondenza degli SLU e SLE-Q.

Impronta centrale della fondazione di rif.:  $A = 3200 \cdot 1200 = 3840000 \text{ cm}^2$

Azione massima in fondazione allo SLU:

Stima peso proprio:  $G = 1100 \cdot 2500 = 2750000 \text{ daN}$

Stima peso rivestimenti:  $P1 = 200000 \text{ daN}$

Peso macchine:  $P2 = 56300 \text{ daN}$

Stima effetto battente d'acqua (Tr 200 ani):

Altezza media battente:  $hm = 5,75 \text{ m}$

$Q = 1100 \cdot 5,75 \cdot 32 \cdot 12 = 2428800 \text{ daN}$

$Q_{sd} = 1,30 \cdot 2750000 + 1,50 \cdot (200000 + 56300 + 2428800) = \underline{7602650} \text{ daN}$

Tensione media sul terreno allo SLU:  $\sigma_{t,SLU,med} = 7602650 / 3840000 \approx 2,00 \text{ daN/cm}^2$

Azione massima in fondazione allo SLE-Q:

$Q_{sd} = 1,00 \cdot 2750000 + 1,00 \cdot (200000 + 56300) = \underline{3006300} \text{ daN}$

Tensione media sul terreno allo SLE-Q:  $\sigma_{t,SLE-Q,med} = 3006300/3840000 = 0,783 \text{ daN/cm}^2$

#### **M.1 VERIFICA PORTANZA**

Stanti le pressioni massime allo SLU evidenziate, le verifiche di portanza risultano verificate: si veda quanto riportato nel seguito e nel fascicolo di calcolo allegato.

Si riporta nel seguito la verifica di portanza e scorrimento della fondazione in oggetto, considerando i parametri più cautelativi, applicando i carichi medi allo SLU valutati, il tutto a favore di sicurezza.

Il valore dell'azione orizzontale massima agente sulla struttura è stata desunta dalle pressioni totali applicate alle dimensioni di ingombro in sezione dell'opera di presa, con i valori riportati agli altri punti della presente.

Altezza massima opera:  $h = 9,15 \text{ m}$

Larghezza:  $L = 12,00 \text{ m}$

Peso acqua:  $\gamma = 1100 \text{ daN/m}^3$

$H_{sd} = 1,50 \cdot 9,15 \cdot 12 \cdot (1100 \cdot 9,15) / 2 = \underline{828853} \text{ daN}$

$N_{sd} = \underline{7602650} \text{ daN}$

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

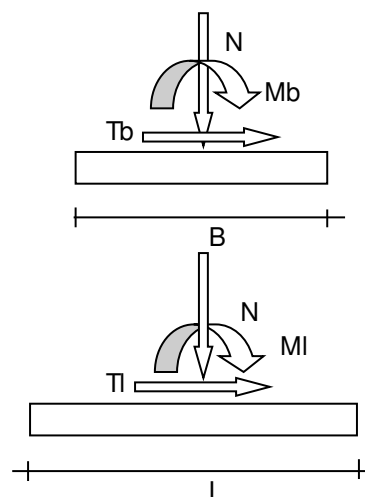
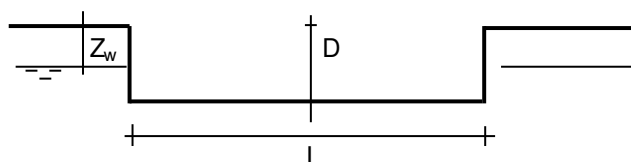
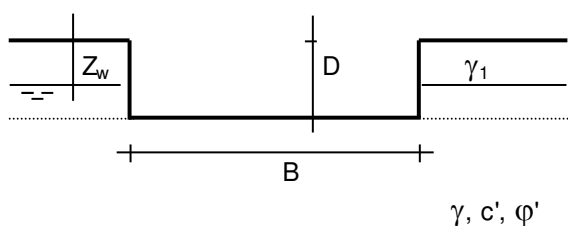
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
Metodo di calcolo			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	qlim	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		⦿	1.00	1.00	1.25	1.25	2.30	1.10

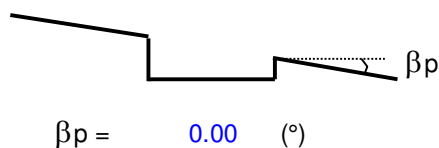
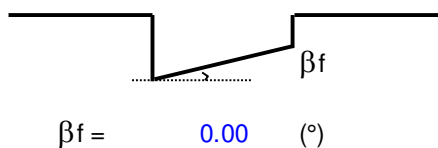


(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 12.00 (m)  
L = 32.00 (m)  
D = 4.15 (m)







#### AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	76026.50	0.00	76026.50
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	8288.53	0.00	8288.53
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	8288.53	0.00	8288.53

#### Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.50 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 18.50 \text{ (kN/mc)}$$

#### Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 40.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 26.00 \text{ (°)}$$

#### Valori di progetto

$$c' = 32.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 21.32 \text{ (°)}$$

#### Profondità della falda

$$Z_w = 0.00 \text{ (m)}$$

$$e_B = 0.00 \text{ (m)}$$

$$e_L = 0.00 \text{ (m)}$$

$$B^* = 12.00 \text{ (m)}$$

$$L^* = 32.00 \text{ (m)}$$

#### q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 35.28 \text{ (kN/mq)}$$

#### $\gamma$ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 8.50 \text{ (kN/mc)}$$

#### Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 7.30$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 16.14$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 6.48$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.17$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.15$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.85$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.73 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.27 \quad m = 1.73 \quad (-)$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B \cdot L^* \cdot c' \cotg \varphi'))^m$$

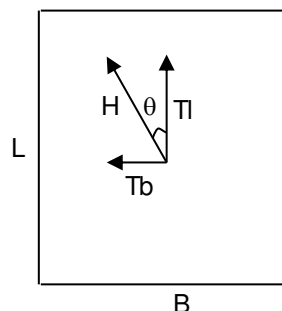
$$i_q = 0.87$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.85$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B \cdot L^* \cdot c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.80$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.11$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.13$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$



**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1089.16 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 197.99 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 473.55 \geq q = 197.99 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 8288.53 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 41952.48 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 38138.62 \geq H_d = 8288.53 \quad (\text{kN})$$

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni totali**

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

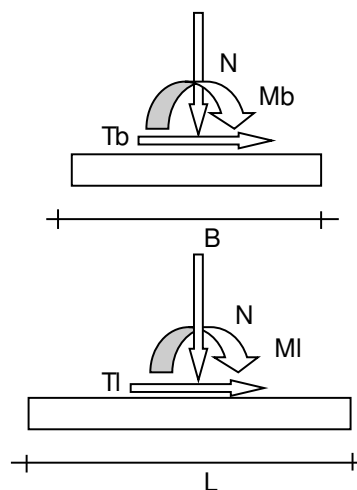
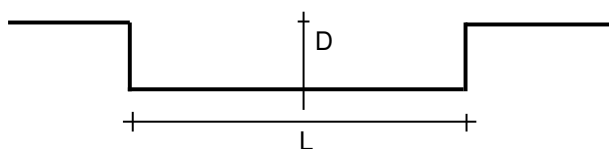
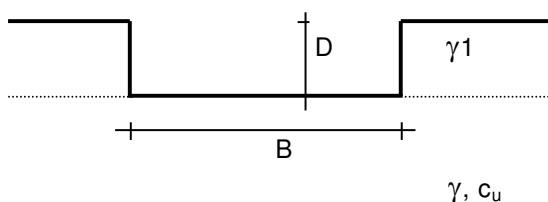
$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = Ml/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

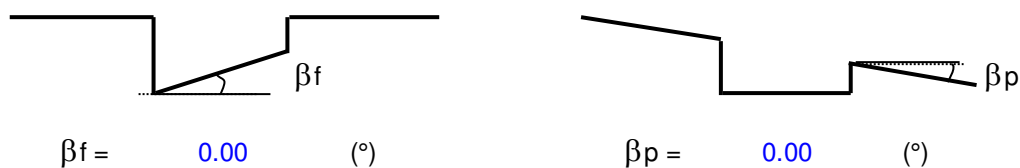
$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno	resistenze		
Metodo di calcolo			permanenti	temporanee variabili	c <sub>u</sub>	q <sub>lim</sub>	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.40	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.40	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			⦿	1.00	1.00	1.40	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi  $L=100$  m)

B = 12.00 (m)  
L = 32.00 (m)  
D = 4.15 (m)



#### AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	76026.50	0.00	76026.50
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	8288.53	0.00	8288.53
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	8288.53	0.00	8288.53

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.50 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 18.50 \text{ (kN/mc)}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 200.00 \text{ (kN/mq)}$$

Valore di progetto

$$c_u = 142.86 \text{ (kN/mq)}$$

$$e_B = 0.00 \text{ (m)}$$

$$B^* = 12.00 \text{ (m)}$$

$$e_L = 0.00 \text{ (m)}$$

$$L^* = 32.00 \text{ (m)}$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 76.78 \text{ (kN/mq)}$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 18.50 \text{ (kN/mc)}$$

**Nc : coefficiente di capacità portante**

$$Nc = 2 + \pi$$

$$Nc = 5.14$$

**s\_c : fattori di forma**

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.08$$

**i<sub>c</sub>: fattore di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.73$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.27$$

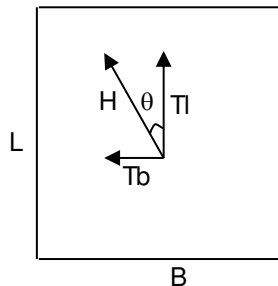
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.73$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 0.95$$



**d<sub>c</sub>: fattore di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.14$$

**b<sub>c</sub>: fattore di inclinazione base della fondazione**

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

**g<sub>c</sub>: fattore di inclinazione piano di campagna**

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 929.70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 197.99 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 404.22 \geq q = 197.99 \quad (\text{kN/m}^2)$$



### **VERIFICA A SCORRIMENTO**

#### **Carico agente**

$$H_d = 8288.53 \quad (\text{kN})$$

#### **Azione Resistente**

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 54857.14 \quad (\text{kN})$$

#### **Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 49870.1 \geq H_d = 8288.53 \quad (\text{kN})$$

### **M.2 VERIFICA CEDIMENTI**

Nel seguito si riportano le verifiche dei cedimenti massimi attesi: vista la natura dell'opera, la presenza di stratigrafia affioranti di roccia alterata e l'interferenza probabile con le sottostrutture di fondazione della briglia, tali valutazioni sono da ritenersi del tutto teoriche e peggiorativi delle effettive condizioni di progetto.

Si noti che è stato utilizzato come primo strato il livello 2 caratterizzato da una  $E'$  ridotto, quando nella realtà la fondazione andrà ad esercitare quasi tutta la sua pressione sullo strato numero 3 (sustrato arenaceo).

SLE-quasi permanente:

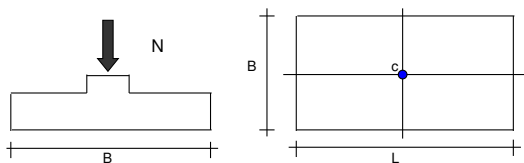
Pressione massima sul terreno:  $\sigma_{t,med,SLEQ} = 0,723 \text{ kg/cm}^2$

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

**CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE**

**LAVORO:**

PLATEA CENTRALE - CEDIMENTI allo SLEQ



**Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis: 1974)**

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum ((\Delta\sigma_{zi} - \nu(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

**DATI DI INPUT:**

B = 12.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 32.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)

N = 30063 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 78.29 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B\*L)))

ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da	zi	a	zi+1	Δzi	E	ν	δci
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	Strato 2	4.85	0.0	4.9	0.2		5000	0.30	5.37	
2	Strato 3	15.00	4.9	19.9	0.2		35000	0.30	1.28	
-			0.0	0.0					-	
-			0.0	0.0					-	
-			0.0	0.0					-	
-			0.0	0.0					-	

δ<sub>clot</sub> = 6.65 (cm)

z	Δzi	Terreno	R1	R2	R3	Δσzi	Δσxi	Δσyi	E	ν	δi	Σδi
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)	(cm)
0.00	0.2	1							5000	0.30		
0.15	0.2	1	16.00	6.00	17.09	77.62	76.88	76.38	5000	0.30	0.09	0.09
0.30	0.2	1	16.00	6.00	17.09	76.30	18.51	18.14	5000	0.30	0.20	0.29
0.45	0.2	1	16.00	6.01	17.09	74.99	17.82	17.19	5000	0.30	0.19	0.48
0.60	0.2	1	16.01	6.02	17.10	73.70	17.13	16.26	5000	0.30	0.19	0.68
0.75	0.2	1	16.01	6.04	17.10	72.44	16.45	15.34	5000	0.30	0.19	0.86
0.90	0.2	1	16.02	6.06	17.11	71.22	15.78	14.44	5000	0.30	0.19	1.05
1.05	0.2	1	16.03	6.08	17.12	70.05	15.14	13.56	5000	0.30	0.18	1.23
1.20	0.2	1	16.04	6.10	17.13	68.92	14.51	12.71	5000	0.30	0.18	1.42
1.35	0.2	1	16.05	6.13	17.14	67.84	13.90	11.88	5000	0.30	0.18	1.60
1.50	0.2	1	16.06	6.17	17.15	66.82	13.32	11.09	5000	0.30	0.18	1.78
1.65	0.2	1	16.08	6.20	17.16	65.84	12.76	10.33	5000	0.30	0.18	1.95
1.80	0.2	1	16.09	6.24	17.17	64.91	12.22	9.60	5000	0.30	0.18	2.13
1.95	0.2	1	16.11	6.29	17.19	64.03	11.70	8.90	5000	0.30	0.17	2.30
2.10	0.2	1	16.13	6.33	17.21	63.20	11.21	8.24	5000	0.30	0.17	2.47
2.25	0.2	1	16.15	6.38	17.23	62.41	10.73	7.61	5000	0.30	0.17	2.64
2.40	0.2	1	16.17	6.43	17.25	61.65	10.28	7.01	5000	0.30	0.17	2.81
2.55	0.2	1	16.19	6.49	17.27	60.93	9.85	6.44	5000	0.30	0.17	2.98
2.70	0.2	1	16.21	6.55	17.29	60.24	9.44	5.90	5000	0.30	0.17	3.15
2.85	0.2	1	16.24	6.61	17.31	59.58	9.05	5.39	5000	0.30	0.17	3.31
3.00	0.2	1	16.27	6.68	17.34	58.95	8.68	4.91	5000	0.30	0.16	3.48
3.15	0.2	1	16.29	6.74	17.36	58.33	8.33	4.46	5000	0.30	0.16	3.64
3.30	0.2	1	16.32	6.81	17.39	57.74	7.99	4.04	5000	0.30	0.16	3.80
3.45	0.2	1	16.35	6.88	17.42	57.16	7.67	3.64	5000	0.30	0.16	3.97
3.60	0.2	1	16.38	6.96	17.45	56.59	7.36	3.27	5000	0.30	0.16	4.13
3.75	0.2	1	16.42	7.04	17.48	56.04	7.06	2.92	5000	0.30	0.16	4.29
3.90	0.2	1	16.45	7.12	17.51	55.50	6.78	2.59	5000	0.30	0.16	4.44
4.05	0.2	1	16.49	7.20	17.54	54.96	6.51	2.28	5000	0.30	0.16	4.60
4.20	0.2	1	16.52	7.28	17.58	54.43	6.26	1.99	5000	0.30	0.16	4.76
4.35	0.2	1	16.56	7.37	17.61	53.91	6.01	1.72	5000	0.30	0.15	4.91
4.50	0.2	1	16.60	7.46	17.65	53.40	5.78	1.47	5000	0.30	0.15	5.06
4.65	0.2	1	16.64	7.55	17.69	52.89	5.55	1.24	5000	0.30	0.15	5.22
4.80	0.2	1	16.68	7.64	17.73	52.38	5.34	1.02	5000	0.30	0.15	5.37
5.00	0.2	2	16.73	7.75	17.78	51.79	5.10	0.78	35000	0.30	0.02	5.39
5.20	0.2	2	16.79	7.87	17.83	51.12	4.84	0.53	35000	0.30	0.03	5.42
5.40	0.2	2	16.85	8.01	17.89	50.46	4.59	0.31	35000	0.30	0.03	5.45
5.60	0.2	2	16.92	8.14	17.95	49.80	4.36	0.11	35000	0.30	0.03	5.47
5.80	0.2	2	16.98	8.28	18.01	49.15	4.14	-0.08	35000	0.30	0.03	5.50
6.00	0.2	2	17.05	8.41	18.08	48.50	3.93	-0.24	35000	0.30	0.03	5.53
6.20	0.2	2	17.12	8.56	18.14	47.85	3.73	-0.39	35000	0.30	0.03	5.56
6.40	0.2	2	17.20	8.70	18.21	47.21	3.54	-0.53	35000	0.30	0.03	5.58
6.60	0.2	2	17.27	8.85	18.28	46.58	3.36	-0.65	35000	0.30	0.03	5.61
6.80	0.2	2	17.35	8.99	18.35	45.94	3.19	-0.76	35000	0.30	0.03	5.63
7.00	0.2	2	17.42	9.14	18.43	45.32	3.02	-0.86	35000	0.30	0.03	5.66
7.20	0.2	2	17.50	9.30	18.50	44.70	2.87	-0.95	35000	0.30	0.03	5.68
7.40	0.2	2	17.59	9.45	18.58	44.08	2.72	-1.03	35000	0.30	0.02	5.71
7.60	0.2	2	17.67	9.60	18.66	43.47	2.58	-1.09	35000	0.30	0.02	5.73
7.80	0.2	2	17.76	9.76	18.74	42.87	2.44	-1.16	35000	0.30	0.02	5.76
8.00	0.2	2	17.84	9.92	18.83	42.27	2.31	-1.21	35000	0.30	0.02	5.78
8.20	0.2	2	17.93	10.08	18.91	41.68	2.19	-1.26	35000	0.30	0.02	5.81

**PROGETTO ESECUTIVO - IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE SUL FIUME SIEVE, DENOMINATO  
"SAN FRANCESCO"**

z	Azi	Terreno	R1	R2	R3	Δazi	Δaxi	Δayi	E	v	δi	Σδi
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)	(cm)
8.40	0.2	2	18.02	10.24	19.00	41.09	2.07	-1.30	35000	0.30	0.02	5.83
8.60	0.2	2	18.12	10.40	19.09	40.52	1.96	-1.34	35000	0.30	0.02	5.85
8.80	0.2	2	18.21	10.57	19.18	39.94	1.85	-1.37	35000	0.30	0.02	5.88
9.00	0.2	2	18.31	10.73	19.27	39.38	1.75	-1.40	35000	0.30	0.02	5.90
9.20	0.2	2	18.41	10.90	19.36	38.82	1.65	-1.42	35000	0.30	0.02	5.92
9.40	0.2	2	18.51	11.07	19.45	38.28	1.56	-1.44	35000	0.30	0.02	5.94
9.60	0.2	2	18.61	11.24	19.55	37.73	1.47	-1.45	35000	0.30	0.02	5.96
9.80	0.2	2	18.71	11.41	19.65	37.20	1.39	-1.47	35000	0.30	0.02	5.98
10.00	0.2	2	18.82	11.58	19.75	36.67	1.31	-1.47	35000	0.30	0.02	6.01
10.20	0.2	2	18.92	11.75	19.85	36.15	1.23	-1.48	35000	0.30	0.02	6.03
10.40	0.2	2	19.03	11.92	19.95	35.64	1.15	-1.49	35000	0.30	0.02	6.05
10.60	0.2	2	19.14	12.09	20.06	35.14	1.08	-1.49	35000	0.30	0.02	6.07
10.80	0.2	2	19.25	12.27	20.16	34.64	1.01	-1.49	35000	0.30	0.02	6.09
11.00	0.2	2	19.36	12.44	20.27	34.15	0.95	-1.49	35000	0.30	0.02	6.11
11.20	0.2	2	19.47	12.62	20.38	33.67	0.89	-1.49	35000	0.30	0.02	6.13
11.40	0.2	2	19.59	12.79	20.49	33.19	0.83	-1.48	35000	0.30	0.02	6.14
11.60	0.2	2	19.70	12.97	20.60	32.72	0.77	-1.48	35000	0.30	0.02	6.16
11.80	0.2	2	19.82	13.15	20.71	32.26	0.72	-1.47	35000	0.30	0.02	6.18
12.00	0.2	2	19.94	13.33	20.82	31.81	0.66	-1.46	35000	0.30	0.02	6.20
12.20	0.2	2	20.06	13.51	20.94	31.36	0.62	-1.46	35000	0.30	0.02	6.22
12.40	0.2	2	20.18	13.69	21.05	30.92	0.57	-1.45	35000	0.30	0.02	6.24
12.60	0.2	2	20.30	13.87	21.17	30.49	0.52	-1.44	35000	0.30	0.02	6.25
12.80	0.2	2	20.43	14.05	21.29	30.06	0.48	-1.43	35000	0.30	0.02	6.27
13.00	0.2	2	20.55	14.23	21.41	29.64	0.44	-1.42	35000	0.30	0.02	6.29
13.20	0.2	2	20.68	14.41	21.53	29.23	0.40	-1.41	35000	0.30	0.02	6.31
13.40	0.2	2	20.81	14.59	21.65	28.82	0.36	-1.39	35000	0.30	0.02	6.32
13.60	0.2	2	20.93	14.77	21.78	28.42	0.32	-1.38	35000	0.30	0.02	6.34
13.80	0.2	2	21.06	14.96	21.90	28.03	0.29	-1.37	35000	0.30	0.02	6.35
14.00	0.2	2	21.19	15.14	22.03	27.64	0.26	-1.36	35000	0.30	0.02	6.37
14.20	0.2	2	21.33	15.32	22.15	27.26	0.23	-1.34	35000	0.30	0.02	6.39
14.40	0.2	2	21.46	15.51	22.28	26.89	0.20	-1.33	35000	0.30	0.02	6.40
14.60	0.2	2	21.59	15.69	22.41	26.52	0.17	-1.32	35000	0.30	0.02	6.42
14.80	0.2	2	21.73	15.88	22.54	26.16	0.14	-1.30	35000	0.30	0.02	6.43
15.00	0.2	2	21.86	16.06	22.67	25.80	0.11	-1.29	35000	0.30	0.01	6.45
15.20	0.2	2	22.00	16.25	22.80	25.45	0.09	-1.27	35000	0.30	0.01	6.46
15.40	0.2	2	22.14	16.43	22.94	25.10	0.07	-1.26	35000	0.30	0.01	6.48
15.60	0.2	2	22.28	16.62	23.07	24.76	0.04	-1.25	35000	0.30	0.01	6.49
15.80	0.2	2	22.42	16.81	23.21	24.43	0.02	-1.23	35000	0.30	0.01	6.50
16.00	0.2	2	22.56	16.99	23.34	24.10	0.00	-1.22	35000	0.30	0.01	6.52
16.20	0.2	2	22.70	17.18	23.48	23.78	-0.02	-1.20	35000	0.30	0.01	6.53
16.40	0.2	2	22.84	17.37	23.62	23.46	-0.04	-1.19	35000	0.30	0.01	6.55
16.60	0.2	2	22.98	17.56	23.75	23.15	-0.05	-1.18	35000	0.30	0.01	6.56
16.80	0.2	2	23.13	17.75	23.89	22.84	-0.07	-1.16	35000	0.30	0.01	6.57
17.00	0.2	2	23.27	17.93	24.03	22.54	-0.09	-1.15	35000	0.30	0.01	6.59
17.20	0.2	2	23.42	18.12	24.17	22.24	-0.10	-1.14	35000	0.30	0.01	6.60
17.40	0.2	2	23.56	18.31	24.32	21.95	-0.12	-1.12	35000	0.30	0.01	6.61
17.60	0.2	2	23.71	18.50	24.46	21.66	-0.13	-1.11	35000	0.30	0.01	6.62
17.80	0.2	2	23.86	18.69	24.60	21.37	-0.14	-1.10	35000	0.30	0.01	6.64
18.00	0.2	2	24.01	18.88	24.75	21.09	-0.16	-1.08	35000	0.30	0.01	6.65

Il valore massimo di tale cedimento risulta pari mediamente a circa 6,65 cm, dovuta in massima parte al peso proprio delle strutture: valore che con ogni probabilità si esaurirà nelle fasi dei realizzazione dei locali in C.A.. In ogni caso il valore è del tutto accettabile, vista la natura dell'opera. Si tenga altresì presente che si è considerata la presenza al di sotto della fondazione dello strato 2, più penalizzante in termini di modulo edometrico, e nel caso che il fabbricato poggi sullo strato roccioso i cedimenti possono essere considerati nulli.

Si tenga presente anche che i carichi sono stati considerati su un'impronta ridotta pari a circa la metà dell'effettiva pianta della fondazioni (se si considerano le porzioni di platea a monte a valle), per cui tale cedimenti risulta sovrastimato di circa il doppio.

Inoltre, la presenza dei micropali di fondazione, non considerati nelle verifiche, fornisce un ulteriore fattore di mitigazione di tali cedimenti.

## **N VERIFICHE DI SIFONAMENTO E GALLEGGIAMENTO**

---

La presente relazione esula dalle verifiche di portanza, cedimento, sifonamento e galleggiamento delle strutture esistenti, sia per la mancanza di dati certi sulla geometria effettiva delle opere che per l'incertezza sull'effettiva conformazione geotecnica e stratigrafica.

In ogni caso gli interventi riguardano l'inserimento di strutture ben incassate nel terreno e parzialmente nei corpi della traversa esistente, fondati su platea e dotati di fondazioni profonde di aggancio al substrato roccioso, nonché la realizzazioni di rinforzi localizzati e un'adatta connessione tra nuove strutture e strutture esistenti.

Per tale ragione non si eseguono verifiche di sifonamento, rimandando a valutazioni specifiche eseguite a seguito dei sondaggi/scavi eseguiti in cantiere, a carico di altra figura professionale incaricata dalla Committenza.

Visto il sistema di aggancio delle strutture al sub-strato roccioso (micropali e altre strutture di aggancio quali eventuali tiranti) e la geometria degli elementi non risultano casi significativi da tale punto di vista.

Genericamente, anche considerando non attivi tali elementi, il peso proprio delle strutture è tale da non creare problematiche di galleggiamento.

Per tale ragione non si riportano verifiche di dettaglio.

## **O SPOSTAMENTI STRUTTURE**

---

Vista la geometria del fabbricato in oggetto, gli spostamenti delle strutture si possono considerare non significativi.

## **P VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLD)**

---

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpianto, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpianto ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Nel caso in esame si pone cautelativamente,  $d_r \leq d_{rp} \leq 0,005 h$  (valore molto superiore agli spostamenti relativi letti nel modello di calcolo: si noti che la struttura è molto massiccia e scatolare per cui non è caratterizzata da spostamenti significativi).

con  $h$ : altezza del piano;  $d_r$ : spostamento d'interpiano;  $d_{rp}$ : spostamento di interpiano per il quale devono essere progettati i tamponamenti in modo da non subire danni.

Nel seguito si riporta il diagramma relativo ai valori massimi di spostamento relativo evidenziati nel modello di calcolo; gli spostamenti risultano inferiori al limite sopra indicato pari a  $5/1000 \cdot h$ .

Altezza di riferimento:  $h = 510 \text{ cm}$

$D_{pr} = 5/1000 \cdot h = 2,55 \text{ cm} \gg s_{\max}$ , riferibile alla struttura in esame.

N.B.: Con tali valori di spostamento, ovviamente risulta verificato anche il criterio relativo allo SLO, qualora applicabile.

---

## Q SCALA DI RISALITA PESCI

---

Non è presente nel progetto una scala di risalita dei pesci.

---

## R TOLLERANZE

---

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

- Copriferro  $-5 \text{ mm}$  (EC2 4.4.1.3)
- Per dimensioni  $\leq 150 \text{ mm} \pm 5 \text{ mm}$
- Per dimensioni  $\leq 400 \text{ mm} \pm 15 \text{ mm}$
- Per dimensioni  $\geq 2500 \text{ mm} \pm 30 \text{ mm}$

Per i valori intermedi con interpolazione lineare.

Ovviamente nel caso di accoppiamenti o posizionamento di elementi meccanici che richiedano maggior precisione si farà riferimento alle specifiche di posizionamento richieste dal produttore/istallatore delle macchine e all'ausilio di dime di posizionamento.

## S DURABILITA', CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI MINIMI

Le strutture in oggetto possono essere classificate come:

- strutture interrato e strutture idrauliche in acqua dolce: sono opere queste ultime che hanno contatto diretto con acqua dolce, ovvero non di mare, sia pura che proveniente da scarichi industriali (ambiente non gelivo e non esposte a cloruri o altre sostanze aggressive).

### S.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE

Secondo la normativa vigente la classe di esposizione più idonea per strutture interrato risulta la XC2 (cls bagnato, raramente asciutto) o XC4 (calcestruzzo ciclicamente asciutto e bagnato). A favore di sicurezza si è considerata la classe XC4 alla quale può essere abbinato la sigla XA1 per calcestruzzo in ambiente chimicamente debolmente aggressivo (secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1) a favore di sicurezza.

Combinazione di Classi di Esposizione: XC4 + XA1.

### S.2 PRESCRIZIONI DEL COPRIFERRO

Nel seguito si riportano i dati necessari alla valutazione del copriferro idoneo per i manufatti in oggetto.

Le Norme tecniche del 2008[N3] nel paragrafo 4.1.6.1.3 prescrivono, a proposito dei dettagli costruttivi degli elementi monodimensionali, che "al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature". Coerentemente a quanto prevede la normativa europea e consigliato dalle Norme tecniche come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1[N4] per dimensionare correttamente i copriferri. Si ricorda che la normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni. La norma prescrive nel capitolo 4.4.1 il valore nominale del copriferro:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max [c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}]$$

Anche ipotizzando una classe strutturale pari a S4 (vita utile pari a 50 anni), e portandola (a favore di sicurezza) a S6 per effetto del passaggio ad un vita utile pari a 100 anni, ma decurtando 3 classi per effetto della maggior resistenza, della forma dell'elemento tipo soletta e del fatto che risulta assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo, si ottiene un valore di classe di resistenza pari a S3:

$$c_{min,dur} (S3) = 25 \text{ mm.}$$

$$c_{min,b} = \text{diametro della barra singola d'armatura (pari al massimo a 16 mm).}$$

$$c_{min,b} = 16 \text{ mm.}$$

$5 \text{ mm} \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$  se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema sicuro di controllo della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, in più:

$0 \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$  se è possibile assicurare che sia utilizzato un sistema di misura molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (ad es. negli elementi prefabbricati).

Per cui risulta:

$c_{min} = 25 \text{ mm}$  e  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm} \rightarrow c_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ mm} \rightarrow c = \underline{40} \text{ mm}$  (a favore di sicurezza)

### S.3 PRESCRIZIONI GENERALI IN MERITO ALLA DURABILITA'

- Nelle strutture interrate o comunque esposte all'acqua vengono trascurate le guaine e altri dispositivi impermeabilizzanti, anche se considerati indispensabili, in quanto è sufficiente una parziale rottura di questi per far penetrare l'acqua di falda nella struttura.
- Sono da prevedere le analisi del terreno o dell'acqua in esso contenuta: in assenza di tali valutazioni (necessarie alla corretta progettazione della durabilità dei manufatti) si considererà la non presenza di sostanze aggressive.
- Si considera che le opere non siano soggette a cicli di gelo e disgelo.
- Si trascurano gli effetti erosivi delle strutture immerse in acqua corrente.
- E' consigliato l'utilizzo di cls con moderata resistenza al dilavamento (MRD).

\*\*\*

Si vedano anche le prescrizioni in merito all'impermeabilità e al controllo dei ritiri e fessurazioni riportati ai punti precedenti.

## **T VERIFICHE DI STABILITA' E SIFONAMENTO BRIGLIA**

---

La briglia in oggetto risulta esistente, e da un'analisi esterna visiva di massima, appare in un buono stato di conservazione a parte alcune zone del tutto superficiali.

Non sono state evidenziate negli studi a base della presente problematiche relative a sifonamento o stabilità del corpo briglia in oggetto.

Non sono, quindi, previste opere di ristrutturazione a carico della traversa, fatta eccezione per le lavorazioni previste in adiacenza ai locali turbine e alle relative opere di eventuale sottofondazione e collegamento alle nuove strutture e nella zona centrale, con la parziale ricostruzione di porzione della traversa.

In mancanza di dati in possesso dello scrivente, non si eseguono verifiche di dettaglio relative alla stabilità e sifonamento sulla briglia in oggetto. Rimandando ad ulteriori evidenze riscontrabili in cantiere in fase esecutiva.

## **U DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE FASI REALIZZATIVE DI SCAVO**

---

Per la realizzazione delle opere, con particolare riferimento agli scavi, la zona in intervento dovrà essere messa all'asciutto per mezzo di sbarramento con scogliera e rilevato fino ad una quota media sopra il livello dell'acqua presente al momento della realizzazione (che dovrebbe coincidere con la quota di estradosso della briglia) di circa +1,00 m.

Nelle zone di scavo se sarà necessario dovrà essere considerato un sistema di aggettamento delle acque, per mezzo di pozzettoni con pompa di rilancio o sistema di prosciugamento di falda tipo Well-Point: tali aspetti potranno essere rivalutati e modificati in fase esecutiva.

Se necessario, ove la stratigrafia lo consenta, all'interno del corpo rilevato provvisorio, potranno essere inserite idonee palancole metalliche con funzioni di ulteriore schermatura dei moti di filtrazione attraverso il terreno. Tali elementi saranno sovrapposti per un tratto idoneo alla berlinese di micropali di sezionamento della briglia, in modo da garantire il massimo dell'efficacia schermante nei confronti del battente d'acqua presente.

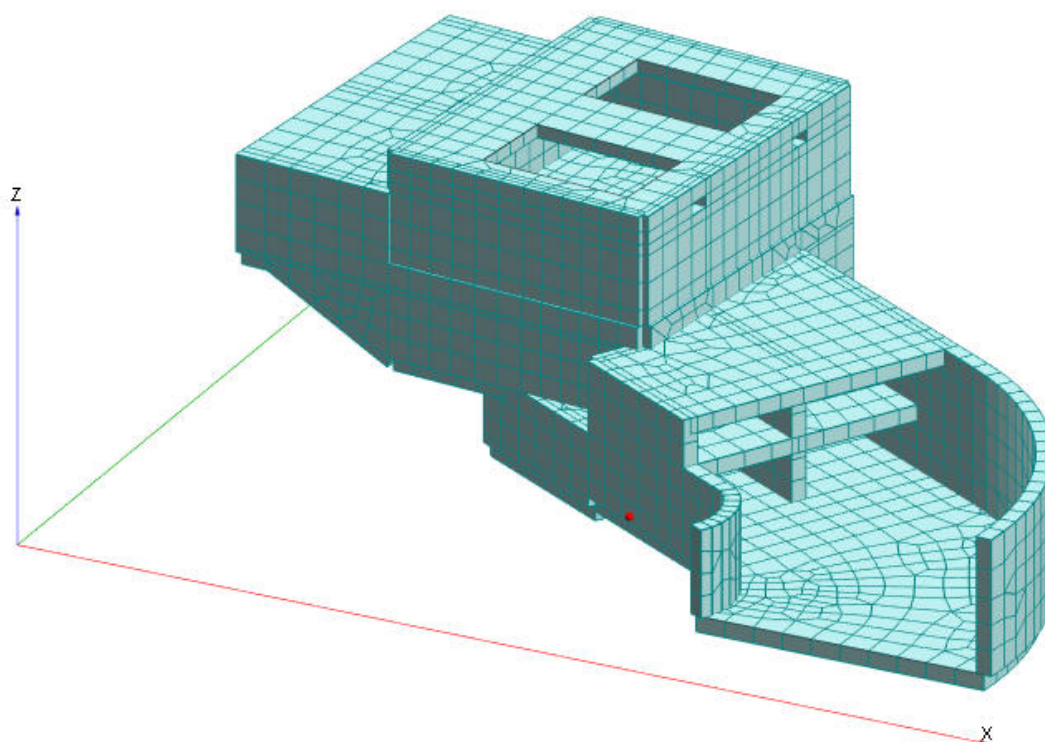
Tali palancolati non saranno oggetto di verifica poiché saranno inseriti nel corpo del rilevato provvisorio, quindi confinati da entrambi i lati dal terreno.

## **V NOTE RELATIVE ALLA MODELLAZIONE GENERALE E ALLE AZIONI**

---

Si fa notare che è stata eseguita una valutazione globale delle strutture del locale tecnico, modellato secondo gli schemi architettonici, limitandosi alle porzioni maggiormente sollecitate e significative come meglio riportato nella figura seguente.





Vista del modello 3d.

Sono state eseguite anche valutazioni in merito all'analisi sismica con fattore di strutture  $q=1$ , che ha confermato quanto riportato nella presente, e cioè che le azioni sismiche sono di gran lunga meno significative rispetto ai carichi di esercizio e alle spinte del terreno (per il quale in ogni caso si è considerato il livello massimo di falda e la componente sismica).

Per cui per brevità non si riportano valutazioni specifiche ne fascicoli di calcolo, rimandando le valutazioni alle verifiche eseguite ai punti precedenti, che si ritengono del tutto esaustive.

## **W NOTE CONCLUSIVE GENERALI DI CARATTERE STRUTTURALE**

---

Nel seguito si riportano alcune note strutturali generali.

- I sezionamenti con micropali per la realizzazione degli scavi e dell'impianto saranno oggetto di rivalutazione tecnica in fase operativa di cantiere, in base all'effettiva presenza, consistenza (alterata o meno) e profondità dello strato roccioso (arenaria).
- Il cunicolo sghiaiatore generalmente non ha rilevanza, e può essere considerato struttura secondaria e separata o elemento di transizione ben connesso al resto delle strutture esistenti e da realizzare ex-novo.

- Il canale sghiaiatore può anche essere realizzato con scatolare ri-cementato e calottato con mantello in c.a. idoneamente armato e connesso con inghisaggi idonei alle strutture limitrofe (barre profonde inghisate con malta antiritiro lato corpo briglie e inghisaggi chimici lato strutture in c.a..
- Lo spessore delle strutture (solette e muri in elevazione) è stata, considerata nei presenti calcoli, come la minima necessaria dal punto di vista strutturale; in fase di tracciamento definitivo le sezioni e gli spessori potranno essere leggermente corretti per o eseguiti inserzioni necessarie al montaggio degli elementi meccanici senza che questo infici nella sostanza quanto indicato nella presente.
- Vista la natura dell'opera le azioni sismiche risultano poco rilevanti, assumendo maggior importanza le azioni dovute alla spinta dell'acqua e del terreno, nelle condizioni ordinarie di massima piena, che risultano notevolmente superiori ai carichi sismici, infatti le azioni sismiche si cumulano solo alle azioni permanenti e non alle azioni eccezionali tipiche dell'evento di piena e sostanzialmente sono costituite dalle forze inerziali dovute alle masse strutturali del fabbricato. Tali azioni si scontano nel contatto con il terreno, visto che la struttura in esame risulta di fatto un fabbricato seminterrato, per cui anche per questo motivo possono essere trascurate rispetto alle altre azioni. Inoltre le spinte sismiche del terreno sono già state valutate in fase di verifica locale degli elementi (ad esempio dei muri), mentre le altre spinte vanno ad agire su una struttura scatolare molto massiccia e notevolmente irrigidita.
- Se le botole e le aperture stagne in genere sono inserite a battuta all'esterno delle strutture, con controtelaio ad L in appoggio (o inglobando il controtelaio nel getto), non sarà necessario alcun accorgimento particolare per rendere resistente il telaio alla spinta dell'acqua. Nel caso invece di montaggio degli elementi all'interno delle strutture, sarà necessario che il produttore verifichi tale resistenza e certifichi i telai alla spinta in ogni caso.
- Le strutture relative alle aperture stagne dovranno essere sottoposte a ri-verifica da parte della società realizzatrice in modo da confermare che le deformazioni delle stesse non inficino la capacità di tenuta delle stesse, anche a mezzo di prove dirette su prototipi.
- Tutte le solette e i muri non appartenenti a volumi stagni (di fatto l'unico locale stagno è il locale di sommità dell'impianto, al di sotto della soletta S1) non risultano soggetti a pressioni dell'acqua in condizioni di massimo livello di piena ( $T_r = 200$  anni) poichè la pressione agisce su entrambi i lati dell'elemento. Sugli elementi contro-terra su cui agisce da un solo lato la pressione dell'acqua si può ritenere che siano sufficientemente confinati dal terreno, ove agisce anche la falda.
- Per semplicità in alcune valutazioni strutturali i carichi dovuti ai pesi propri strutturali sono stati considerati alla stregua di carichi di tipo permanente (con un più' alto coefficiente gamma) il tutto, in ogni caso, a favore di sicurezza.

- I profili utilizzati nelle verifiche degli elementi metallici stagni potranno essere sostituiti con altre tipologie di profili nel rispetto delle rigidezze e resistenze degli elementi evidenziati.
- In alcune verifiche potrà essere considerato un cls con classe di resistenza inferiore a quella richiesta, il tutto, in ogni caso, a favore di sicurezza.
- Ove non espressamente indicato le armature di ripartizione orizzontale (muri ad esempio) saranno realizzate con ferri d.8 mm passo 25 cm dotati di idonei collegamenti (spillature) per mq.
- Nelle spinte del terreno, considerate nelle verifiche, sono stati inseriti anche gli effetti sismici (per cui tali azioni risultano fattorate con i coefficienti gamma utilizzati allo SLU, il tutto a favore di sicurezza).
- I muri e setti in c.a. sono sollecitati anche a una certa compressione: viste le loro dimensioni non si presentano particolari problematiche strutturali.
- Le verifiche a flessione di alcuni elementi sono state eseguite senza considerare l'effetto dello sforzo normale presente e concomitante alle azioni flessionali, il tutto a favore di sicurezza.
- Si tenga presente che in questa fase le azioni dovute alla pressione dell'acqua nel caso di piena duecentennale non sono state considerate come azioni eccezionali, ma fattorate con gli stessi coefficienti gamma usati per i carichi permanenti (1,50), il tutto a favore di sicurezza. Ciò non esclude che per ottimizzazione locale delle strutture non si faccia, in fase esecutiva, riferimento a nuove verifiche di dettaglio con azioni non fattorate in modo da venire incontro a richieste in fase esecutiva.
- **Si prevede di realizzare un numero idoneo (si veda prescrizioni NTC2008) di prove di carico da eseguire a carico degli elementi micropalo e tiranti definitivi.**
- **N.B.: Visto che non è stato possibile eseguire idonei sondaggi (a carotaggio continuo) in corrispondenza delle traverse (briglie), si prescrive di eseguirli in fase di incantieramento, in numero e profondità da verificare in sito, in modo da definire gli spessori strutturali degli elementi esistenti e la stratigrafia di dettaglio. Tali valutazioni dovranno poi essere valutate in relazione al presente progetto e portata ad una rivalutazione generale dello stesso.**

---

## X CONCLUSIONI

---

Le verifiche riportate nella presente hanno carattere esecutivo e secondo quanto riportato in precedenza conferma l'idoneità strutturale delle strutture in progetto.

Per ogni dato relativo alla descrizione della lavorazioni in merito alla mitigazione dei rischi e alle modalità di realizzazione delle opere e della aree di cantiere necessarie, si rimanda totalmente a quanto riportato in altre

relazioni tecniche a corredo dell'AU. ove sono dettagliate tutte le fasi di lavorazione che incidono con l'alveo e le relative opere di mitigazione e modalità esecutive.

In tale fase potranno essere realizzate modifiche, non sostanziali dal punto di vista degli ingombri generali e dell'impatto sulle preesistenti, alle strutture indicate in modo da poter verificare puntualmente ogni aspetto strutturale, senza che tali aspetti inficino in alcun modo quanto indicato nella presente.

Per ogni altro dato non indicato nella presente si rimanda agli Allegati e agli elaborati grafici di cui al progetto esecutivo.

\*\*\*

Fascicoli di calcolo allegati:

- Allegato M1 - Fascicolo di calcolo Muro valle.
- Allegato M3 - Fascicolo di calcolo Scala accesso locale tecnico.
- Allegato S1 - Fascicolo di calcolo Soletta S1.
- Allegato S2 - Fascicolo di calcolo Soletta S2.
- Allegato T1-C1 - Fascicolo di calcolo Paratie-Imbocco.
- Allegato B1 - Fascicolo di calcolo Botola stagna 5x3.
- Allegato B2 - Fascicolo di calcolo Porta stagna.

Lucca li, 13/02/2017



Il tecnico incaricato

Dott. Ing. Massimiliano Del Bino