



CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

Sede legale e recapito postale:

44121 Ferrara - Via Borgo dei Leoni, 28 - C.F. 93076450381
web: www.bonificaferrara.it - e-mail: info@bonificaferrara.it
pec: posta.certificata@pec.bonificaferrara.it

aderente all'

Associazione Nazionale Bonifiche, Irrigazioni e Miglioramenti Fondiari

IMPIANTO IDROVORO SCORSURO PROGETTO ESECUTIVO



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU

Presidenza del Consiglio dei Ministri
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ALLA RICOSTRUZIONE
NEI TERRITORI DELLE REGIONI EMILIA-ROMAGNA, TOSCANA E MARCHE

Piano nazionale di ripresa e resilienza disciplinato dal Regolamento del Parlamento Europeo (UE) 2021/241 del 12 febbraio 2021, relativo al dispositivo per la ripresa e la resilienza (Next Generation UE), all'attuazione e rendicontazione degli interventi dell'investimento M2C4 2.1A per le più urgenti necessità, segnalati dalle regioni Emilia-Romagna, Toscana e Marche, per la gestione del rischio alluvioni e per la riduzione del rischio idrogeologico. Ordinanza n. **35/2024** del Commissario straordinario alla ricostruzione nel territorio delle regioni Emilia-Romagna, Toscana e Marche.

ID INTERVENTO ER-UBIS-000105

CUP J72B24000910007

TITOLO INTERVENTO "Realizzazione nuovo impianto di scarico del Canale Scorsuro nel Diversivo del Po di Volano per la laminazione delle portate di piena del sistema del reticolo idraulico di bonifica"

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Data:	18/04/2025	ELABORATO:	B.2	Rev.:	1
-------	-------------------	------------	------------	-------	----------

IL PROGETTISTA GENERALE
(Dott. Ing. Stefano Cassarini)

Stefano Cassarini



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO
(Dott. Ing. Alessandro Buzzoni)

IL DIRETTORE AREA TERRITORIO
Ing. Alessandro Buzzoni

Alessandro Buzzoni

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Codice Intervento
00	Emissione	D. Capuano	09/04/2025	OC170
01	Revisione 1	D. Capuano	18/04/2025	
02	Revisione 2	--	--	

Sommario

1	Premessa	3
2	Materiali	4
3	Caratteristiche dei terreni	9
4	Normativa di riferimento	10
5	Codice di calcolo utilizzato	11
5.1	Modellazione della struttura	11
6	Analisi dei carichi e schematizzazione dei casi di carico	14
6.1	Peso proprio	14
6.2	Ricoprimento	14
6.3	Carico idrovore	15
6.4	Spinta laterale del terreno	15
6.5	Sovraccarico per passaggio mezzi	16
6.6	Azione sismica	16
6.7	Sovraspinta sismica del terreno	18
7	Definizioni delle combinazioni	21
8	Risultati	23
9	Sintesi delle verifiche di sicurezza	26
9.1	Verifiche SLU/SLV su principali elementi	32
9.1.1	Verifica soletta Manufatto di presa	32
9.1.2	Verifica soletta Scatolare	34
9.1.3	Verifica Pareti controterra Manufatto	38
9.1.4	Verifica pareti controterra Scatolare	41
9.1.5	Verifica platea Manufatto	44
9.1.6	Verifica platea Scatolare	45
10	Verifiche geotecniche	49
10.1	Verifica capacità portante agli SLU – platea manufatto	49
10.2	Verifica capacità portante agli SLV – platea manufatto	52
10.3	Verifica capacità portante agli SLU – platea scatolare	55
10.4	Verifica capacità portante agli SLV – platea scatolare	58
10.5	Verifica SLE – Cedimenti Manufatto	62
10.6	Verifica SLE – Cedimento Scatolare	63

Figura 1 - Planimetria di progetto con individuazione dei singoli interventi.....	3
Figura 2 - Sezione longitudinale alle tubazioni di mandata del nuovo impianto idrovoro Scorsuro	3
Figura 3 - Sezione trasversale al Canale Scorsuro	4
Figura 4 - Vista modello	12
Figura 5 - Sovrappinta terreno SLV X+	19
Figura 6 - Sovrappinta terreno SLV X-	19
Figura 7 - Sovrappinta terreno SLV Y+	19
Figura 8 - Sovrappinta terreno SLV Y-	20
Figura 9 - Mappatura tensioni $> \tau_{rdc}$	34
Figura 10 - Mappatura tensioni $< \tau_{rdc}$	34
Figura 11 - Mappatura tensioni $> \tau_{rdc}$	37
Figura 12 - Mappatura tensioni $< \tau_{rdc}$	37
Figura 13 - Sollecitazioni flettenti	38
Figura 14 - Sforzo di trazione.....	38
Figura 15 - tensione da taglio $v_{ed} = 4.18 \text{ kg/cm}^2$	40
Figura 16 - tensione da taglio $V_{ed} = 148 \text{ kN}$	40
Figura 17 - Momento flettente in direzione verticale	41
Figura 18 - Momento flettente in direzione orizzontale	41
Figura 19 - tensione da taglio $v_{ed} = 8.32 \text{ kg/cm}^2$	43
Figura 20 - tensione da taglio $V_{ed} = 125 \text{ kN}$	43
Figura 11 - Mappatura tensioni $> \tau_{rdc}$	48
Figura 12 - Mappatura tensioni $< \tau_{rdc}$	48

1 PREMESSA

Il presente documento ha per oggetto la verifica dell'opera di presa del nuovo impianto idrovoro Scorsuro in prossimità dell'argine in destra idraulica del Diversivo del Po di Volano.

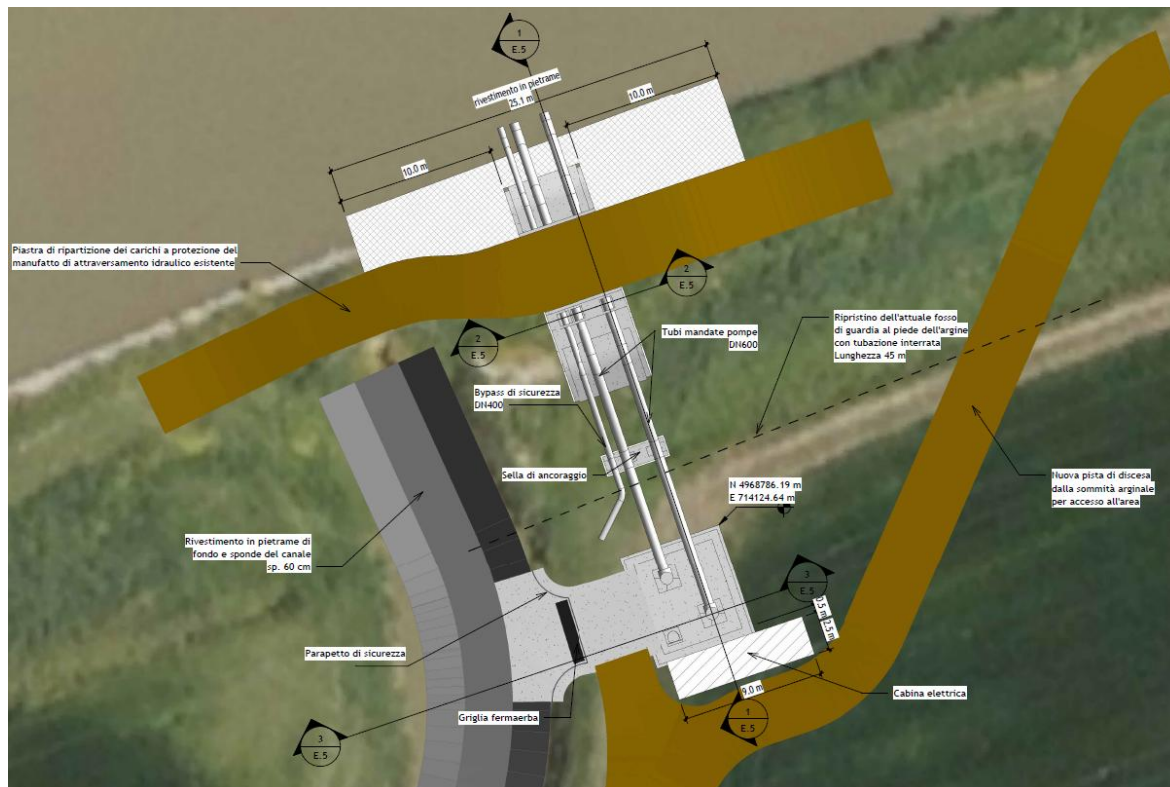


Figura 1 - Planimetria di progetto con individuazione dei singoli interventi

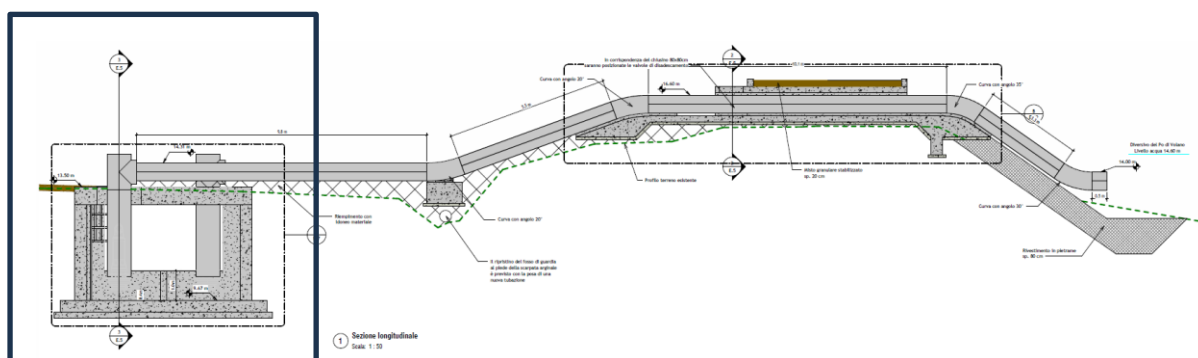


Figura 2 - Sezione longitudinale alle tubazioni di mandata del nuovo impianto idrovoro Scorsuro

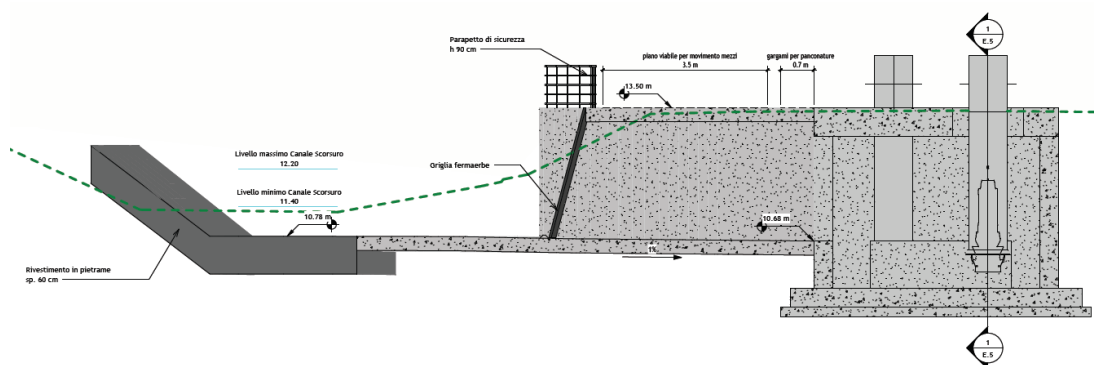


Figura 3 - Sezione trasversale al Canale Scorsuro

L'intervento in progetto consiste nella realizzazione di una struttura in c.a. su fondazioni superficiali per l'alloggiamento di n.2 pompe collegata tramite un nuovo bacino di carico dal Canale Scorsuro a monte dell'opera di attraversamento idraulico esistente (Botte Vallicella) del Diversivo del Po di Volano. L'opera presenta dimensioni in pianta di 6,00 x 5,20 con altezza pari a 3,85 m. La fondazione si attesta alla profondità do 4,20 m dal piano campagna. Al manufatto si collega uno scatolare di dimensioni 4,20 x 4,50 m di altezza pari a 2,80 m. Il piano di posa delle fondazioni dello scatolare si attesta ad una profondità di 3,10 m da piano campagna. Entrambe le fondazioni sono di tipo superficiale a platea.

L'opera si realizzerà in c.c.a. gettato in opera, completamente interrato. Le pompe vengono collegate con apposite cuffie metalliche all'estradosso della soletta.

Il presente documento riporta in dettaglio la modellazione con l'ausilio di codici di calcolo FEM e le relative verifiche, condotte ai sensi della normativa vigente.

2 MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento :

ELEMENTI GETTATI IN OPERA

- Acciaio per armature ordinarie: B450C

Conglomerato cementizio per sottofondazioni:

- Classe di resistenza C12/15
- Classe di consistenza S4

Conglomerato cementizio per platee di fondazione:

- Classe di resistenza C35/45
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4

- Classe di esposizione XC2
- Copriferro minimo 50 mm

Conglomerato cementizio per le strutture in elevazione:

- Classe di resistenza C35/45
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4
- Classe di esposizione XC2
- Copriferro minimo 30 mm

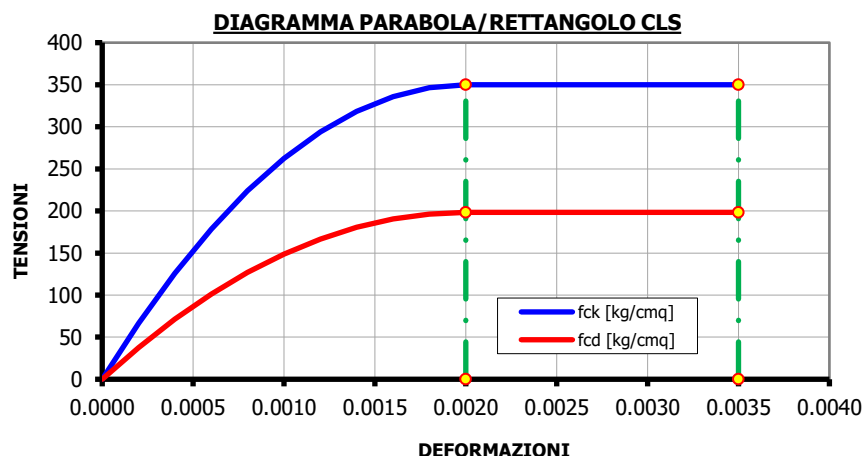
Conglomerato cementizio per solette, cordoli e baggioli:

- Classe di resistenza C35/45
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4
- Classe di esposizione XC2
- Copriferro minimo 30 mm

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali.

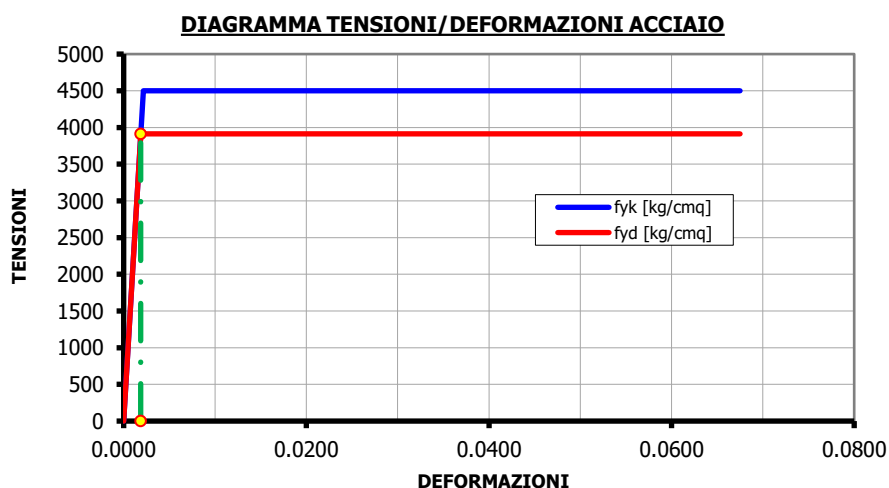
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CLS

classe del cls:	C35/45	
coeff. parziale di sicurezza:	$\gamma_c =$	1.50
res. cilindrica caratt:	$f_{ck} =$	350 kg/cm ²
res. cilindrica progetto:	$f_{cd} =$	198.33 kg/cm ²
res.cil.media compress:	$f_{cm} =$	430 kg/cm ²
res. media traz. semplice assiale:	$f_{ctm} =$	32.10 kg/cm ²
	$f_{ctk,0,05} =$	22.47 kg/cm ²
	$f_{ctk,0,95} =$	41.73 kg/cm ²
res. media traz. per flessione:	$f_{ctm} =$	38.52 kg/cm ²
modulo di elasticità:	$E_{cm} =$	340771 kg/cm ²
def. limite elastico:	$\epsilon_{c2} =$	0.0020
def. limite rottura:	$\epsilon_{cu} =$	0.0035



CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'ACCIAIO

tipo acciaio:	B450C
coeff. parziale di sicurezza:	$\gamma_s = 1.15$
modulo di elasticità:	$E_s = 2100000$ kg/cm ²
tens. caratt. rottura:	$f_{tk} = 5400$ kg/cm ²
tens. caratt. snervamento:	$f_{yk} = 4500$ kg/cm ²
tens. caratt. snervamento:	$f_{yd} = 3913$ kg/cm ²
def. limite elastico caratt.:	$\epsilon_{yk} = 0.0021$
def. limite elastico progetto:	$\epsilon_{yd} = 0.0019$
def. limite rottura:	$\epsilon_{ud} = 0.0675$



Raggi di curvatura

D =diametro minimo del mandrino
 staffe, ripartitori, legature/spilli

barre

per $\phi \leq 16 \text{ mm}$ $D=6\phi$
 per $\phi \geq 16 \text{ mm}$ $D=11\phi$
 per $\phi \leq 12 \text{ mm}$ $D=2\phi$
 per $\phi > 12 \text{ mm e } < 18 \text{ mm}$ $D=4\phi$
 per $\phi > 18 \text{ mm e } < 25 \text{ mm}$ $D=5\phi$

Lunghezza di ancoraggio armature

La lunghezza di ancoraggio di base $l_{b,rqd}$ necessaria ad ancorare le forze di trazione nell'armatura è data da:

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \text{ dove: } \sigma_{sd} = f_{yd} 391,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,31 \text{ N/mm}^2 \text{ (calcestruzzo C35/45)}$$

la lunghezza di ancoraggio di progetto $l_{b,rqd}$ è data da:

$$l_{bd} = a_1 \times a_2 \times a_3 \times a_4 \times a_5 \times (\phi / 4) \quad l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \max \{15\text{cm}; 40 \phi\}$$

dove: $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 = 1$

Si assume di conseguenza come valore di progetto il valore minimo $l_{b,min} = \max \{15\text{cm}; 40 \phi\}$

Il copriferro è dettato dalla classe di esposizione del calcestruzzo; nel nostro caso si è indicato un ambiente ordinario non aggressivo (XC2); dai prospetti 4.3N e 4.4N per classe strutturale S4, vita utile di progetto pari a 50 anni, classe di resistenza maggiore di C35/45 (diminuzione di 1 classe), controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo (diminuzione di 1 classe), si evince che il copriferro da considerare è pari a 15 mm (cmin) + 5 mm (cdev)= 20 mm (cnom) (come riportato dalle tabelle sotto riportate tratte dalle UNI EN1992-1-1 Eurocodice 2).

Per questo tipo di opere interrate si assume un copriferro nom. min. pari a 3 cm.

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C35/45$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C45/55$ ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

prospetto 4.4N

Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

3 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Per la caratterizzazione geotecnica dei materiali interessati dall'intervento si è fatto riferimento alla "Relazione geologica e geotecnica generale" allegata al progetto.

In particolare i parametri dei terreni utilizzati per il calcolo sono in accordo con quanto illustrato nelle relazioni geologica e geotecnica, relativamente alla prova nr. 2 di cui si riporta un estratto :

CPTU2

Prof.da m a m.	Descrizione	Qc Media (Mpa)	γ (t/mc)	γ^* (t/mc)	ϕ_m	ϕ_k	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ni
0.0-2.50	coesivo	1.1	1.91	1.96	25	23	55	52	64	45	0.40
2.50-4.70	granulare	3.5	1.78	1.85	29	27	/	/	99	80	0.35
4.70-13.60	coesivo	0.9	1.89	1.95	23	21	45	42	55.5	40	0.40
13.60-14.30	granulare	5.8	1.84	1.92	31	29	/	/	130	85	0.35
14.30-19.70	coesivo	1.5	1.95	2.00	26	24	75	70	75	45	0.40
19.70-22.40	granulare	10.7	1.92	2.00	35	33	/	/	183	180	0.30
22.4-24.90	granulare	21.1	2.00	2.08	36	34	/	/	290	196	0.30

Dove:

- Qc = Resistenza alla punta misurata con il penetrometro (kg/cm²)
- γ o γ^* = Peso specifico secco e saturo (t/mc)
- Cum = Coesione non drenata media
- ϕ_m = Angolo di attrito interno (°) medio
- Ed = Modulo edometrico (caratteristico)
- cuk = Coesione non drenata caratteristica
- ϕ_k = Angolo di attrito interno (°) caratteristico
- Ni = Coefficiente di Poisson

Sulla base di tali dati si sono assunti i seguenti parametri inseriti nel codice di calcolo :

▪ **Strato denominato "Strato 1 – Limi " terreno di rinterro**

Spessore dello strato: circa 4,00 m (fino a piano di posa fondazioni)

$\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno saturo)

$\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno secco)

$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume dell'acqua di falda)

Φ (angolo di attrito interno) = 22° (valutato a favore di sicurezza)

$c' = c_u = 0 \text{ kPa}$ (valutato a favore di sicurezza)

▪ **Strato denominato "Strato 2 – argille medie" terreno di appoggio**

Spessore dello strato circa 9,00 metri

$\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno saturo)

$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno secco)

$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume dell'acqua di falda)

Φ (angolo di attrito interno) = 0

$c' = c_u = 45 \text{ kPa}$

$k \text{ Winkler} = 1 \text{ daN/cm}^3$

Categoria di sottosuolo tipo C (per la definizione dell'azione sismica di progetto)

Il rinterro deve iniziare dopo almeno 15 giorno dal getto delle pareti. Materiali congelati o organici non sono adatti per il rinterro.

La falda è stata considerata alla profondità di 1,00 m dal piano campagna.

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la determinazione delle azioni e delle sollecitazioni e per la procedura di verifica del progetto strutturale si è fatto riferimento alla normativa italiana vigente con particolare riguardo a:

- DM 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni ";

Inoltre sono state prese in considerazione le seguenti norme:

- UNI EN 1992: 2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- UNI EN 1998: 2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- Legge nr. 1086 del 05/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per il calcolo, l' esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

5 CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

Per il calcolo e verifica delle sollecitazioni si è utilizzato un programma:

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Codice di calcolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2024-06-200)
Produttore-	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l.
Distributore:	Via Garibaldi, 90 44121 Ferrara FE (Italy) Tel. +39 0532 200091 www.2si.it
Codice Licenza:	Licenza dsi2332

5.1 Modellazione della struttura

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{dove} \quad \mathbf{K} = \text{matrice di rigidezza}$$
$$\mathbf{u} = \text{vettore spostamenti nodali}$$
$$\mathbf{F} = \text{vettore forze nodali}$$

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente a una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Tipo di analisi strutturale	
Analisi per carichi non sismici	SI
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (triangolare; G1 – a §7.3.3.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo; G1 – b §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. tagli di piano; G1 – c §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. masse; G2 – a §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (multimod; G2 – c §7.3.4.2)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

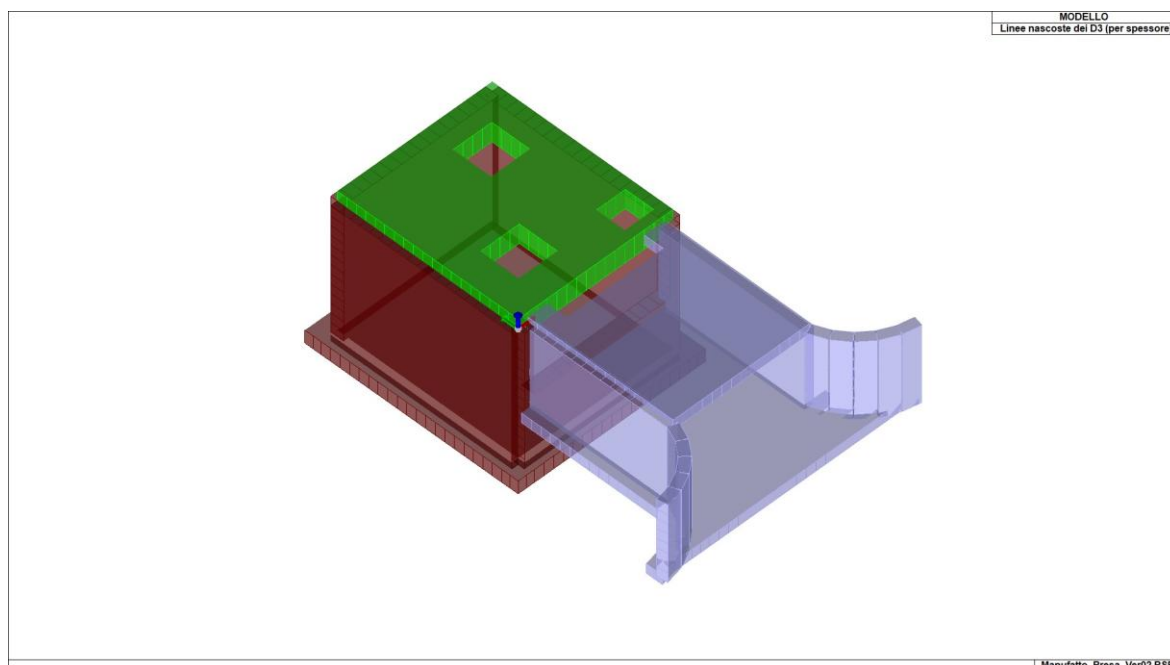


Figura 4 - Vista modello

Tutti gli elementi strutturali sono di tipo shell, la soletta del manufatto di presa ha spessore di 60 cm, le pareti controterra presentano spessore di 40 cm e la platea presenta spessore di 40 cm.

Lo scatolare ad esso collegato presenta tutti gli elementi, sia orizzontali che verticali, di spessore pari a 30 cm.

Il vincolo alla base della struttura è rappresentato da un letto di molle alla winkler con coefficiente pari a $k = 1 \text{ kg/cm}^3$.

La struttura, completamente interrata è soggetta alle seguenti condizioni di carico:

- Carico permanente dovuto al ricoprimento soprastante, considerato di spessore pari a 30 cm;
- Carico permanente dovuto al peso delle idrovore;
- Spinta laterale del terreno di rinterro e dei carichi variabili previsti;

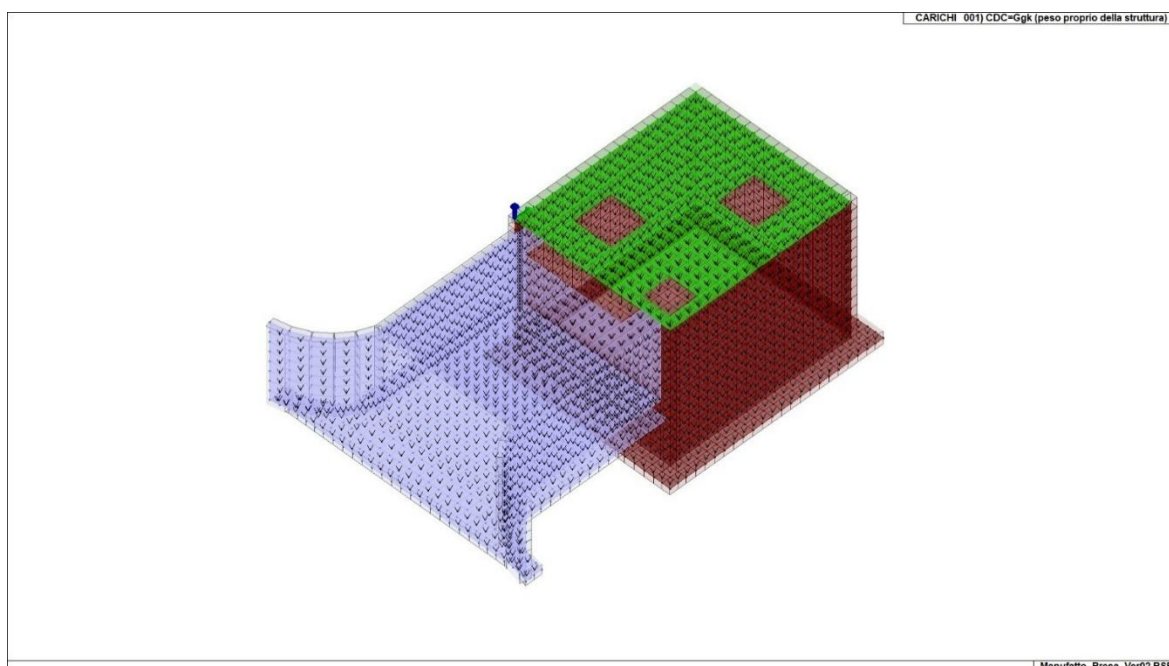
- Carico variabile pari a 20 kN/m^2 per il passaggio di mezzi, applicato alla soletta dello scatolare;
- Azione sismica di riferimento per la località.

6 ANALISI DEI CARICHI E SCEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

Si riportano di seguito l'analisi dei carichi relativi alla struttura in oggetto e la loro schematizzazione nel modello.

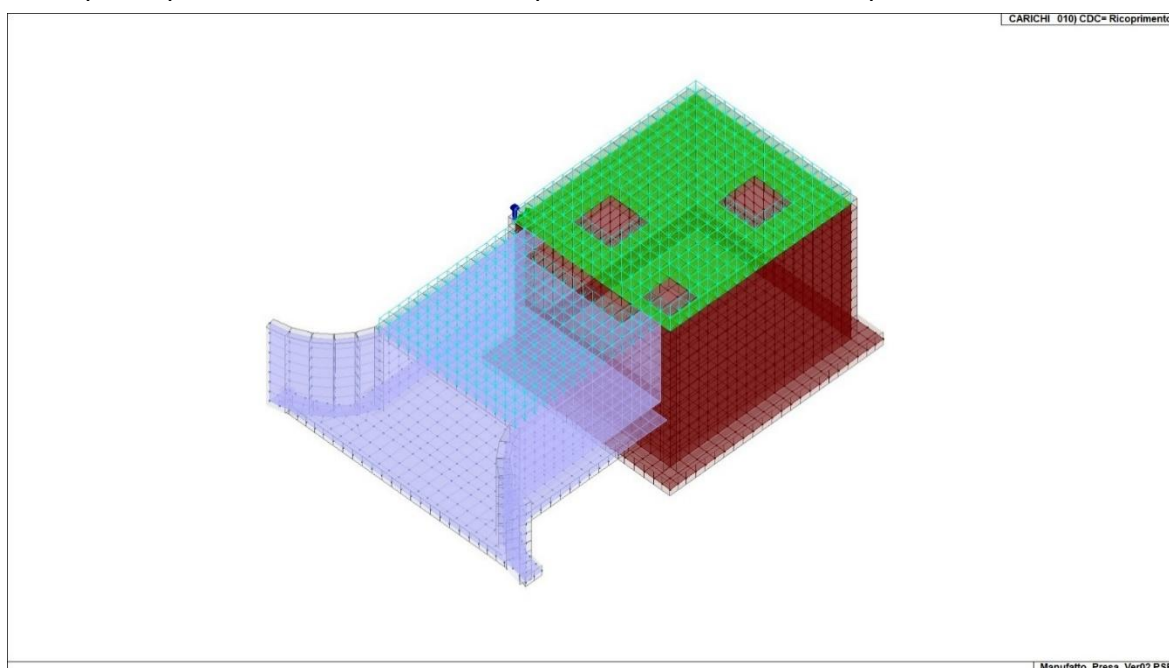
6.1 Peso proprio

Il peso proprio, il cui peso specifico definito di 25 KN/m^3 , è valutato automaticamente dal programma.



6.2 Ricoprimento

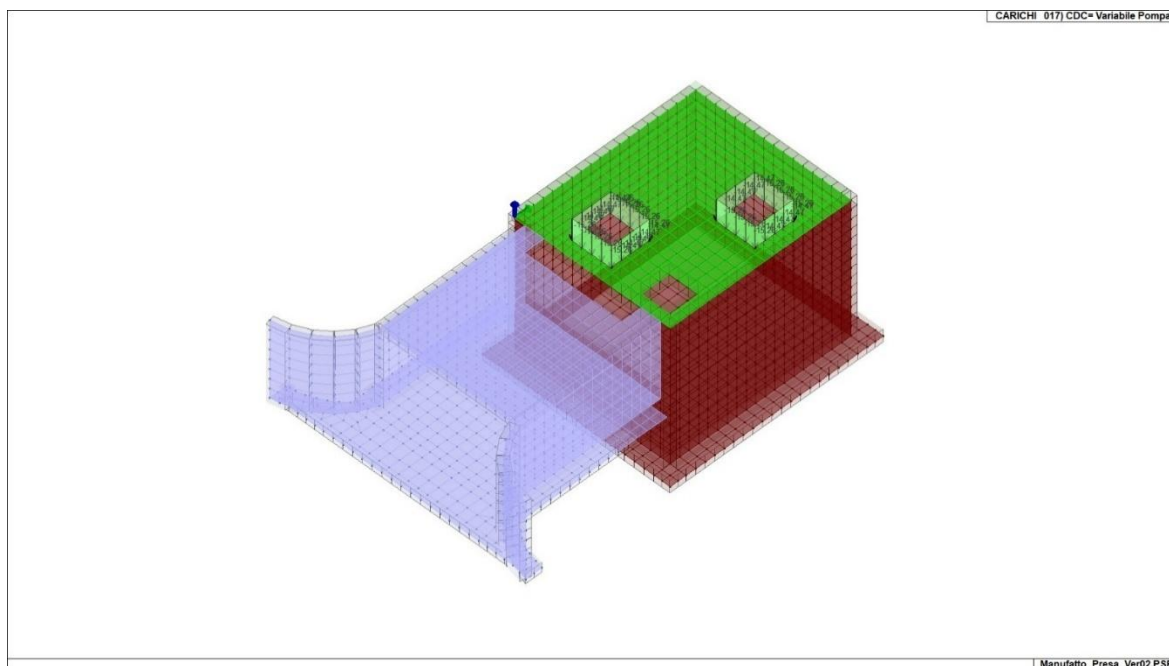
Il ricoprimento tra l'estradosso dell'elemento e il piano campagna è considerato pari a 30 cm, il peso specifico del materiale di ricoprimento è stato assunto pari a 18 KN/m^3 .



6.3 Carico idrovore

Il carico della pompa è stato valutato, a favore di sicurezza, pari a 50 kN, distribuiti su un impronta di 1.5 x 1.5 m.

$$G_{\text{idrovora}} = 50 / (1.5 \times 1.5) = 22 \text{ kN/m}^2$$

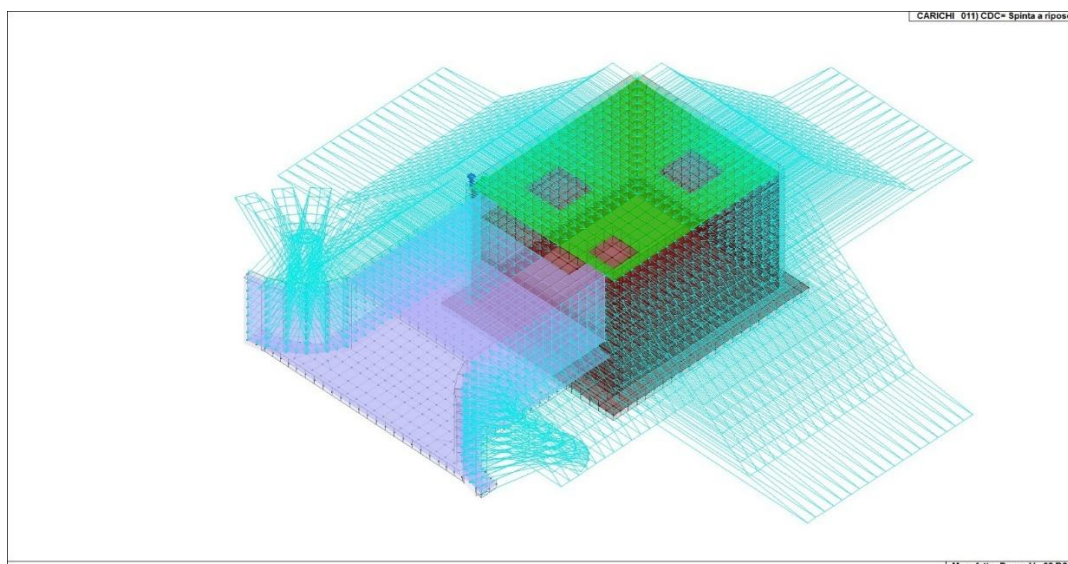


6.4 Spinta laterale del terreno

La spinta laterale del terreno è stata valutata secondo la teoria di Rankine, considerando come coefficiente di spinta quello a riposo data la natura scatolare dell'intera struttura e un angolo di attrito terreno-muro pari a $\delta = 0^\circ$.

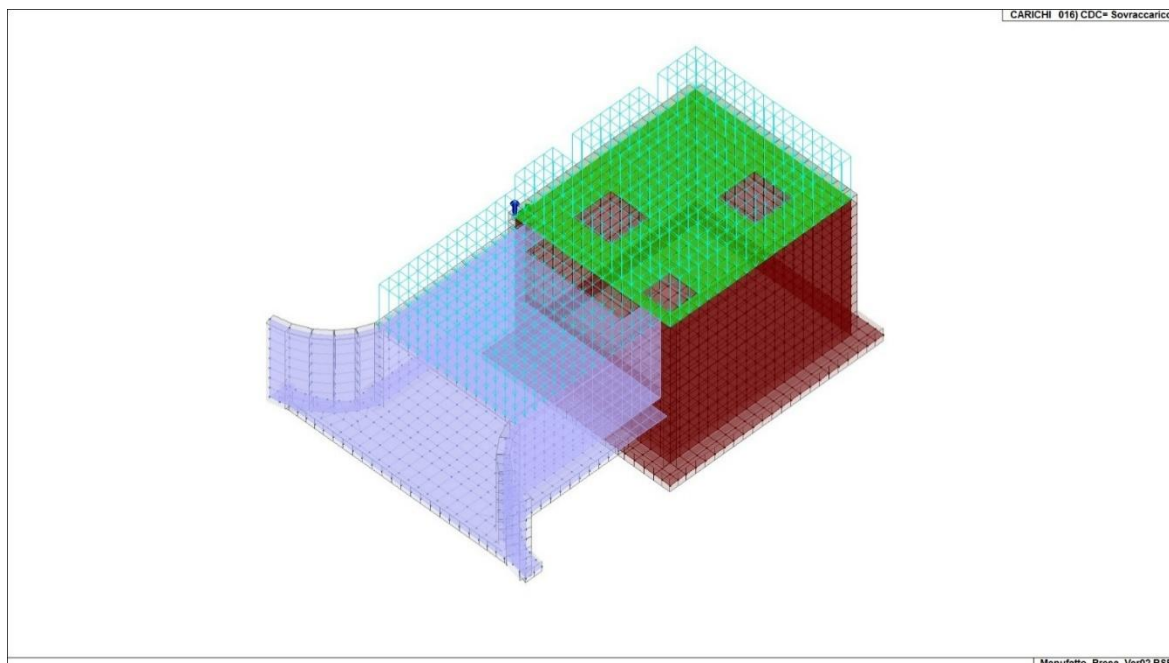
- $K_0 = 1 - \sin(22^\circ) = 0.625$
- $\delta = 0^\circ$.

Per la spinta laterale si è considerato un sovraccarico variabile di 20 kN/m².



6.5 Sovraccarico per passaggio mezzi

Per l'analisi della struttura è stato considerato un sovraccarico pari a 20 kN/m^2 per il passaggio dei mezzi, applicato alla soletta dello scatolare.



6.6 Azione sismica

Si considera la presenza di un sisma in accordo a quanto riportato dal D.M. 17.01.2017 e s.m.i.;

Sismicamente la struttura viene schematizzata come descritto al paragrafo 7.9.5.6.2 del D.M. 17.01.2018 dove si specifica: "Nel caso in cui la spalla sostenga un terreno rigido naturale per più dell'80% della sua altezza, si può considerare che esso si muova con il suolo. In questo caso si assume un fattore di struttura $q=1$ e le forze di inerzia di progetto sono determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g \times S$."

Si ammette quindi che la struttura si muova insieme al terreno e non si applicano i particolari costruttivi inerenti la duttilità del capitolo 7 della normativa vigente.

Le masse che generano tali forze di inerzia sono: peso proprio del traverso superiore, peso proprio dei piedritti, peso del terreno di ricoprimento, peso dei carichi permanenti gravanti sul traverso, considerando nullo il valore delle masse corrispondenti ai carichi dei mezzi (modeste dimensioni del manufatto).

Oltre a questa forza bisogna considerare la spinta sismica dovuta al rinfianco agente sui piedritti.

Inoltre la spinta sismica verticale non è stata presa in considerazione in quanto non significativa per opere interrato con queste dimensioni.

Si riportano la valutazione dell'azione sismica per gli SLU e SLE.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle seguenti espressioni:

Dove per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo B, C, D, E i coefficienti S_s e C_c vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente Tabella

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

I valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono riportati nella seguente Tabella

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

La struttura è localizzata in:

Localizzazione
Località
Comune di FERRARA (FE)
Regione EMILIA-ROMAGNA
Longitudine 11.724, Latitudine 44.850 (Riferimento WGS84)

L'azione sismica viene definita in relazione a un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Parametri della struttura						
Classe d'uso	Vita V_n	Coeff. Uso	Periodo V_r	Tipo di suolo	Categoria topografica	Quota relativa
	[anni]		[anni]			[%]
II	50.0	1.5	75.0	C	T1	-

Principali caratteristiche della struttura	
Opera di nuova realizzazione	SI
Struttura regolare in pianta	SI
Struttura regolare in altezza	SI
Classe di duttilità	ND struttura non dissipativa
Analisi per carichi non sismici	SI
Analisi sismica	Dinamica lineare
Verifica SLD di resistenza	NO

Fattori di comportamento utilizzati SLU			
	Dissipativi	Verifiche fragili	Non Dissipativi
q SLU x	1.50	1.00	1.00
q SLU y	1.50	1.00	1.00
q SLU z	1.50	-	-

6.7 Sovrappinta sismica del terreno

La sovrappinta del terreno dovuta al sisma è stata valutata in accordo al punto 7.11.6.2.1 utilizzando i seguenti coefficienti:

- Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito $\beta_m = 1$;
- Coefficiente sismico orizzontale $k_h = \beta_m \times a_{max} / g$;
- Coefficiente sismico verticale $k_v = \pm 0.5 k_h$;

La sovrappinta è stata valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, con coefficiente di spinta a riposo.

$$\Delta P_{AE} = \gamma \cdot H^2 \cdot (a_{max} / g) \cdot (1 \pm k_v)$$

Applicata a $H/2$.

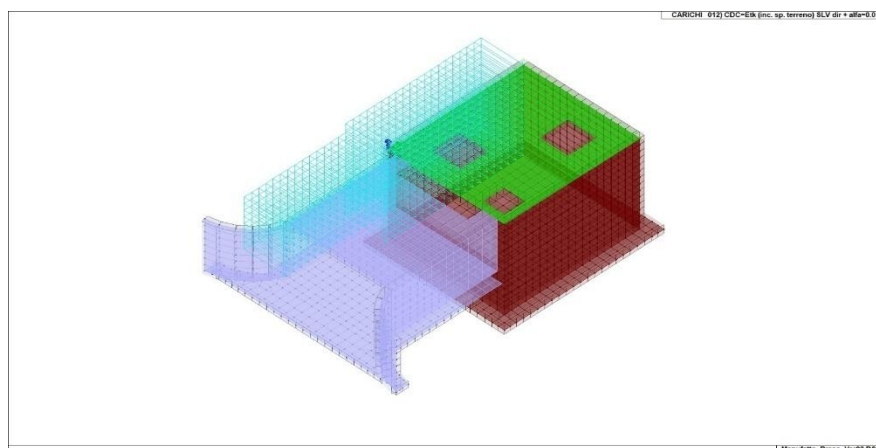


Figura 5 - Sovrappinta terreno SLV X+

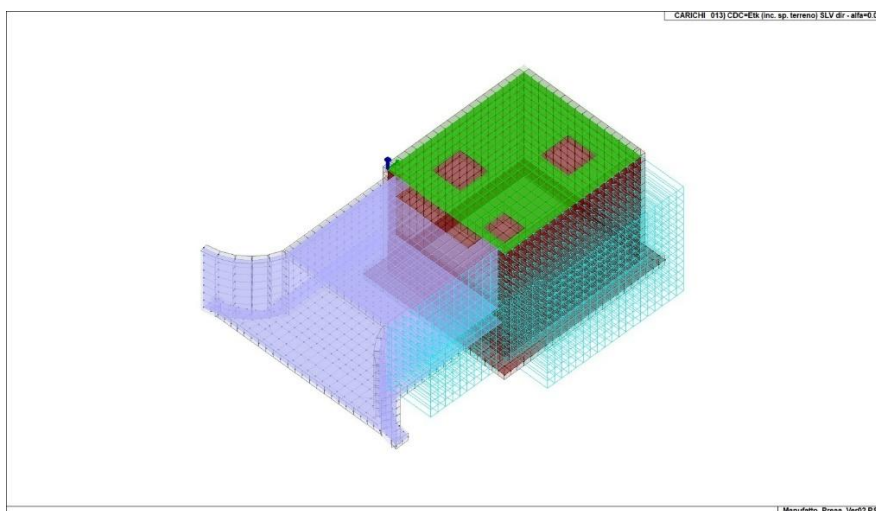


Figura 6 - Sovrappinta terreno SLV X-

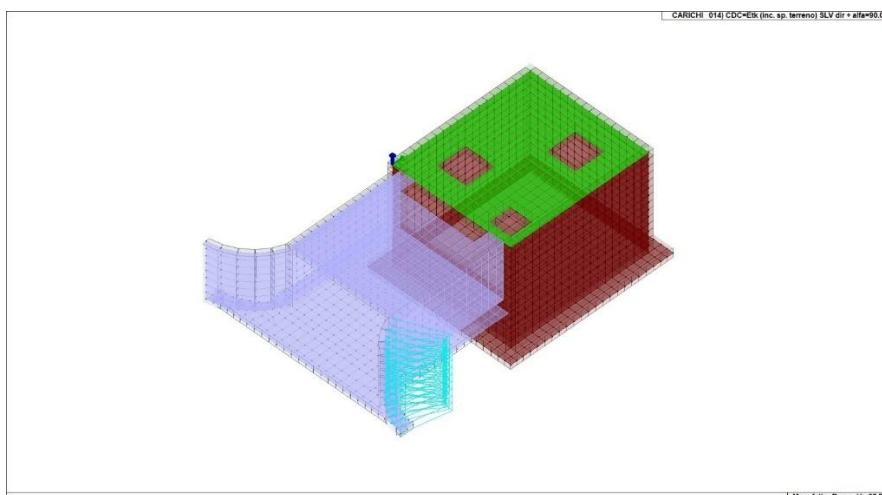


Figura 7 - Sovrappinta terreno SLV Y+

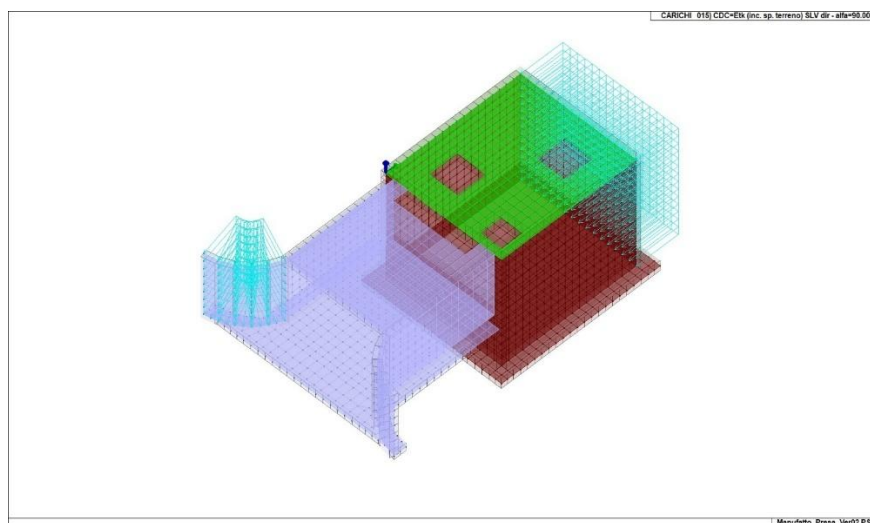


Figura 8 - Sovrappinta terreno SLV Y-

7 DEFINIZIONI DELLE COMBINAZIONI

Le combinazioni previste per i diversi casi di carico (CDC) seguono le regole previste dalla Normativa vigente e sono destinate al controllo di sicurezza della struttura e alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$A_d + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli ≤ 30kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Combinazioni dei casi di carico

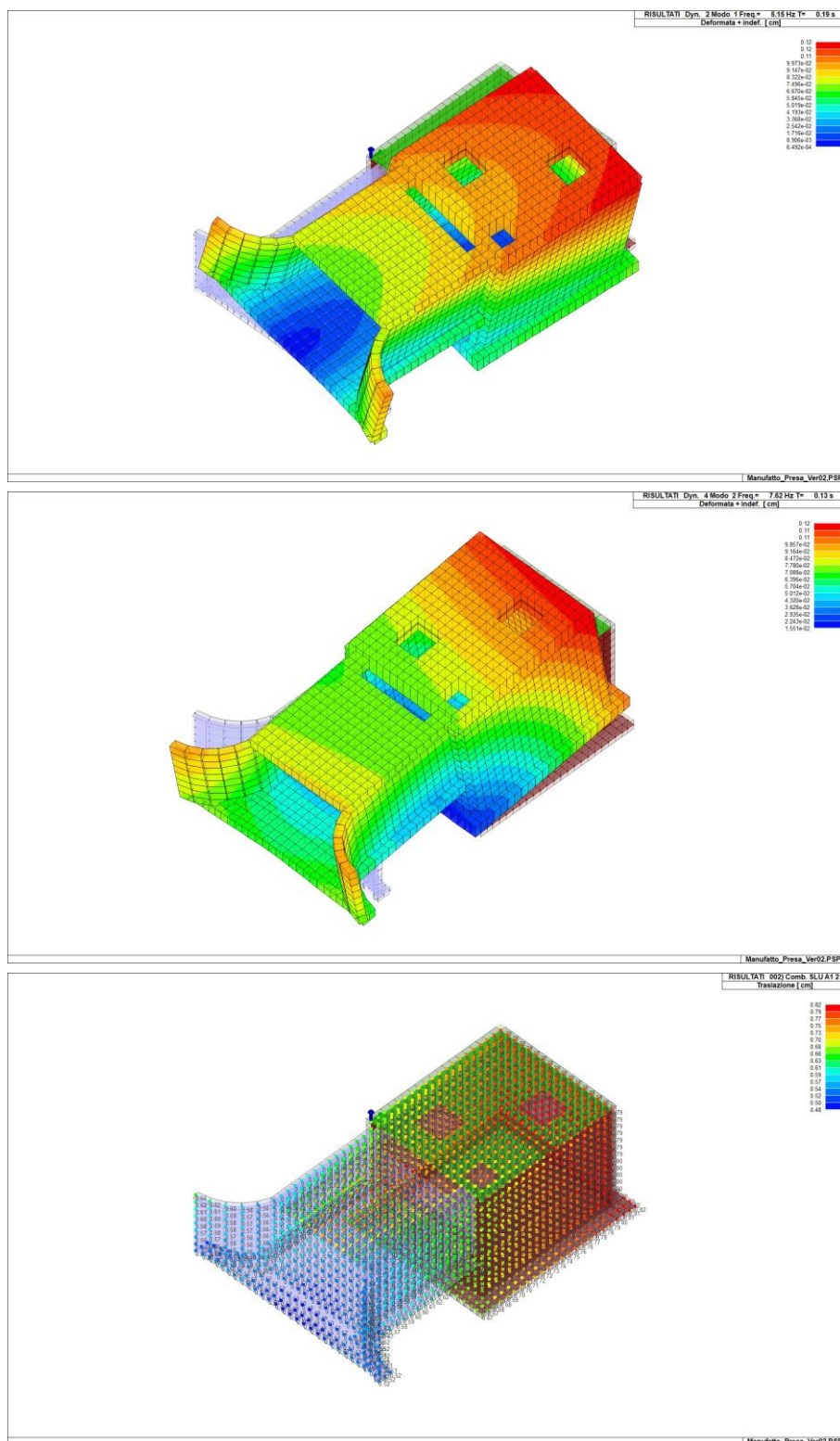
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	SI
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

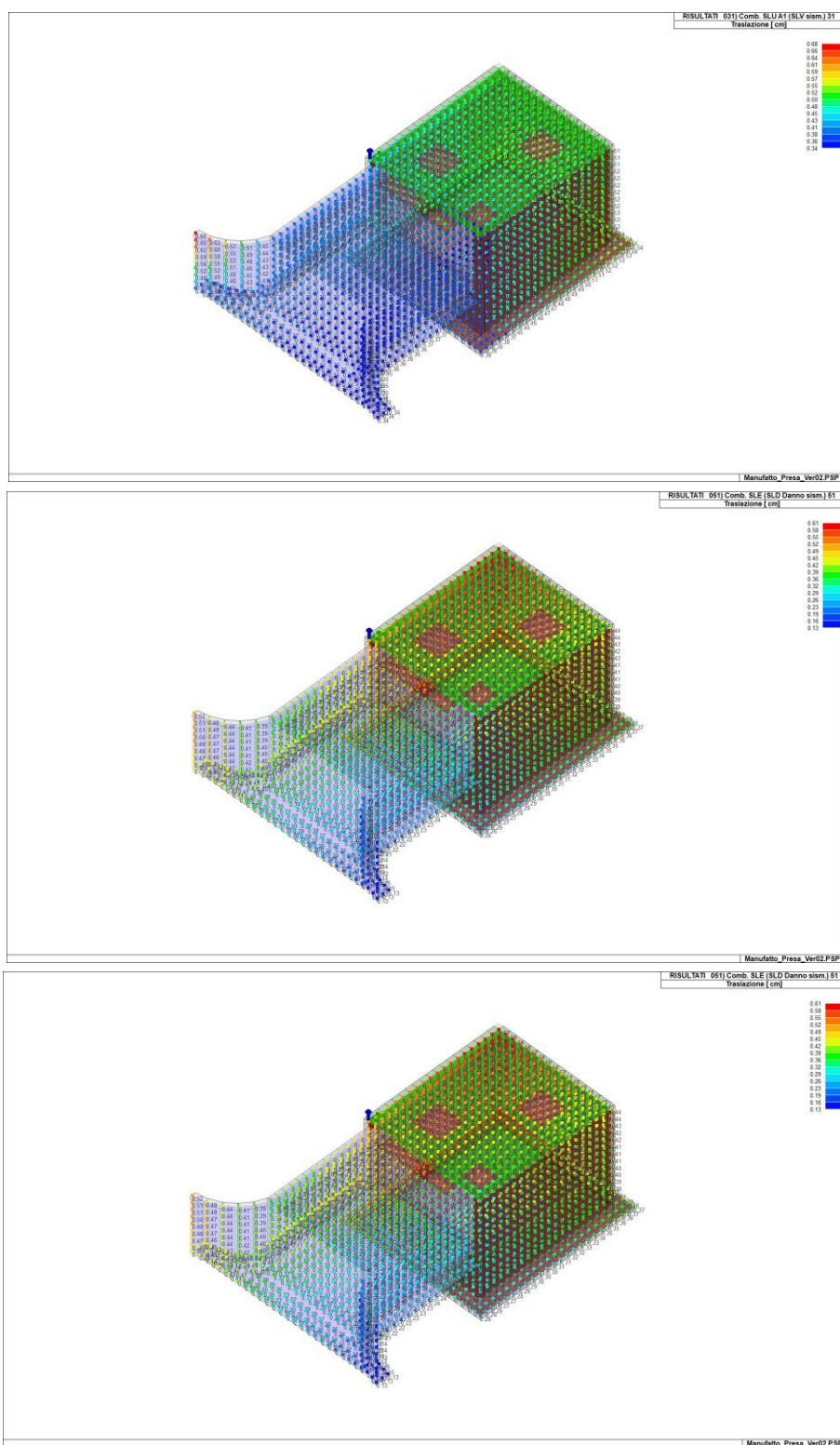
TABELLA_COMBINAZIONI

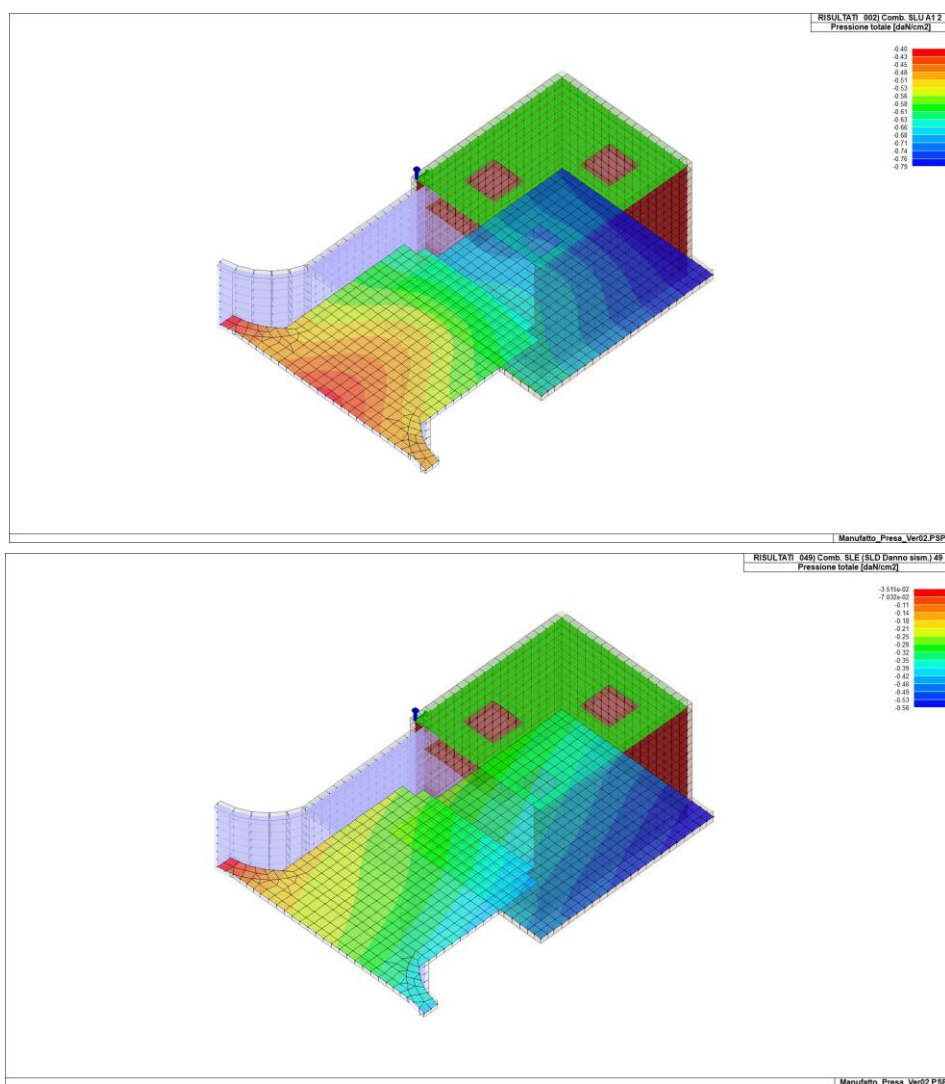
Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	8	Comb. SLU A1 8
SLV	9	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 9	40	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40
SLD	41	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 41	72	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72
SLE rara	73	Comb. SLE(rara) 73	76	Comb. SLE(rara) 76
SLE frequente	77	Comb. SLE(freq.) 77	80	Comb. SLE(freq.) 80
SLE quasi permanente	81	Comb. SLE(perm.) 81	82	Comb. SLE(perm.) 82

8 RISULTATI

Si riportano i valori massimi dei principali risultati ottenuti per ogni gruppo di combinazioni:







9 SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

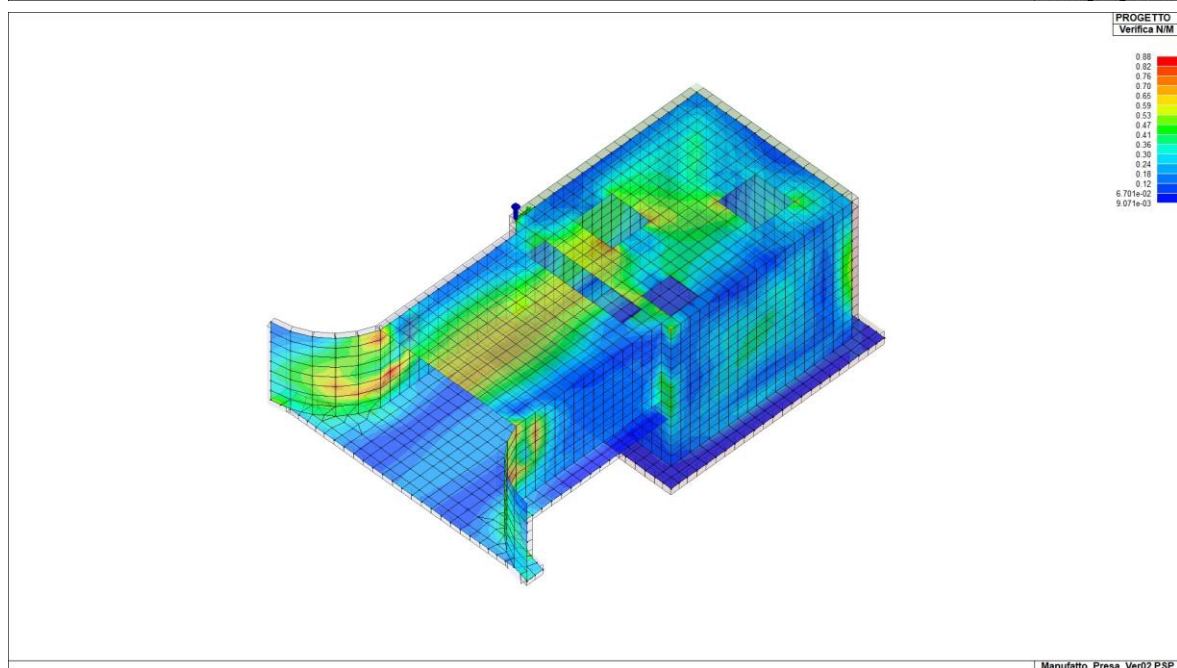
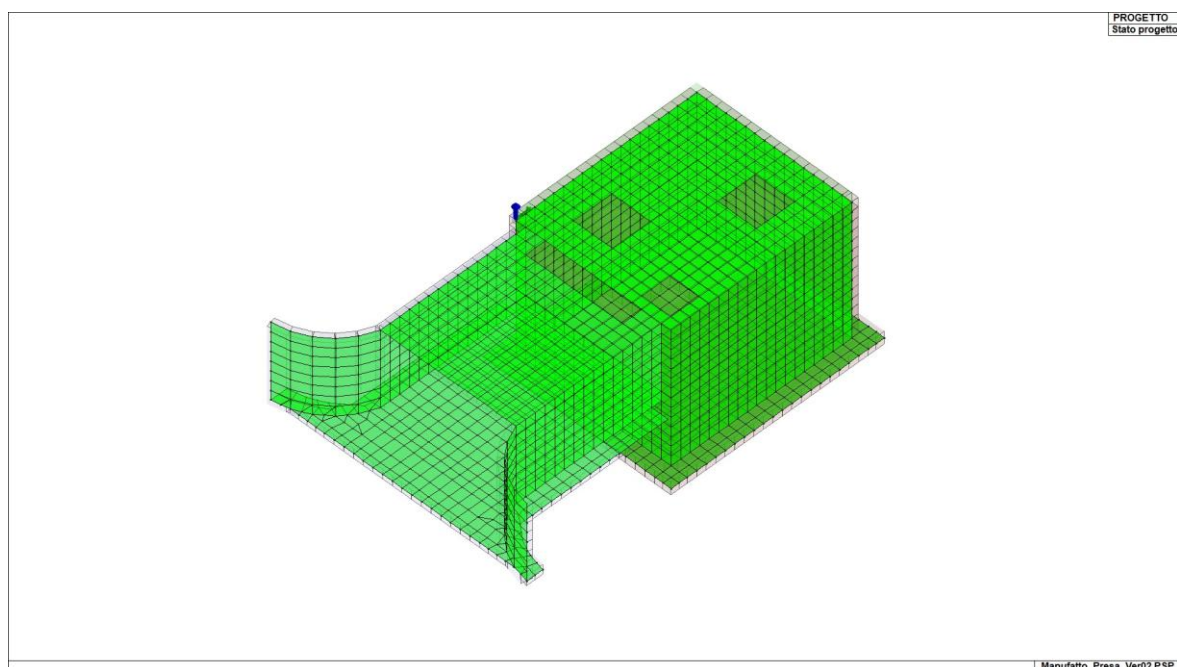
Si riportano a seguire i risultati della progettazione e delle verifiche effettuate.

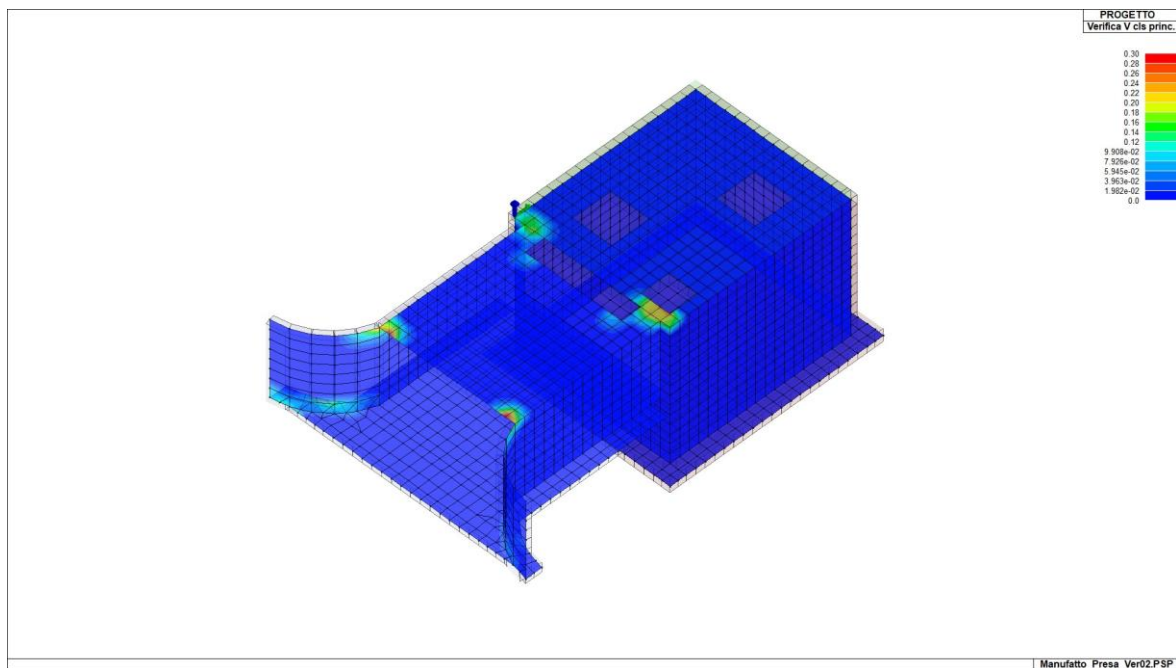
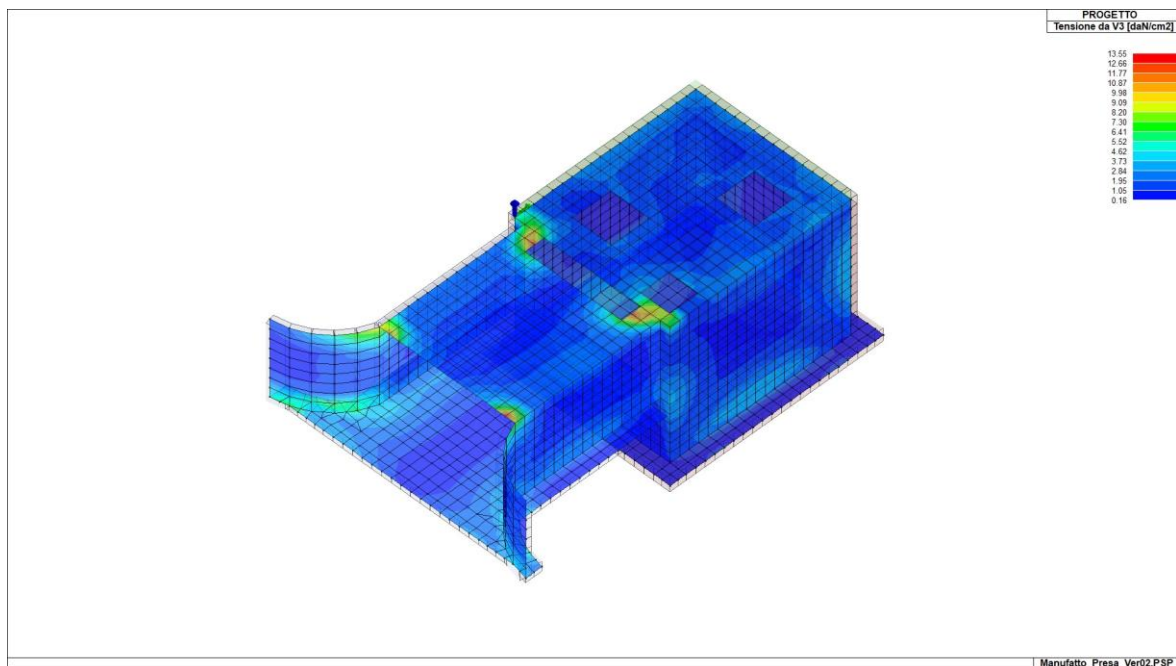
Gli stati di progetto ciano o verde indicano che le verifiche svolte sono interamente soddisfatte, gli stati di progetto rossi, al contrario, indicano che le verifiche non sono soddisfatte.

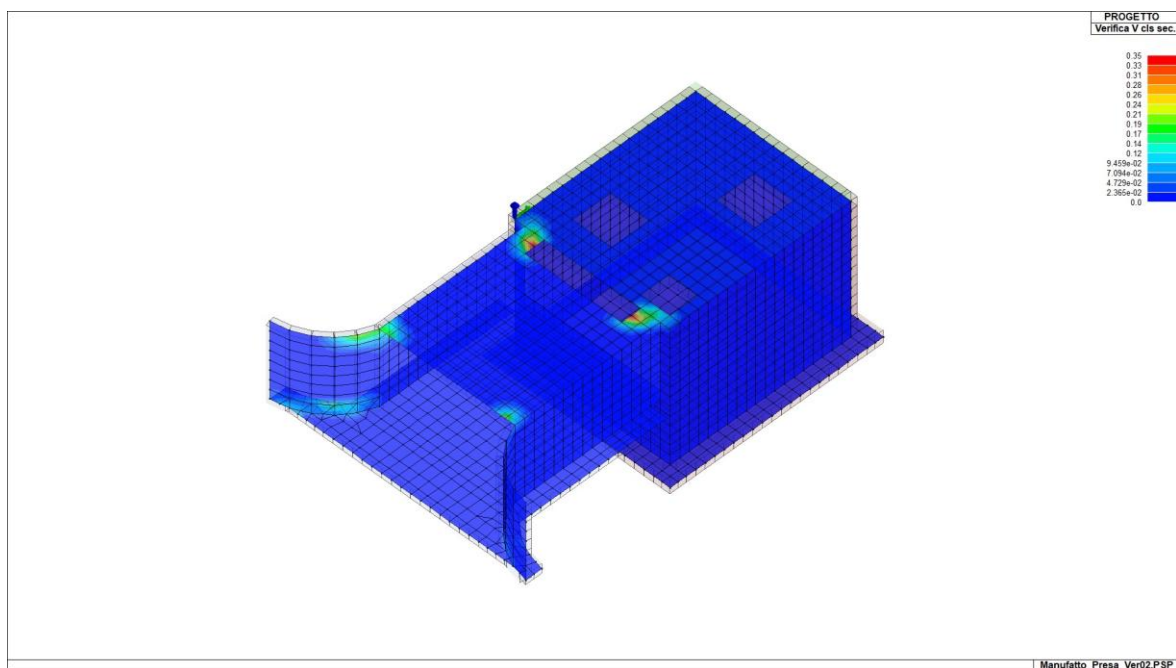
Laddove possibile le verifiche sono state normalizzate. Significa che se i valori indicati in mappa sono inferiori all'unità, la verifica può ritenersi soddisfatta.

Per tutte le altre verifiche i valori riportati vanno confrontati con i valori limite indicati da Normativa.

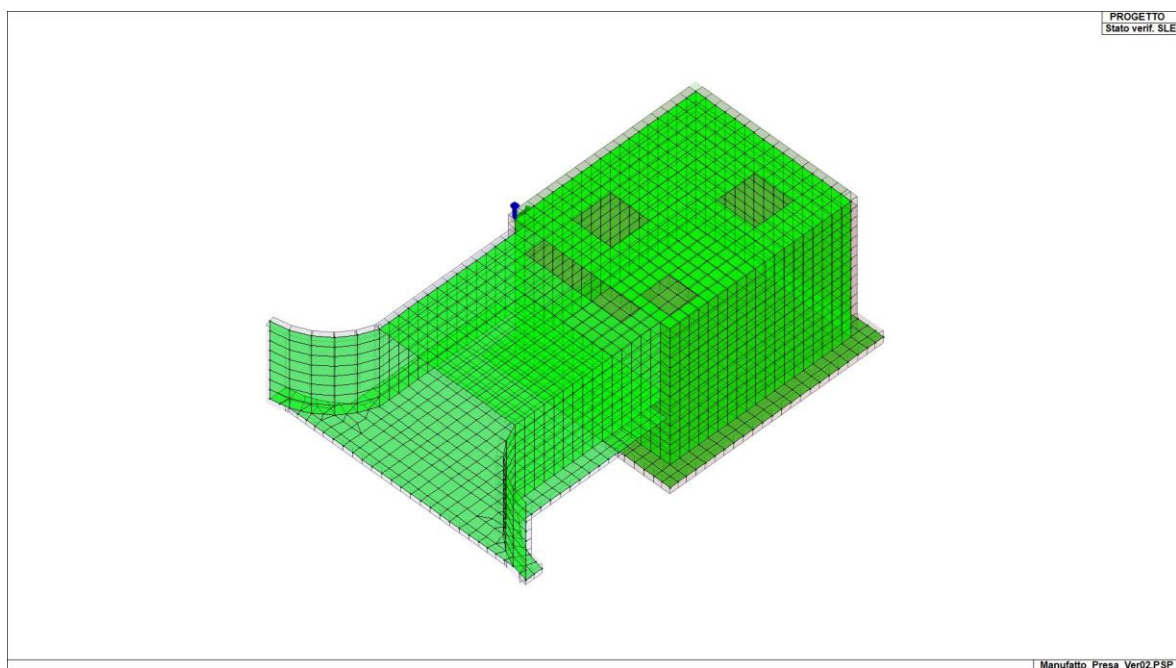
Verifiche SLU

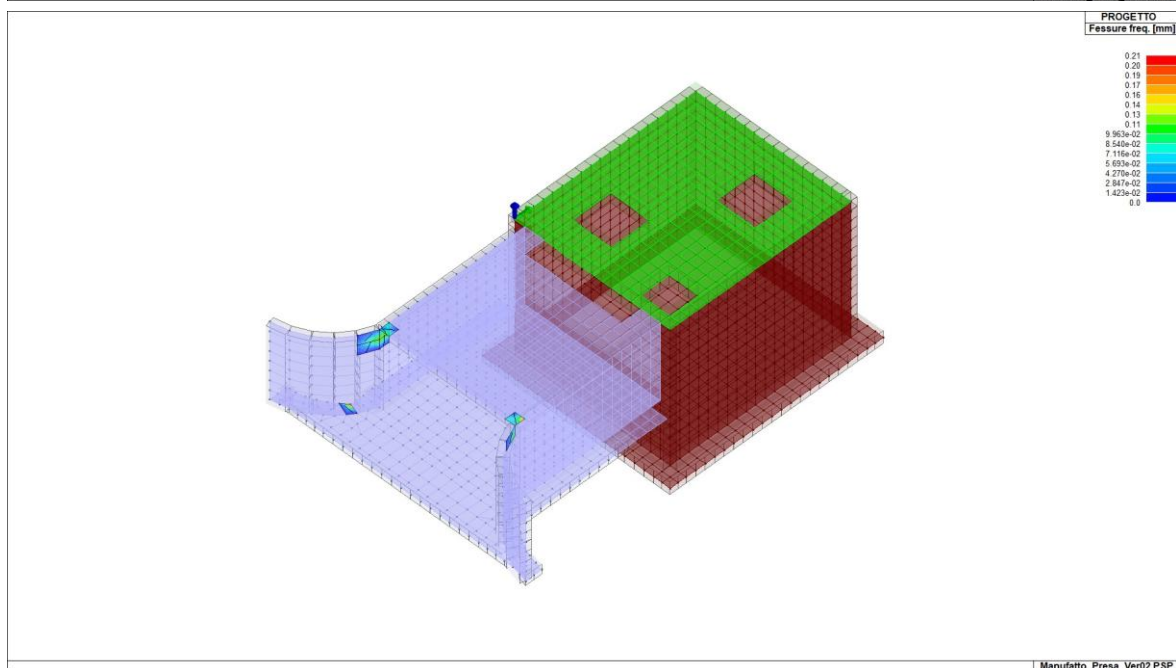
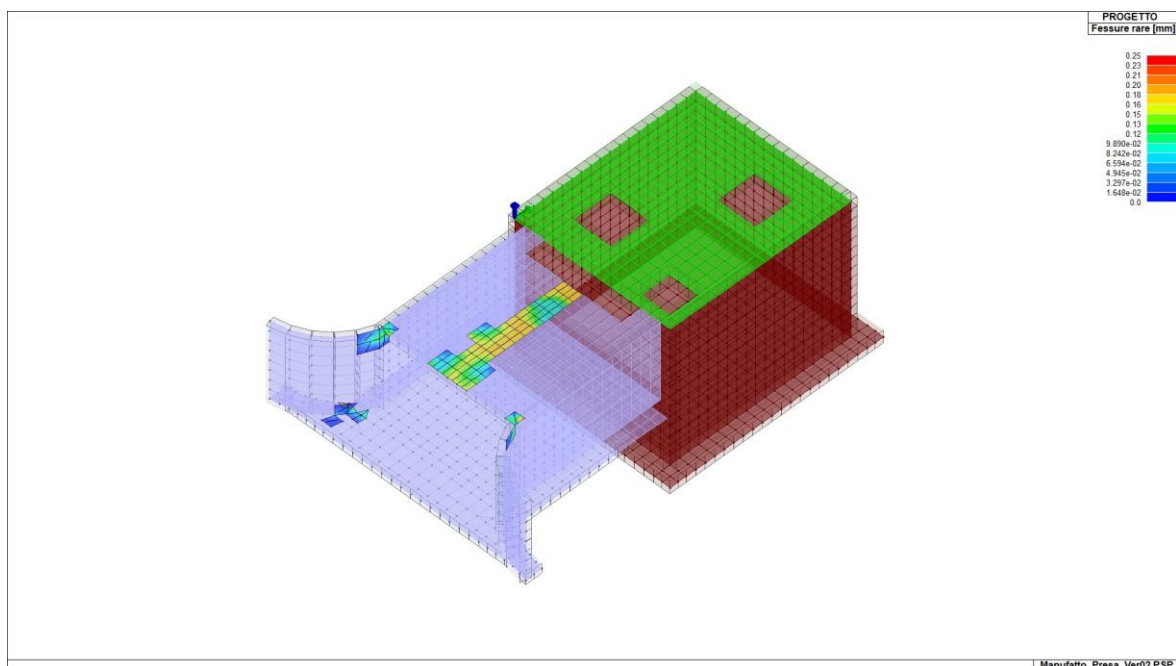


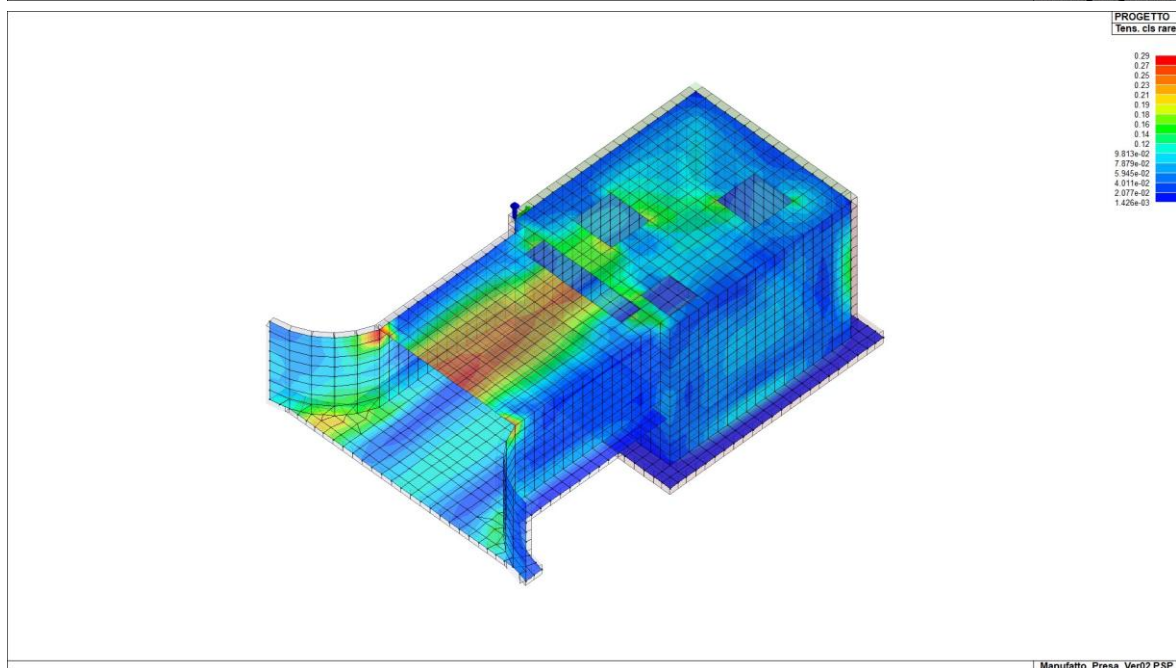
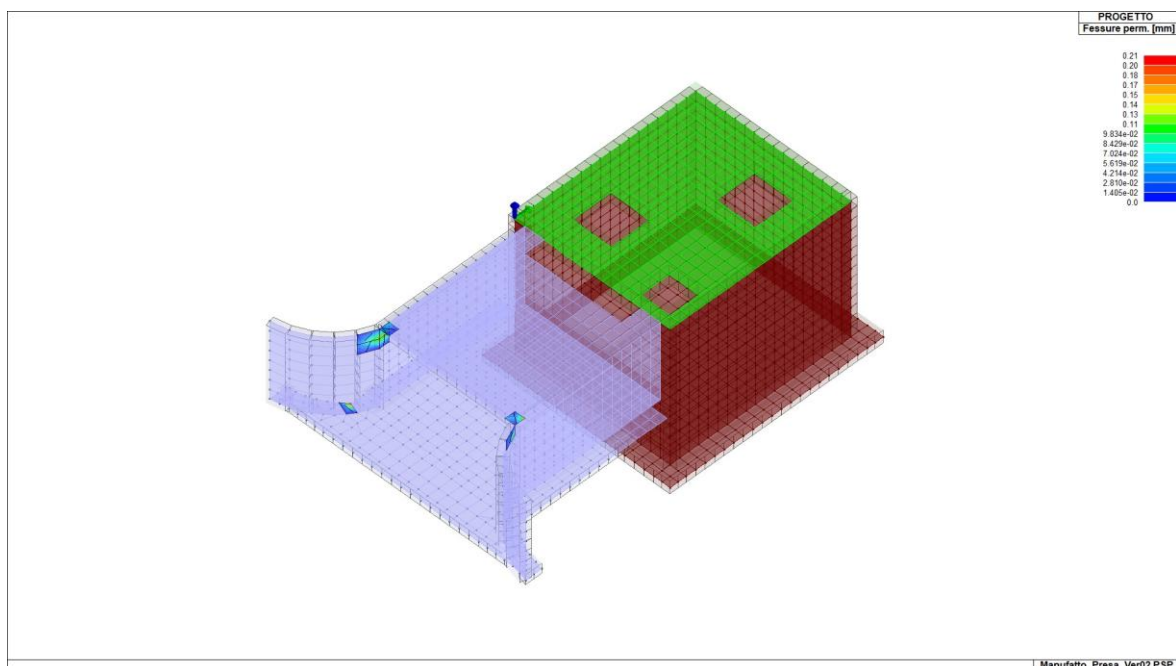


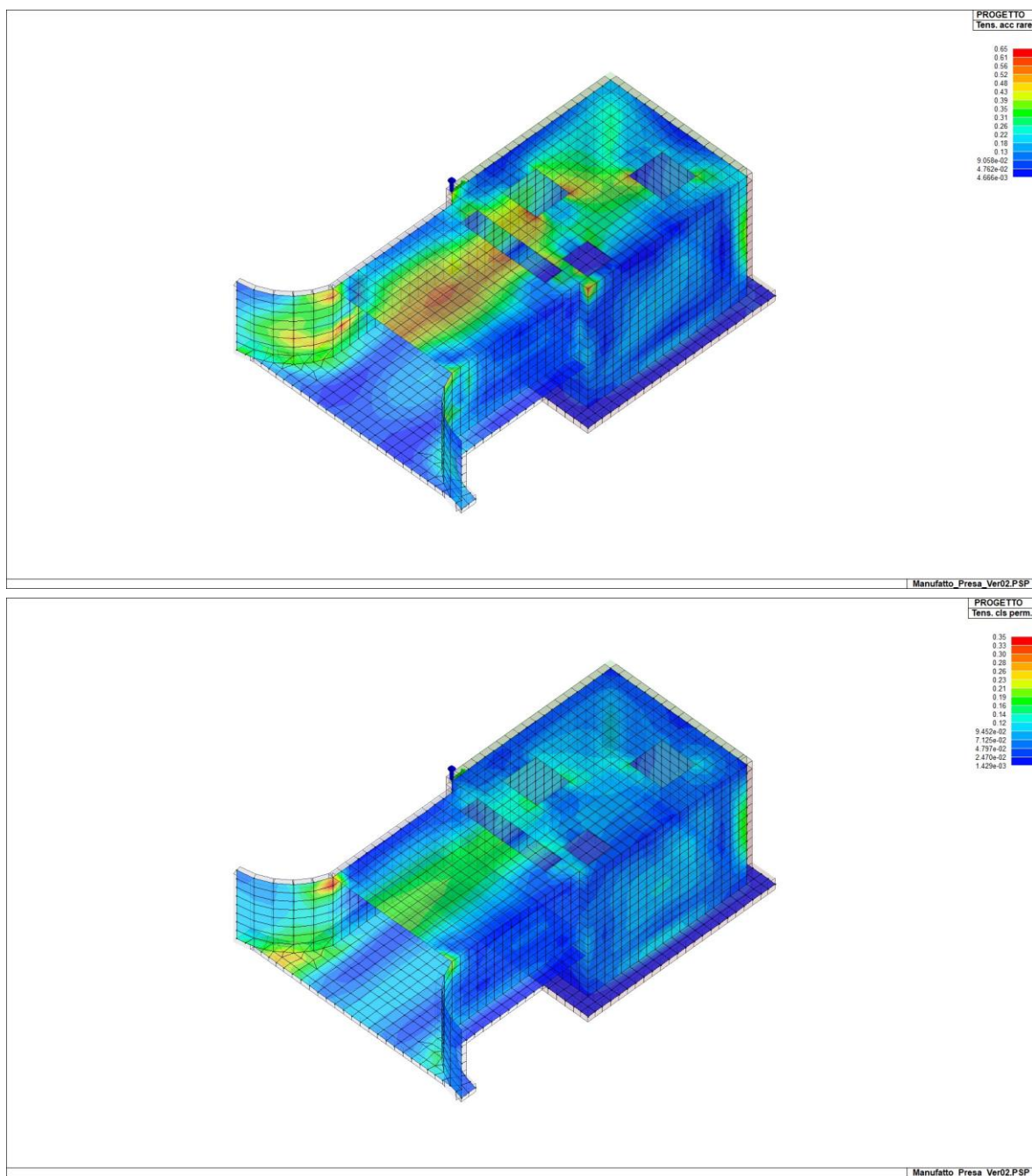


Verifiche SLE









Elementi D3 singoli		
Elementi D3 singoli	Valore minimo	Valore massimo
Verifica N/M	9.07e-03	0.88
Tensione da V3 [daN/cm ²]	0.16	13.55
Verifica V cls princ.	0.0	0.30
Verifica V cls sec.	0.0	0.35
Fessure rare [mm]	0.0	0.25
Fessure freq. [mm]	0.0	0.21
Fessure perm. [mm]	0.0	0.21
Tens. cls rare	1.43e-03	0.29
Tens. acc rare	4.67e-03	0.65
Tens. cls perm.	1.43e-03	0.35
Mappa Af nodi	10.05	27.02
Mappa Af aggiuntiva	0.0	15.71
Af princ. 3+	10.05	27.02
Af princ. 3-	10.05	23.25

Elementi D3 singoli		
Elementi D3 singoli	Valore minimo	Valore massimo
Af sec. 3+	5.65	27.02
Af sec. 3-	5.65	23.25
Mappa At princ. [cm2 per metro quadrato]	0.0	11.09
Mappa At sec. [cm2 per metro quadrato]	0.0	13.23

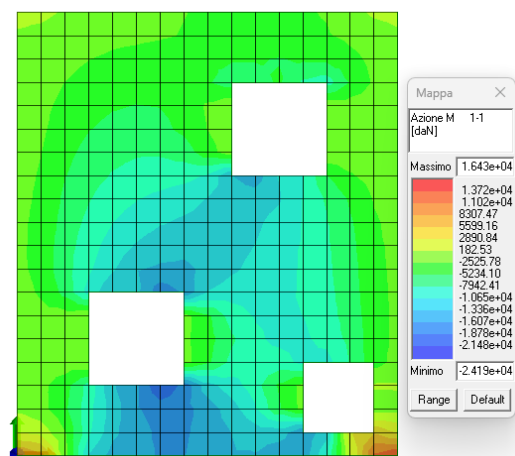
9.1 Verifiche SLU/SLV su principali elementi

Si sviluppano le verifiche agli SLU/SLV per gli elementi strutturali della struttura. Si prenderanno in esame le sollecitazioni maggiori, tali verifiche vengono eseguite per sottolineare la bontà dei risultati ottenuti dal codice di calcolo.

9.1.1 Verifica soletta Manufatto di presa

La soletta del manufatto ha spessore di 60 cm, è armata, sia superiormente che inferiormente, con una maglia di base di 1φ18/20" per entrambi i lati.

Si riporta l'estratto delle sollecitazioni flettenti



Da cui risulta una sollecitazione flessionale di $M_{Ed} = 242 \text{ kN m/m}$

Titolo: Soletta spessore 60 cm

N° strati barre: 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	12.72	4
			2	12.72	56.2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Coord. [cm]: xN [0] yN [0]

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviato

Calcola MRd: Dominio M-N

L₀: 0 cm **Col. modello:** M-curvatura

Precompresso: ☐

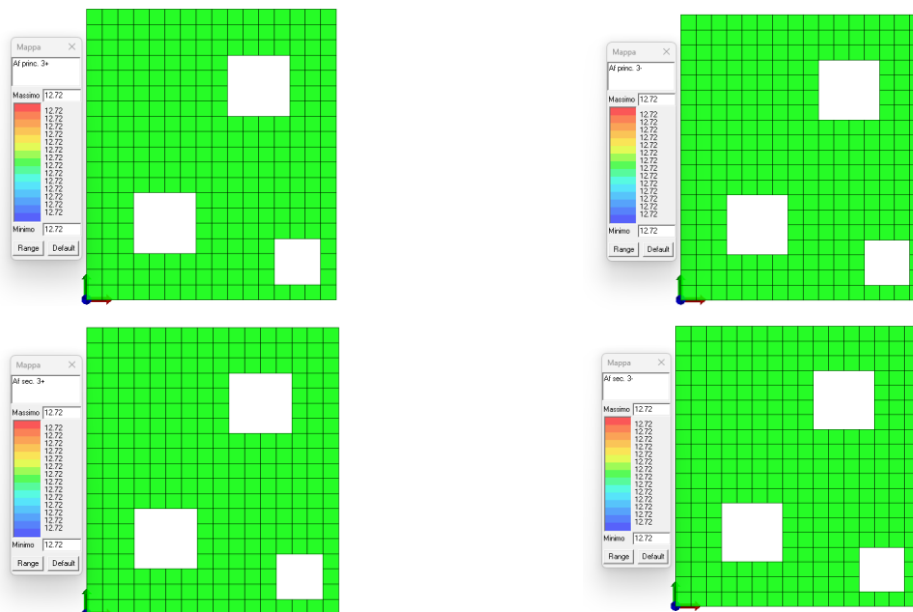
Materiali: B450C C35/45

Proprietà: ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰ E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰ E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5 N/mm² $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8 τ_{c1} 2.257

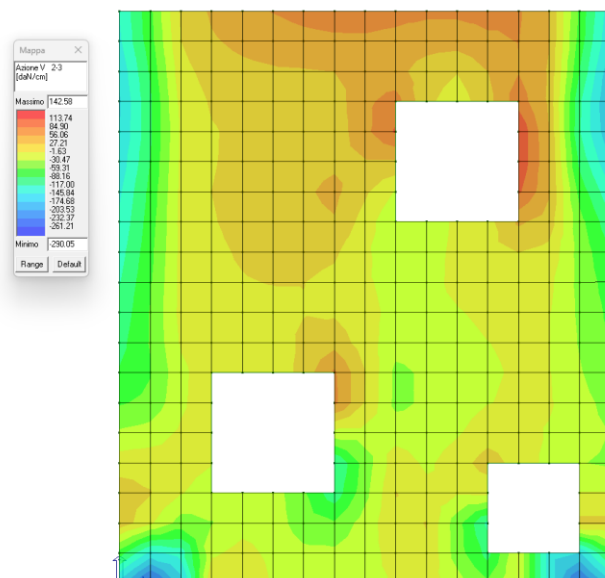
Calcoli: M_{Ed} 274.3 kN m σ_c -19.83 N/mm² σ_s 391.3 N/mm² ϵ_c 3.5 ‰ ϵ_s 50.58 ‰ d 56.2 cm x 3.637 x/d 0.06472 δ 0.7

Il momento resistente è $M_{Rd} = 274 \text{ kN m/m}$, la verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento di 0.88.

Si riporta l'area delle armature disposte nella soletta:



Si riporta l'estratto delle sollecitazioni dovute al taglio



Il taglio resistente, secondo le NTC 2018, per elementi privi di armatura trasversale risulta pari a $V_{rdc} = 237 \text{ kN / m}$, in termini di tensioni $\tau_{Rdc} = 4.62 \text{ kg/cm}^2$.

Nelle zone in cui risulta una sollecitazione di taglio di $V_{Ed} = 290 \text{ kN / m}$ si dispongono ganci a taglio $1\phi 10/20 \times 20''$.

Soletta Manufatto			
VERIFICA A TAGLIO - Stato Limite Ultimo		(NTC2018 - 4.1.2.3.5 Res. a sollecitazioni taglienti)	
Dati geometrici della trave			
base:	$b_w =$	100.0	cm
altezza:	$h =$	60.0	cm
copriferro:	$c =$	3.0	cm
altezza utile:	$d =$	57.0	cm
inclinaz. staffe:	$\alpha =$	90°	
armat. longitudinale:	$A_{sl} =$	12.7	cm²
Dati meccanici della trave			
	classe cls:	C35/45	
	res. caratt. compres. cls:	$f_{ck} =$	350 kg/cm²
	res. progetto compres. cls:	$f_{cd} =$	198.3 kg/cm²
	tipo acciaio:	B450C	
	tens. caratt. snervamento:	$f_{yk} =$	4500 kg/cm²
	tens. progetto snervamento:	$f_{yd} =$	3913 kg/cm²
Sollecitazione di taglio:		$V_{Ed} =$	29000 kg
coeff. influenza compressione:		$\alpha_c =$	1.00
Resistenza elemento senza armatura a taglio:			
rapp. geom. armatura longitudinale:	$\rho_l =$	0.002	
coefficiente k:	$k =$	1.592	
coefficiente v_{min} :	$v_{min} =$	0.416	
Resistenza di calcolo: $V_{RdC} = \max [21612 ; 23716]$ kg = 23715.6 kg			
Necessita di armatura a taglio			
Resistenza elemento con armatura a taglio:			
Staffatura adottata:	St. ø 10 (5 br)	/ 20.0"	= 19.63 cm²/ml
Inclinazione puntoni di cls:	$\theta =$	21.80	--> cotg $\theta = 2.50$
Max taglio ammissibile dalla sezione:	$V_{Rmax} =$	254362.5	kg
Resistenza a "taglio trazione":	$V_{Rsd} =$	98537.6	kg
Resistenza a "taglio compressione":	$V_{Rcd} =$	175422.4	kg
Resistenza sezione armata a taglio		$V_{Rd} =$	98537.6 kg
tipo rottura:		CRISI STAFFE	

La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza pari a 0.30.

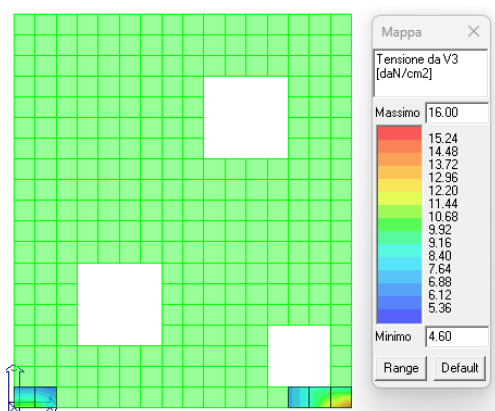


Figura 9 - Mappatura tensioni $> \tau_{rdc}$

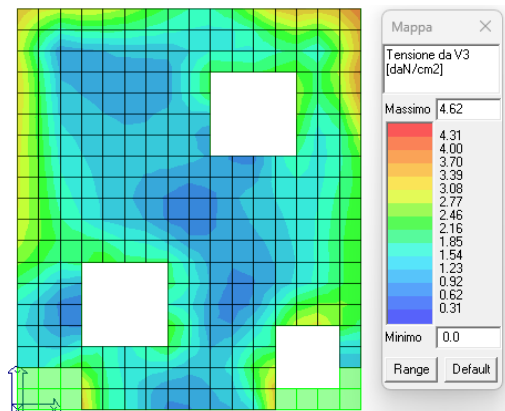
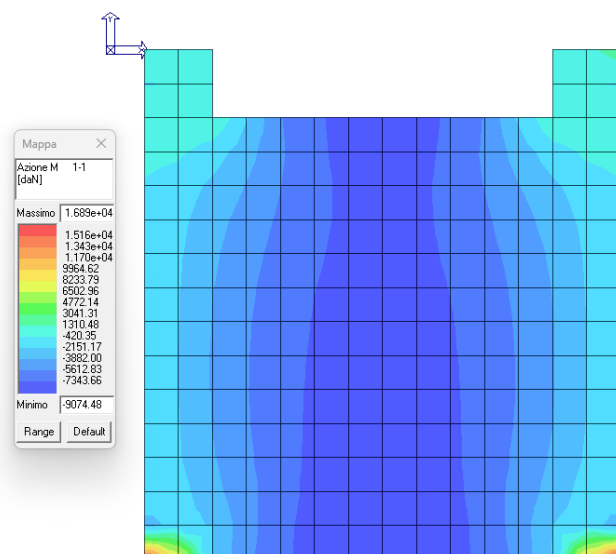


Figura 10 - Mappatura tensioni $< \tau_{rdc}$

9.1.2 Verifica soletta Scatolare

La soletta dello scatolare ha spessore di 30 cm, è armata, sia superiormente che inferiormente, con una maglia di base di 1φ18/20" per entrambi i lati. Nelle zone in cui si necessitava aggiungere barre di armatura sono stati disposti 1φ18/20" integrativi.

Si riporta l'estratto delle sollecitazioni flettenti



Da cui risulta una sollecitazione flessionale di $M_{Ed} = 169 \text{ kN m/m}$

Titolo: Soletta spessore 30 cm

N° strati barre: 2

Tipo Sezione: Rettang. re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord., DXF

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	12,72	4
			2	25,45	26,4

Sollecitazioni: S.L.U., Metodo n

P.to applicazione N: Centro, Baicentro cls, Coord.[cm]

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C, C35/45

Metodo di calcolo: S.L.U., Metodo n

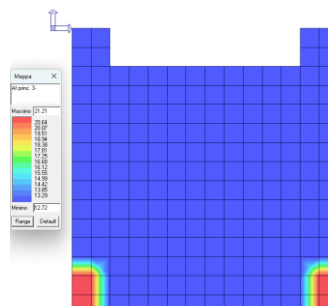
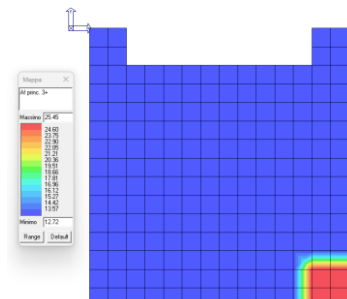
Tipo flessione: Retta, Deviate

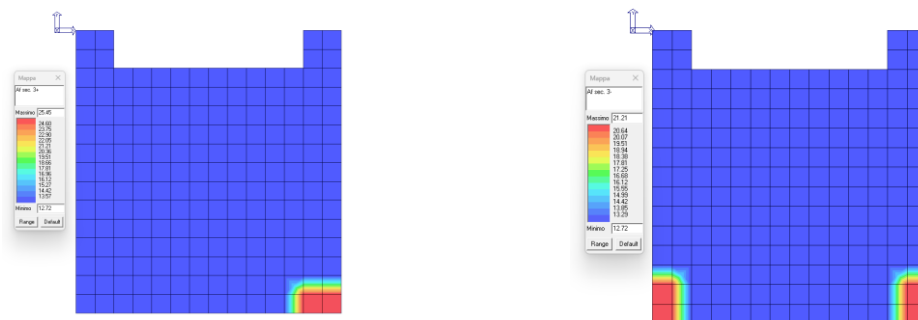
Calcola MRd: Dominio M-N, Col. modello, M-curvatura

Precompresso: No

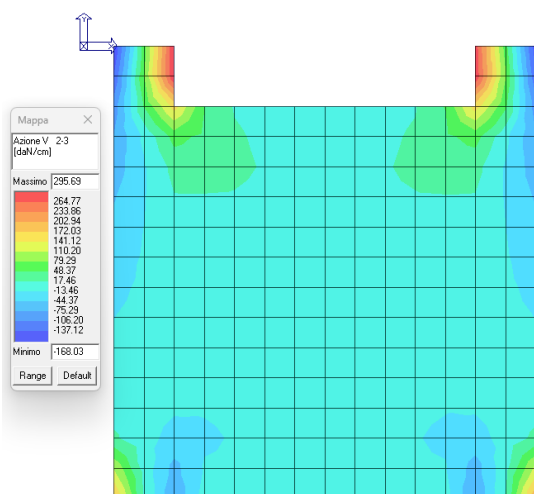
Il momento resistente è $M_{Rd} = 238 \text{ kN m/m}$, la verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento di 0.71.

Si riporta l'area delle armature disposte nella soletta:





Si riporta l'estratto delle sollecitazioni dovute al taglio



Il taglio resistente, secondo le NTC 2018, per elementi privi di armatura trasversale risulta pari a $V_{rdc} = 153 \text{ kN / m}$, in termini di tensioni $\tau_{Rdc} = 6.32 \text{ kg/cm}^2$.

Nelle zone in cui risulta una sollecitazione di taglio di $V_{Ed} = 296 \text{ kN / m}$ si dispongono ganci a taglio $1\phi 10/20 \times 20''$.

Soletta Scatolare

VERIFICA A TAGLIO - Stato Limite Ultimo

(NTC2018 - 4.1.2.3.5 Res. a sollecitazioni taglianti)

Dati geometrici della trave
base: $b_w = 100.0$ cm
altezza: $h = 30.0$ cm
copriferro: $c = 3.0$ cm
altezza utile: $d = 27.0$ cm
inclinaz. staffe: $\alpha = 90^\circ$
armat. longitudinale: $A_{sl} = 12.7$ cm²

Dati meccanici della trave
classe cls: **C35/45**
res. caratt. compres. cls: $f_{ck} = 350$ kg/cm²
res. progetto compres. cls: $f_{cd} = 198.3$ kg/cm²
tipo acciaio: **B450C**
tens. caratt. snervamento: $f_{yk} = 4500$ kg/cm²
tens. progetto snervamento: $f_{yld} = 3913$ kg/cm²

Sollecitazione di taglio: $V_{Ed} = 29600$ kg
coeff. influenza compressione: $\alpha_c = 1.00$

Resistenza elemento senza armatura a taglio:
rapp. geom. armatura longitudinale: $\rho_l = 0.005$
coefficiente k: $k = 1.861$
coefficiente v_{min} : $v_{min} = 0.526$
Resistenza di calcolo: $V_{Rdc} = \max [15346 ; 14190]$ kg = 15345.5 kg
Necessita di armatura a taglio

Resistenza elemento con armatura a taglio:
Staffatura adottata: **St. $\phi 10$ (5 br)** $/ 20.0'' = 19.63 \text{ cm}^2/\text{m}$
Inclinazione puntoni di cls: $\theta = 21.80$ $\rightarrow \cotg \theta = 2.50$

Max taglio ammissibile dalla sezione: $V_{Rmax} = 120487.5$ kg
Resistenza a "taglio trazione": $V_{Rsd} = 46675.7$ kg
Resistenza a "taglio compressione": $V_{Rcd} = 83094.8$ kg

Resistenza sezione armata a taglio $V_{Rd} = 46675.7$ kg

OK!

CRISI STAFFE

tipo rottura:

La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza pari a 0.63.

Si riporta la disposizione delle armature a taglio.

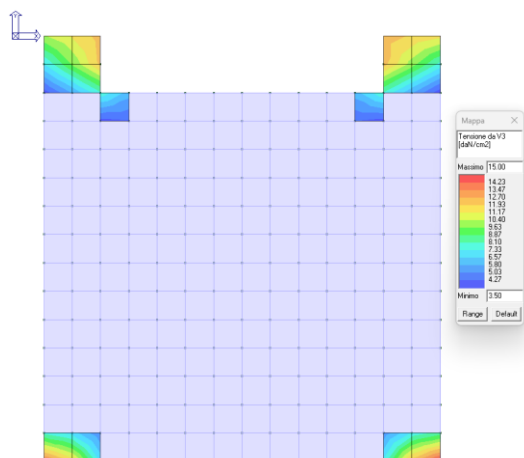


Figura 11 - Mappatura tensioni $> \tau_{rdc}$

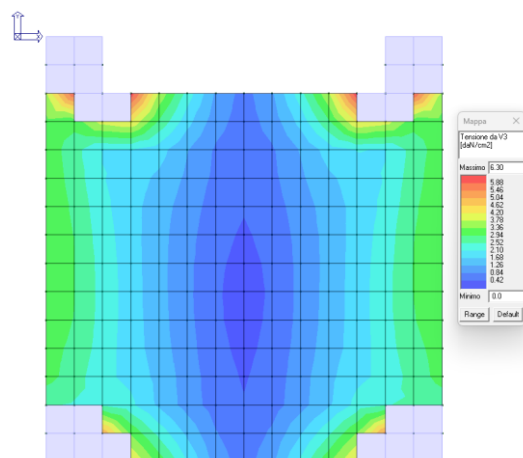


Figura 12 - Mappatura tensioni $< \tau_{rdc}$

9.1.3 Verifica Pareti controterra Manufatto

Le pareti controterra del manufatto hanno spessore di 40 cm e sono armate con 1 ϕ 16/20'' verticalmente e 1 ϕ 12/20'' orizzontalmente. Nelle zone in cui si necessitava aggiungere barre di armatura sono stati disposti 1 ϕ 16/20'' integrativi verticalmente e 1 ϕ 12/20'' orizzontalmente.

Si riporta l'estratto delle sollecitazioni della parete maggiormente sollecitata. In particolare la parete è sollecitata da:

- Uno sforzo di trazione $N_{Ed} = 1100 \text{ kN}$;
- E un momento flettente $M_{Ed} = 30 \text{ kN m /m}$;

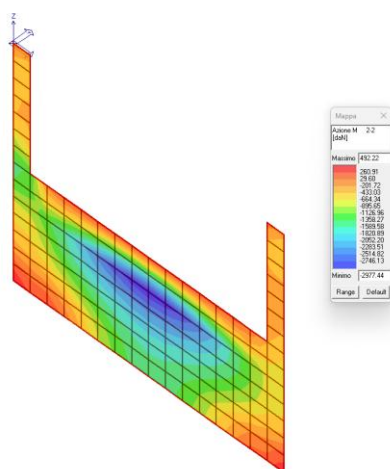


Figura 13 - Sollecitazione flettente

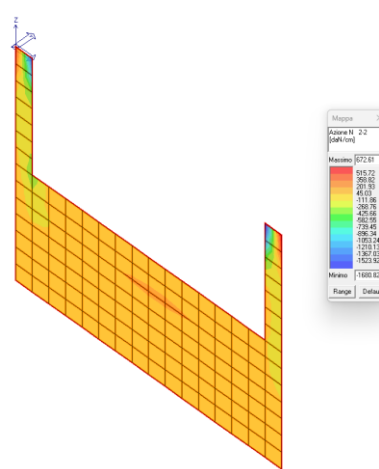
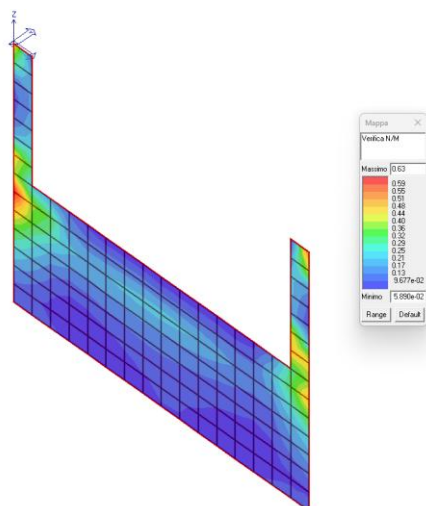


Figura 14 - Sforzo di trazione

Si riporta la verifica con coefficiente di sfruttamento pari a 0.63.



Titolo: Parete manufatto spessore 40 cm

N° strati barre: 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	4
			2	20,11	36,4

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N Ed: -1180 **0** kN
M xEd: 30 **0** kNm
M yEd: 0 **0** kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Materiali
B450C C35/45
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,9 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83
 E_c / E_s 15 f_{cc} / f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

Tipi Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

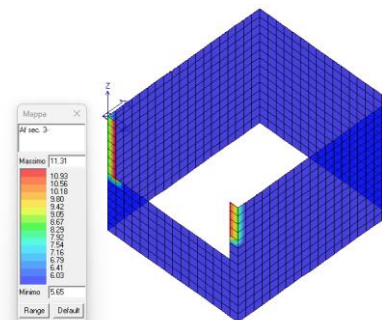
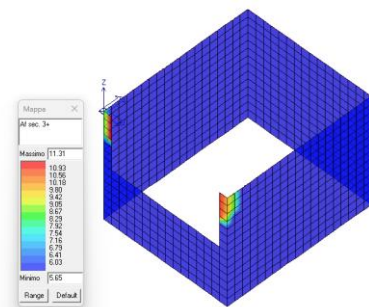
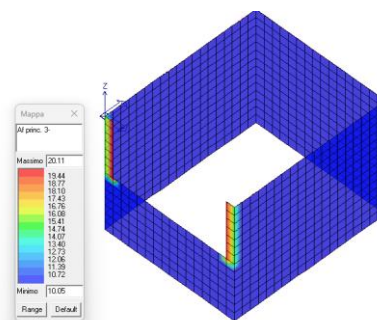
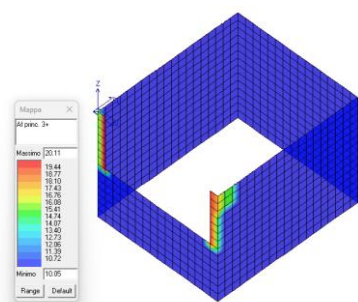
Tipi flessione
☒ Retta ☐ Deviate

N° rett. 100
Calcola MRd **Domínio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**
M-curvatura
☐ Precompresso

Lato acciaio - Acciaio snervato
M xRd: 66,16 kN m
 σ_c -1,08 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,05522 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
d 36,4 cm
x 0,029 **x/d** 0
\delta 0,7

Il momento resistente è $M_{Rd} = 66 \text{ kN m/m}$, la verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento di 0.5.

Si riporta l'area delle armature disposte nella parete:



Si riporta l'estratto delle tensioni dovute al taglio, e dello sforzo di taglio.

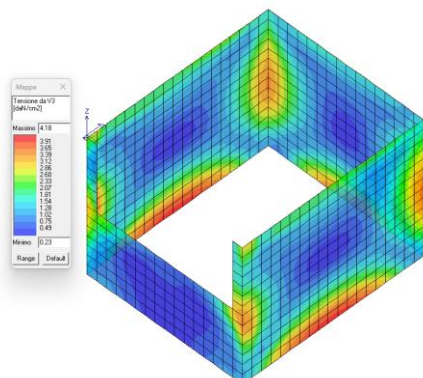


Figura 15 - tensione da taglio $v_{ed} = 4.18 \text{ kg/cm}^2$

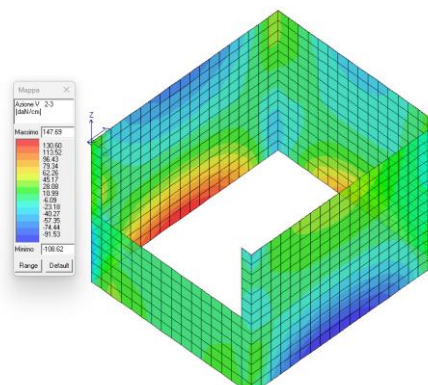


Figura 16 - tensione da taglio $V_{ed} = 148 \text{ kN}$

Il taglio resistente, secondo le NTC 2018, per elementi privi di armatura trasversale risulta pari a $V_{rdc} = 175 \text{ kN / m}$, in termini di tensioni $\tau_{Rdc} = 5.26 \text{ kg/cm}^2$.

Parete Controterra Manufatto

VERIFICA A TAGLIO - Stato Limite Ultimo

(NTC2018 - 4.1.2.3.5 Res. a sollecitazioni taglianti)

Dati geometrici della trave

base: $b_w = 100.0 \text{ cm}$
altezza: $h = 40.0 \text{ cm}$
copriferro: $c = 3.0 \text{ cm}$
altezza utile: $d = 37.0 \text{ cm}$
inclinaz. staffe: $\alpha = 90^\circ$
armat. longitudinale: $A_{sl} = 10.1 \text{ cm}^2$

Dati meccanici della trave

classe cls: **C35/45**
res. caratt. compres. cls: $f_{ck} = 35.0 \text{ kg/cm}^2$
res. progetto compres. cls: $f_{cd} = 198.3 \text{ kg/cm}^2$
tipo acciaio: **B450C**
tens. caratt. snervamento: $f_{yk} = 450.0 \text{ kg/cm}^2$
tens. progetto snervamento: $f_{yd} = 391.3 \text{ kg/cm}^2$

Sollecitazione di taglio:

$V_{ed} = 14800 \text{ kg}$

coeff. influenza compressione:

$\alpha_c = 1.00$

Resistenza elemento senza armatura a taglio:

rapp. geom. armatura longitudinale: $\rho_l = 0.003$

coefficiente k: $k = 1.735$

coefficiente v_{min} : $v_{min} = 0.473$

Resistenza di calcolo: $V_{Rdc} = \max [16323 ; 17512] \text{ kg} = 17511.9 \text{ kg}$

Pertanto le pareti non necessitano armatura a taglio.

9.1.4 Verifica pareti controterra Scatolare

Le pareti controterra del manufatto hanno spessore di 30 cm e sono armate con $1\phi 16/20''$ verticalmente e $1\phi 12/20''$ orizzontalmente. Nelle zone in cui si necessitava aggiungere barre di armatura sono stati disposti $1\phi 16/20''$ integrativi verticalmente e $1\phi 12/20''$ orizzontalmente.

Si riporta l'estratto delle sollecitazioni per le pareti dello scatolare:

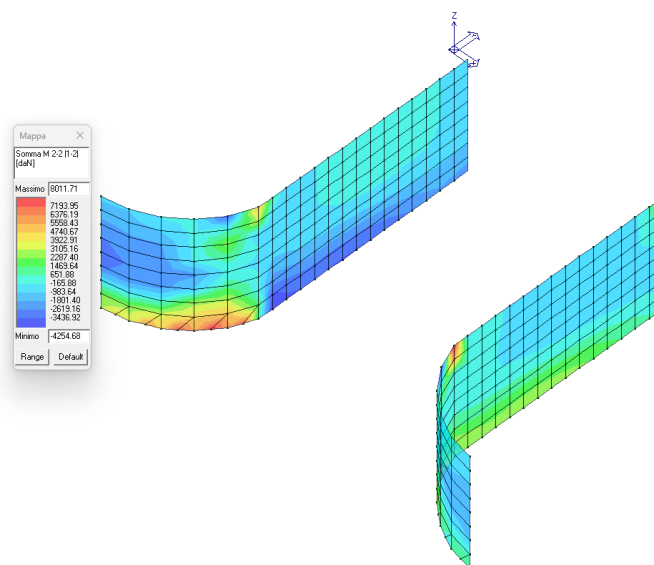


Figura 17 - Momento flettente in direzione verticale

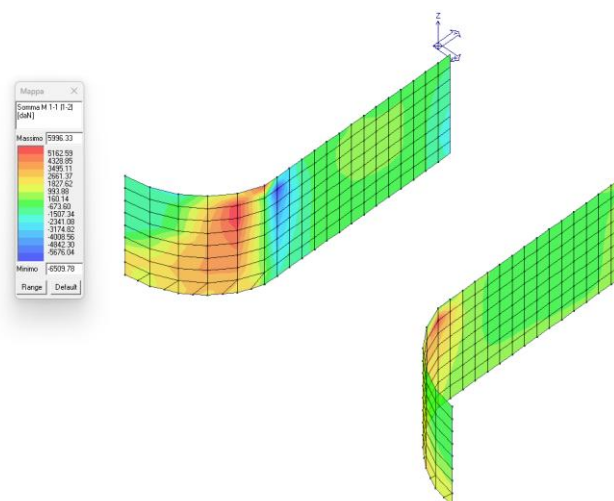


Figura 18 - Momento flettente in direzione orizzontale

La condizione più sfavorevole si ha in direzione orizzontale, con un momento sollecitante $M_{Ed} = 65 \text{ kN m / m}$.

Le pareti in direzione orizzontale sono armate con $1\phi 12/20''$.

Titolo: Parete scatolare spessore 30 cm

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	5,65	4
			2	11,31	26,4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
Centro Baicentro cls
Coord [cm] xN 0 yN 0

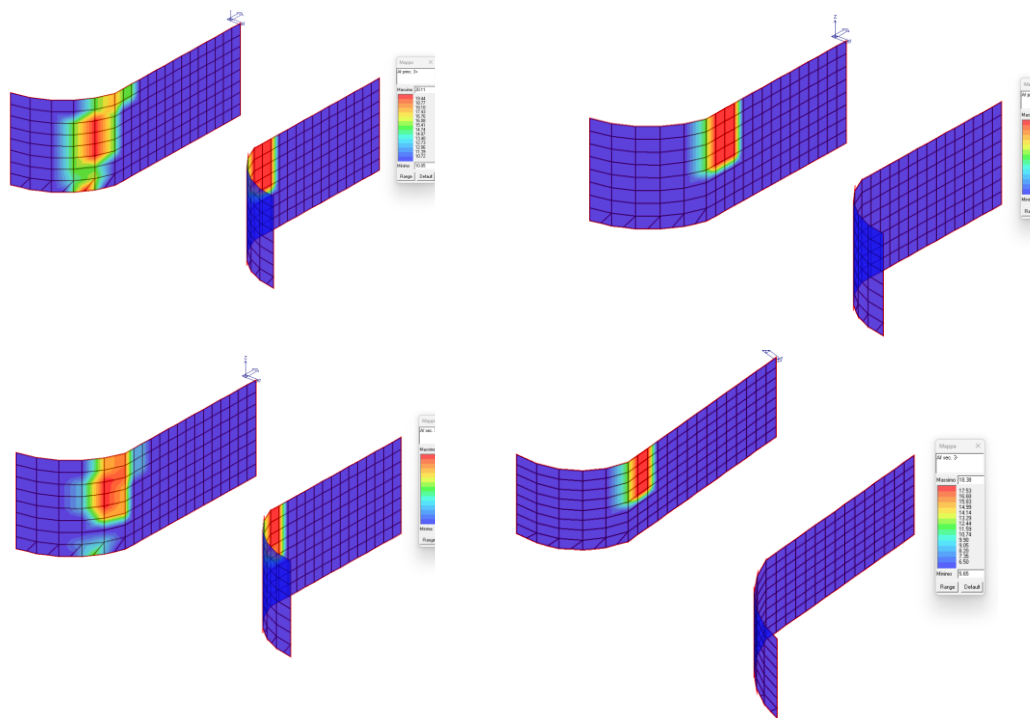
Materiali
B450C C35/45
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83
 $E_{s/c}$ 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{cl} 2,257

Metodo di calcolo
S.L.U. S.L.U. Metodo n
Tipo flessione Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Calcoli
 M_{Rd} 113 kN m
 σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 24,61 %
 d 26,4 cm
 x 3,287 x/d 0,1245
 ρ 0,7

Il momento resistente è $M_{Rd} = 113$ kN m/m, la verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento di 0.6.

Si riporta l'area delle armature disposte nella parete:



Si riporta l'estratto delle tensioni dovute al taglio, e dello sforzo di taglio.

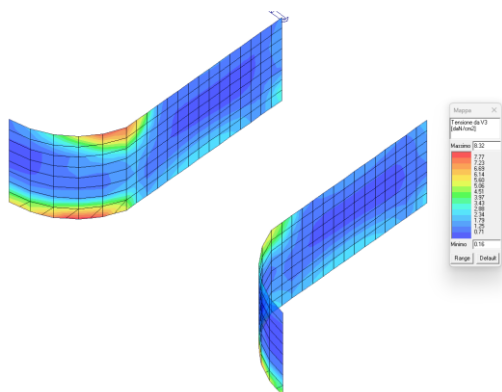


Figura 19 - tensione da taglio $v_{ed} = 8.32 \text{ kg/cm}^2$

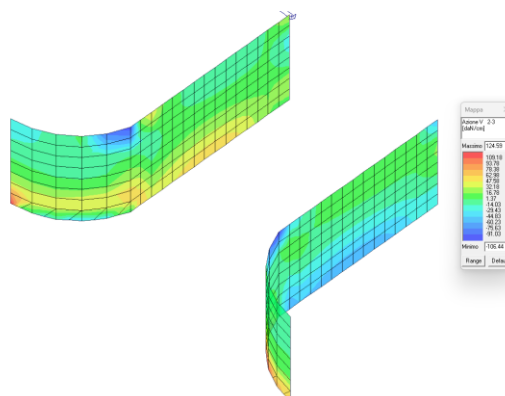


Figura 20 - tensione da taglio $V_{ed} = 125 \text{ kN}$

Il taglio resistente, secondo le NTC 2018, per elementi privi di armatura trasversale risulta pari a $V_{rdc} = 141 \text{ kN / m}$, in termini di tensioni $\tau_{Rdc} = 5.84 \text{ kg/cm}^2$.

Parete Controterra Scatolare

VERIFICA A TAGLIO - Stato Limite Ultimo

(NTC2018 - 4.1.2.3.5 Res. a sollecitazioni taglianti)

Dati geometrici della trave

base:	$b_w =$	100.0	cm
altezza:	$h =$	30.0	cm
copriferro:	$c =$	3.0	cm
altezza utile:	$d =$	27.0	cm
inclinaz. staffe:	$\alpha =$	90°	
armat. longitudinale:	$A_{sl} =$	10.1	cm ²

Dati meccanici della trave

classe cls:	C35/45
res. caratt. compres. cls:	$f_{ck} =$ 350 kg/cm ²
res. progetto compres. cls:	$f_{cd} =$ 198.3 kg/cm ²
tipo acciaio:	B450C
tens. caratt. snervamento:	$f_{yk} =$ 4500 kg/cm ²
tens. progetto snervamento:	$f_{yd} =$ 3913 kg/cm ²

Sollecitazione di taglio:

	$V_{ed} =$	12500	kg
coeff. influenza compressione:	$\alpha_c =$	1.00	

Resistenza elemento senza armatura a taglio:

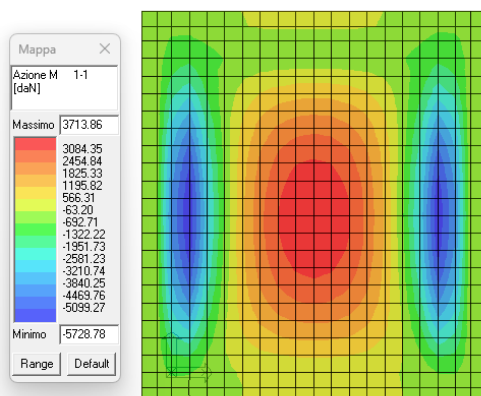
rapp. geom. armatura longitudinale:	$\rho_l =$	0.004
coefficiente k:	k =	1.861
coefficiente v_{min} :	$v_{min} =$	0.526
Resistenza di calcolo: $V_{Rdc} = \max [$		
	14187	14190
		] kg = 14189.5 kg

Pertanto le pareti non necessitano armatura a taglio.

9.1.5 Verifica platea Manufatto

La platea di fondazione del manufatto ha spessore di 40 cm, è armata, sia superiormente che inferiormente, con una maglia di base di $1\phi 20/20''$ per entrambi i lati.

Si riporta l'estratto delle sollecitazioni flettenti



Da cui risulta una sollecitazione flessionale di $M_{Ed} = 60 \text{ kN m/m}$

Titolo: Platea Manufatto spessore 40 cm

N° strati barre: 2 **Zoom:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15.71	4
			2	15.71	36

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N° **Ed** **kN**
M **Ed** **kNm**
M **Ed** **kNm**

P.to applicazione N: ☒ Centro ☐ Baicentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C35/45

E_{su} **E_{c2}**
f_{yd} **E_{cu}**
E_s **f_{cd}**
E_s/E_c **f_{cc}/f_{cd}**
E_{syd} **C_{c,adm}**
σ_{s,adm} **τ_{co}**
τ_{c1}

M **xRd** **kN m**
σ_c **N/mm²**
σ_s **N/mm²**
ε_s **‰**
ε_t **‰**
d **cm**
x **z/d**
δ

Metodo di calcolo: ☒ S.L.U. ☐ S.L.U.
☒ Metodo n

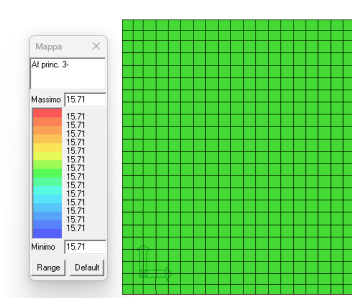
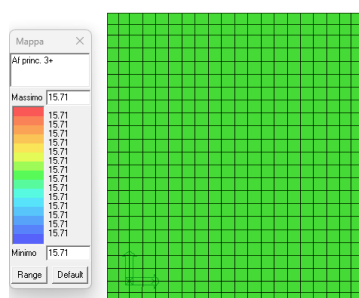
Tipo Sezione: ☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

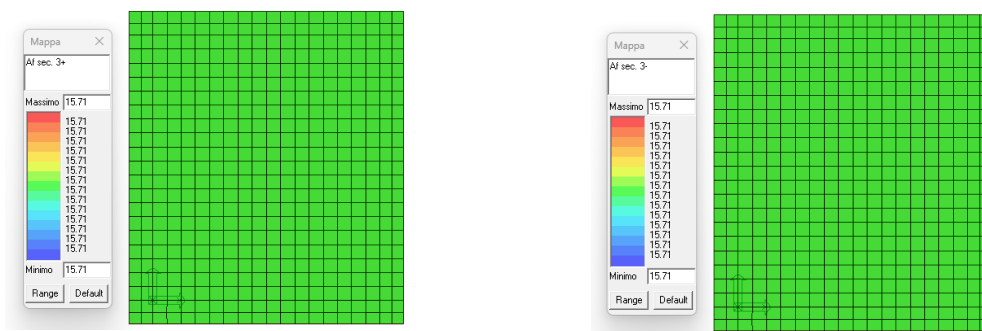
N° rett. **Calcola MRd** **Domino M-N**
L₀ **Col. modello**

☐ Precompresso

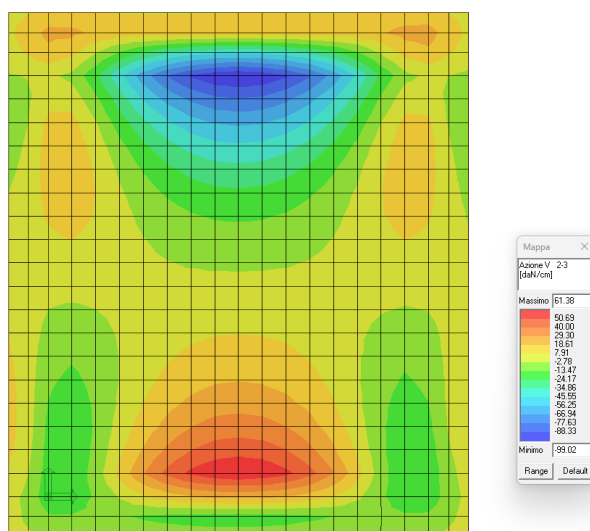
Il momento resistente è $M_{Rd} = 211 \text{ kN m/m}$, la verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento di 0.30.

Si riporta l'area delle armature disposte nella soletta:





Si riporta l'estratto delle sollecitazioni dovute al taglio



Il taglio resistente, secondo le NTC 2018, per elementi privi di armatura trasversale risulta pari a $V_{rdc} = 164 \text{ kN / m}$, in termini di tensioni $\tau_{Rdc} = 6.77 \text{ kg/cm}^2$.

Lo sforzo di taglio risulta essere di 100 kN / m .

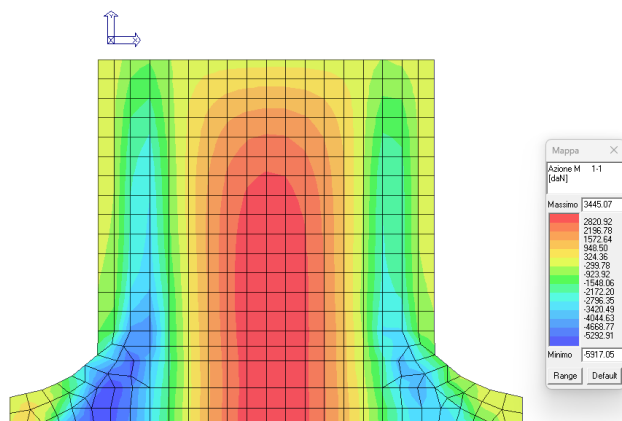
Pertanto la platea non necessita di armatura a taglio.

La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza pari a 0.60.

9.1.6 Verifica platea Scatolare

La platea di fondazione dello scatolare ha spessore di 30 cm, è armata, sia superiormente che inferiormente, con una maglia di base di $1\phi 20/20''$ per entrambi i lati. Dove necessario è stata aggiunto $1\phi 20/20''$ o $1\phi 20/40''$ integrativo.

Si riporta l'estratto delle sollecitazioni flettenti



Da cui risulta una sollecitazione flessionale di $M_{Ed} = 60 \text{ kN m/m}$

Titolo: Platea Scatolare spessore 30 cm

N° strati barre: 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15,71	4
			2	15,71	26

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 **kN**
M_{Ed} 0 **kNm**
M_{yEd} 0 **kNm**

P.to applicazione N: Centro **Baricentro cls**
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C35/45

E_{su} 67,5 **E_{c2}** 2
f_{yd} 391,3 **E_{cu}** 3,5
E_s 200.000 **f_{cd}** 19,83
E_s/E_c 15 **f_{cc}/f_{cd}** 0,8
E_{syd} 1,957 **C_{co,adm}** 13,5
C_{s,adm} 255 **T_{co}** 0,8
T_{c1} 2,257

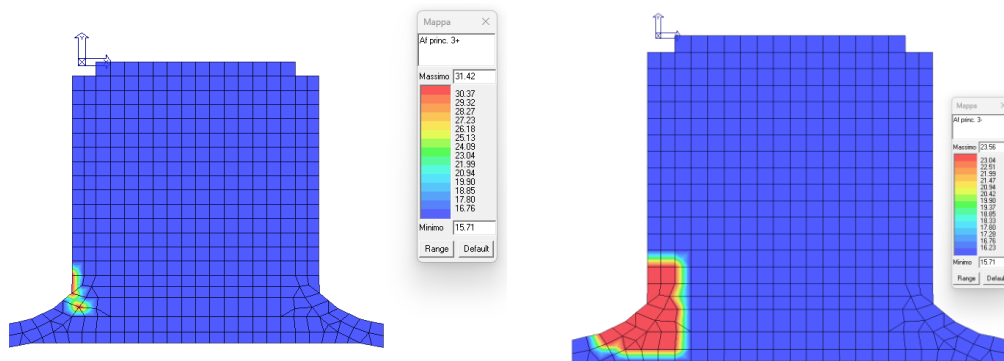
M_{Rd} 150,2 **kN m**
σ_c -19,83 **N/mm²**
σ_s 391,3 **N/mm²**
ε_c 3,5
ε_s 19,62
d 26 **cm**
x 3,936 **x/d** 0,1514
δ 0,7

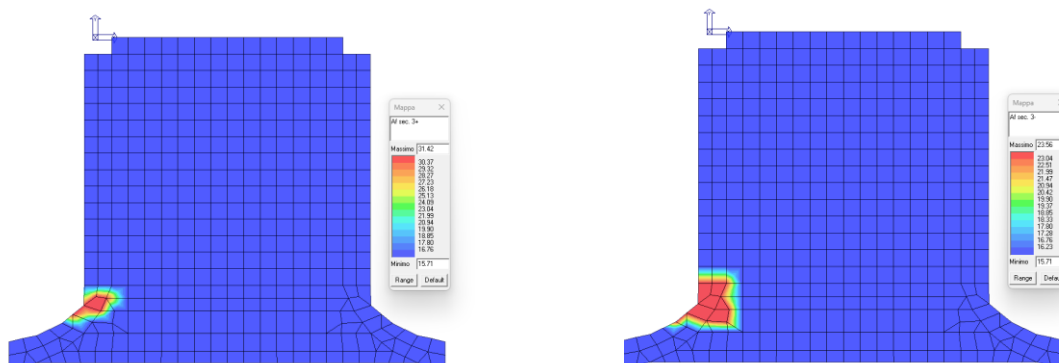
Metodo di calcolo: S.L.U. + **Metodo n**
Tipo flessione: Retta **Deviata**

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L_o 0 **cm** **Col. modello**
M-curvatura
☐ **Precompresso**

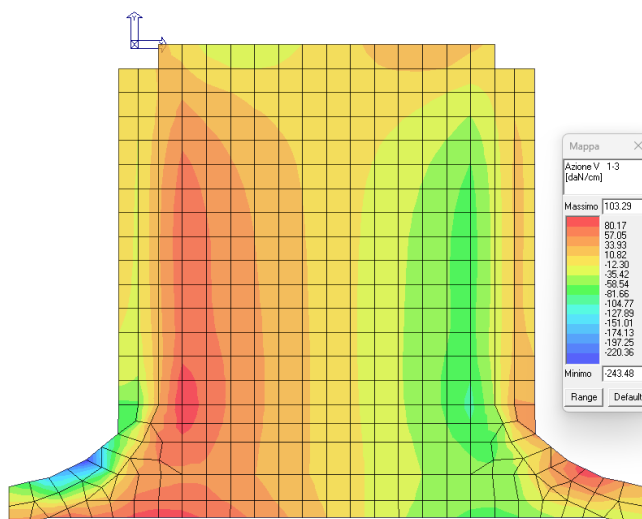
Il momento resistente è $M_{Rd} = 150 \text{ kN m/m}$, la verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento di 0.40.

Si riporta l'area delle armature disposte nella soletta:





Si riporta l'estratto delle sollecitazioni dovute al taglio



Il taglio resistente, secondo le NTC 2018, per elementi privi di armatura trasversale risulta pari a $V_{rdc} = 164 \text{ kN / m}$, in termini di tensioni $\tau_{Rdc} = 6.77 \text{ kg/cm}^2$.

Lo sforzo di taglio risulta essere di 243 kN / m .

Pertanto, nelle zone della platea che si necessita ulteriore armatura a taglio, si dispongono ganci a taglio $1\phi 10/20 \times 20''$.

Platea Scatolare

VERIFICA A TAGLIO - Stato Limite Ultimo

(NTC2018 - 4.1.2.3.5 Res. a sollecitazioni taglianti)

Dati geometrici della trave
base: $b_w =$ **100.0** cm
altezza: $h =$ **30.0** cm
copriferro: $c =$ **3.0** cm
altezza utile: $d =$ **27.0** cm
inclinaz. staffe: $\alpha =$ **90°**
armat. longitudinale: $A_{sl} =$ **15.7** cm²

Dati meccanici della trave
classe cls: **C35/45**
res. caratt. compres. cls: $f_{ck} =$ **350** kg/cm²
res. progetto compres. cls: $f_{cd} =$ **198.3** kg/cm²
tipo acciaio: **B450C**
tens. caratt. snervamento: $f_{yk} =$ **4500** kg/cm²
tens. progetto snervamento: $f_{yd} =$ **3913** kg/cm²

Sollecitazione di taglio:
coeff. influenza compressione:

$V_{Ed} =$ **24300** kg
 $\alpha_c =$ **1.00**

Resistenza elemento senza armatura a taglio:
rapp. geom. armatura longitudinale: $\rho_l =$ **0.006**
coefficiente k: $k =$ **1.861**
coefficiente V_{min} : $V_{min} =$ **0.526**
Resistenza di calcolo: $V_{Rdc} = \max [$ **16462 ; **14190** $] \text{ kg} =$ **16462.2 kg****

Necessita di armatura a taglio

Resistenza elemento con armatura a taglio:
Staffatura adottata: **St. ø 10 (5 br)** / **20.0"** = **19.63 cm²/ml**
Inclinazione puntoni di cls: $\theta =$ **21.80** --> **cotg $\theta =$ 2.50**

Max taglio ammissibile dalla sezione: $V_{Rmax} =$ **120487.5** kg
Resistenza a "taglio trazione": $V_{Rsd} =$ **46675.7** kg
Resistenza a "taglio compressione": $V_{Rcd} =$ **83094.8** kg

Resistenza sezione armata a taglio $V_{Rd} =$ **46675.7 kg**

OK!

tipo rottura: **CRISI STAFFE**

La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza pari a 0.52.

Si riporta la disposizione delle armature a taglio.

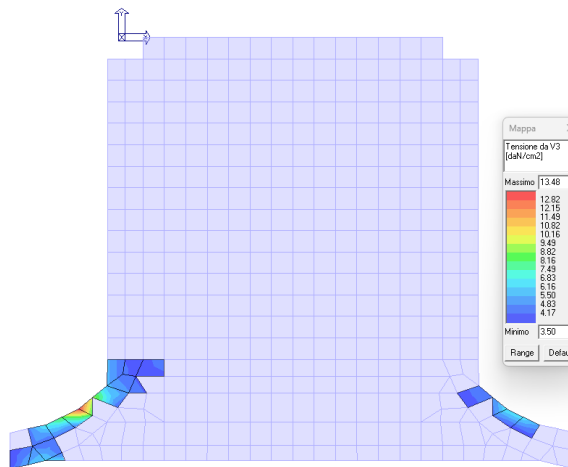


Figura 21 - Mappatura tensioni $> \tau_{Rdc}$

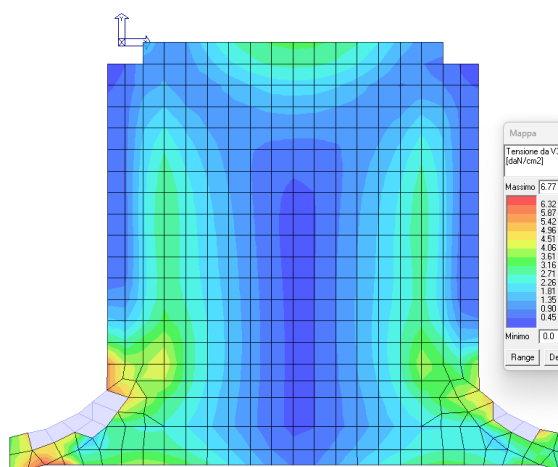


Figura 22 - Mappatura tensioni $< \tau_{Rdc}$

10 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche sono svolte sulla base dei parametri definiti dalla relazione geologica e geotecnica.

Lo strato su cui poggiano le platee è lo “strato 2” di cui si riportano i parametri meccanici.

▪ Strato denominato “Strato 2 – argille medie” terreno di appoggio

Spessore dello strato circa 9,00 metri

$\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno saturo)

$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno secco)

$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume dell’acqua di falda)

Φ (angolo di attrito interno) = 0

$c' = c_u = 45 \text{ kPa}$

k Winkler = 1 daN/cm³

Categoria di sottosuolo tipo C (per la definizione dell’azione sismica di progetto)

Il rinterro deve iniziare dopo almeno 15 giorno dal getto delle pareti. Materiali congelati o organici non sono adatti per il rinterro.

La falda è stata considerata alla profondità di 1,00 m dal piano campagna.

Si riportano le verifiche per la capacità portante per gli SLU e gli SLV per la condizione più sfavorevole, ovvero essendo terreno coesivo, la verifica verrà svolta a breve termine in termini di tensioni totali.

10.1 Verifica capacità portante agli SLU – platea manufatto

La platea del manufatto presenta le seguenti sollecitazioni:

- Sforzo Normale $N_{Ed} = 2000 \text{ kN}$
- Sforzo di taglio dir B, $T_B = 120 \text{ kN}$
- Sforzo di taglio dir L, $T_L = 740 \text{ kN}$
- Momento dir B, $M_B = 15 \text{ kN}$
- Momento dir L, $M_L = 17 \text{ kN}$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_0 \cdot g_0 + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

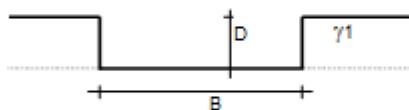
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MIN$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

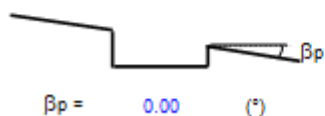
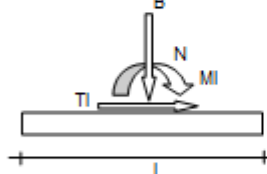
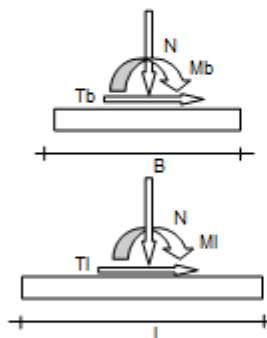
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo		azioni		coefficienti parziali		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	proprietà del terreno			
				c_u	q_{lim}	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	1.10	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazioni nastriformi $L = 100$ m)

B = 7.00 (m)
L = 6.20 (m)
D = 4.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	2000.00	0.01	2000.01
Mb [kNm]	15.00	0.01	15.01
MI [kNm]	17.00	0.01	17.01
Tb [kN]	120.00	0.01	120.01
TI [kN]	817.00	0.01	817.01
H [kN]	825.77	0.01	825.78

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

Valore di progetto

$$c_u = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_u = 0.01 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.01 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 6.98 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 6.18 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 76.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$Nc = 2 + \pi$$

$$Nc = 5.14$$

sc : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.18$$

ic : fattore di inclinazione del carico

$$m_u = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.53$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.47$$

$$\theta = \arctg(Tb/TI) = 8.36 \quad (^{\circ})$$

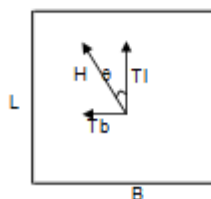
$$m = 1.47$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e

m=(m_usin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u Nc))$$

$$i_c = 0.88$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.26$$

b_c : 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_c : 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

$$q_{lim} = 377.03 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 46.31 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 163.93 \geq q = 46.31 \quad (\text{kN/m}^2)$$

La verifica a carico limite agli SLU risulta verificata con un fattore di sicurezza $FS = 3.5$.

10.2 Verifica capacità portante agli SLV – platea manufatto

La platea del manufatto presenta le seguenti sollecitazioni:

- Sforzo Normale $N_{Ed} = 1150 \text{ kN}$
- Sforzo di taglio dir B, $T_B = 270 \text{ kN}$
- Sforzo di taglio dir L, $T_L = 740 \text{ kN}$
- Momento dir B, $M_B = 7.5 \text{ kN}$
- Momento dir L, $M_L = 27 \text{ kN}$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_0 \cdot g_0 + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

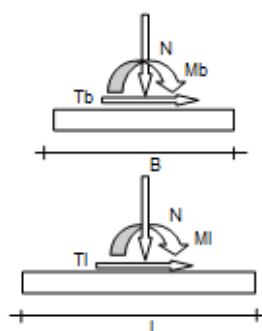
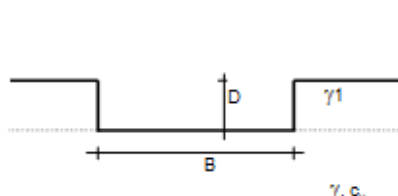
e_y = Ecentricità in direzione B ($e_y = M_b/N$)

e_x = Ecentricità in direzione L ($e_x = M/N$) (per fondazione nastriforme $e_x = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_y$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_x$)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali			
			azioni		proprietà del terreno	resistenze
			permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim} scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.40	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.40	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili			1.00	1.00	1.00	3.00
Definiti dal Progettista			1.00	1.00	1.00	1.80



(Per fondazioni nastriformi $L = 100$ m)

$B = 7.00$ (m)
 $L = 6.20$ (m)
 $D = 3.10$ (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1150.00	0.00	1150.00
Mb [kNm]	7.50	0.00	7.50
MI [kNm]	27.00	0.00	27.00
Tb [kN]	270.00	0.00	270.00
TI [kN]	740.00	0.00	740.00
H [kN]	787.72	0.00	787.72

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_u = 0.01 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.02 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 6.99 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 6.15 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 58.90 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$Nc = 2 + \pi$$

$$Nc = 5.14$$

sc : fattori di forma

$$s_u = 1 + 0.2 B^* / L^*$$

$$s_u = 1.18$$

ic : fattore di inclinazione del carico

$$m_0 = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.53$$

$$m_1 = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.47$$

$$\theta = \arctg(Tb/TI) = 20.05 \quad (^{\circ})$$

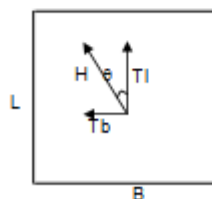
$$m = 1.48$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e

m=(m₀sin²θ+m₁cos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u Nc))$$

$$i_c = 0.88$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$
 per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.20$$

b_c : 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_c : 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

$$q_{lim} = 347.55 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 26.75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 193.08 \geq q = 26.75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

La verifica a carico limite agli SLV risulta verificata con un fattore di sicurezza $FS = 7.21$.

10.3 Verifica capacità portante agli SLU – platea scatolare

La platea dello scatolare presenta le seguenti sollecitazioni:

- Sforzo Normale $N_{Ed} = 1080 \text{ kN}$
- Sforzo di taglio dir B, $T_B = 240 \text{ kN}$
- Sforzo di taglio dir L, $T_L = 810 \text{ kN}$
- Momento dir B, $M_B = 9.7 \text{ kN}$
- Momento dir L, $M_L = 11 \text{ kN}$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b \cdot e_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

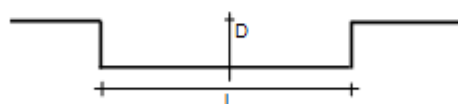
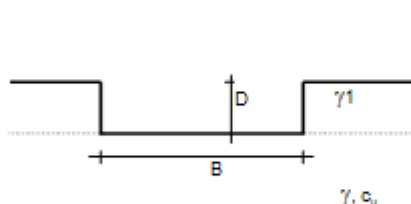
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MIN$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

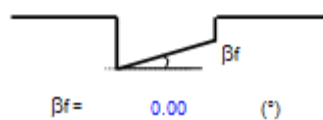
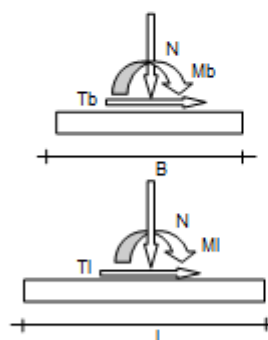
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali				
		azioni		proprietà del terreno	resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	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	1.10	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L = 100$ m)

B = 5.10 (m)
L = 4.50 (m)
D = 3.10 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1080.00	0.01	1080.01
Mb [kNm]	9.70	0.01	9.71
MI [kNm]	11.00	0.01	11.01
Tb [kN]	240.00	0.01	240.01
TI [kN]	810.00	0.01	810.01
H [kN]	844.81	0.01	844.82

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

Valore di progetto

$$c_u = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.01 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.01 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.08 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 4.48 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 58.90 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.18$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.53$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.47$$

$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 16.50 \quad (^{\circ})$$

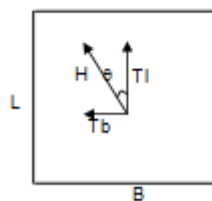
$$m = 1.47$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e

$m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.76$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.28$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 324.16 \quad (kN/m^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 47.44 \quad (kN/m^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 140.94 \geq q = 47.44 \quad (kN/m^2)$$

La verifica a carico limite agli SLU risulta verificata con un fattore di sicurezza $FS = 2.99$.

10.4 Verifica capacità portante agli SLV – platea scatolare

La platea dello scatolare presenta le seguenti sollecitazioni:

- Sforzo Normale $N_{Ed} = 620 \text{ kN}$
- Sforzo di taglio dir B, $T_B = 266 \text{ kN}$
- Sforzo di taglio dir L, $T_L = 835 \text{ kN}$
- Momento dir B, $M_B = 1 \text{ kN}$
- Momento dir L, $M_L = 18 \text{ kN}$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

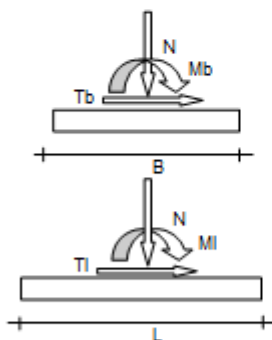
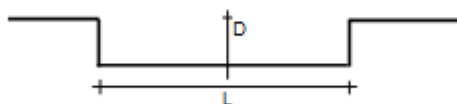
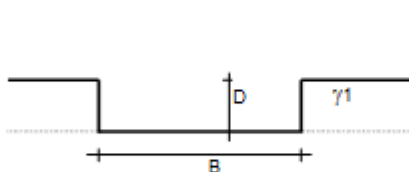
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MIN$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali				
		azioni		proprietà del terreno	resistenze	
		permanent	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	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	1.00	1.80	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L = 100$ m)

B = 5.10 (m)
L = 4.50 (m)
D = 3.10 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	620.00	0.00	620.00
Mb [kNm]	1.00	0.00	1.00
Ml [kNm]	18.00	0.00	18.00
Tb [kN]	266.00	0.00	266.00
Tl [kN]	835.00	0.00	835.00
H [kN]	876.35	0.00	876.35

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_s = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_u = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.03 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 5.10 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 4.44 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 58.90 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$Nc = 2 + \pi$$

$$Nc = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.17$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.53$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.47$$

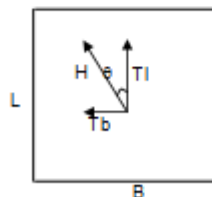
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 17.87 \quad (^{\circ})$$

$$m = 1.47$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
 $m = (m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u Nc))$$

$$i_c = 0.75$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.28$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p =$$

$$0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p =$$

$$0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 320.75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 27.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 178.19 \geq q = 27.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

La verifica a carico limite agli SLU risulta verificata con un fattore di sicurezza $FS = 6.36$.

10.5 Verifica SLE – Cedimenti Manufatto

La valutazione dei cedimenti è stata condotta con la teoria di H.G. Poulos, E.H. Davis 1974. Si riporta un estratto della relazione geotecnica, nella quale si inquadrano i terreni di riferimento per il calcolo dei cedimenti e i relativi parametri meccanici.

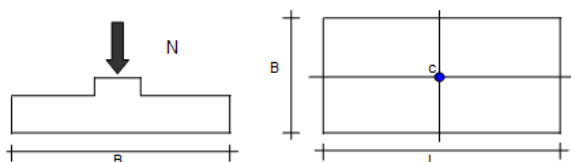
Il cedimento è stato valutato considerando uno sforzo assiale $N_{SLE} = 1125$ kN.

CPTU2

Prof.da m a m.	Descrizione	Qc Media (Mpa)	γ (t/mc)	γ^* (t/mc)	ϕ_m	ϕ_k	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed (Kg/cmq)	Ey (Kg/cmq)	Ni
0.0-2.50	coesivo	1.1	1.91	1.96	25	23	55	52	64	45	0.40
2.50-4.70	granulare	3.5	1.78	1.85	29	27	/	/	99	80	0.35
4.70-13.60	coesivo	0.9	1.89	1.95	23	21	45	42	55.5	40	0.40
13.60-14.30	granulare	5.8	1.84	1.92	31	29	/	/	130	85	0.35
14.30-19.70	coesivo	1.5	1.95	2.00	26	24	75	70	75	45	0.40
19.70-22.40	granulare	10.7	1.92	2.00	35	33	/	/	183	180	0.30
22.4-24.90	granulare	21.1	2.00	2.08	36	34	/	/	290	196	0.30

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum ((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z/E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 6.60 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 5.80 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 1125 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 29.39 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(B*L)$))
ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Materiale granulare	1.00	0.0	1.0	0.2	10000	0.35	0.19
2	Argille mediamente consistenti	6.60	1.0	7.6	0.2	5560	0.40	1.54
-		0.00	0.0	0.0	0.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	0.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	0.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	0.1	0	0.00	-

$$\delta_{tot} = 1.73 \text{ (cm)}$$

Il cedimento massimo stimato è $\delta_{max} = 1.73$ cm.

10.6 Verifica SLE – Cedimento Scatolare

La valutazione dei cedimenti è stata condotta con la teoria di H.G. Poulos, E.H. Davis 1974. Si riporta un estratto della relazione geotecnica, nella quale si inquadrano i terreni di riferimento per il calcolo dei cedimenti e i relativi parametri meccanici.

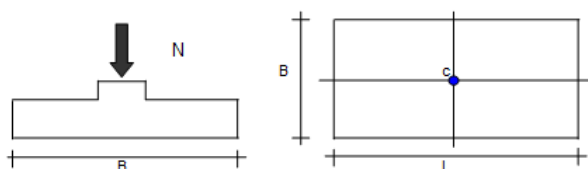
Il cedimento è stato valutato considerando uno sforzo assiale $N_{SLE} = 700$ kN.

CPTU2

Prof.da m a m.	Descrizione	Qc Media (Mpa)	γ (t/mc)	γ^* (t/mc)	ϕ m	ϕ k	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ni
0,0-2,50	coesivo	1,1	1,91	1,96	25	23	55	52	64	45	0,40
2,50-4,70	granulare	3,5	1,78	1,85	29	27	/	/	99	80	0,35
4,70-13,60	coesivo	0,9	1,89	1,95	23	21	45	42	55,5	40	0,40
13,60-14,30	granulare	5,8	1,84	1,92	31	29	/	/	130	85	0,35
14,30-19,70	coesivo	1,5	1,95	2,00	26	24	75	70	75	45	0,40
19,70-22,40	granulare	10,7	1,92	2,00	35	33	/	/	183	180	0,30
22,4-24,90	granulare	21,1	2,00	2,08	36	34	/	/	290	196	0,30

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis : 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) \cdot \tan^{-1} \left(\frac{(L/2)(B/2)}{(zR_3)} \right) + \left(\frac{(L/2)(B/2)z}{R_3} \right) \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) \cdot \tan^{-1} \left(\frac{(L/2)(B/2)}{(zR_3)} \right) - \left(\frac{(L/2)(B/2)z}{R_3} \right) \left(\frac{1}{R_1^2} \right)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) \cdot \tan^{-1} \left(\frac{(L/2)(B/2)}{(zR_3)} \right) - \left(\frac{(L/2)(B/2)z}{R_3} \right) \left(\frac{1}{R_2^2} \right)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = (((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5})$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum ((\Delta\sigma_{zi} - \nu(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 5.90 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 5.20 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 700 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 22.82 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da	zi	a	zi+1	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Materiale granulare	1.00	0.0	1.0	0.2	10000	0.35	0.15		
2	Argille mediamente consistenti	5.80	1.0	6.8	0.2	5550	0.40	1.04		
-		0.00	0.0	0.0	0.0	0	0.00	-		
-		0.00	0.0	0.0	0.0	0	0.00	-		
-		0.00	0.0	0.0	0.0	0	0.00	-		
-		0.00	0.0	0.0	0.1	0	0.00	-		

$$\delta_{c\text{ tot}} = 1.19 \text{ (cm)}$$

Il cedimento massimo stimato è $\delta_{max} = 1.19$ cm.

Sommario

1	Premessa	3
2	Materiali	4
3	Caratteristiche dei terreni	9
4	Normativa di riferimento	10
5	Codice di calcolo utilizzato	11
5.1	Schematizzazione della struttura e dei vincoli	11
6	Analisi dei carichi	12
6.1	Peso proprio	12
6.2	Carichi Variabili	12
6.3	Falda	12
6.4	Spinta laterale del terreno	12
6.5	Incremento della spinta orizzontale dovuta ai carichi variabili	12
6.6	Frenamento	13
6.7	Azione sismica	13
6.8	Sovrappinta sismica del terreno	14
7	Verifiche strutturali	15
7.1	Verifica Traverso	15
7.2	Verifica Platea di fondazione	16
7.3	Verifica Piedritti	18
7.4	Sintesi delle verifiche	19
7.5	Diagrammi involuppi	20
8	Analisi dei cedimenti	21
9	Verifiche geotecniche	21
10	Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo	23
10.1	Tipo di analisi svolta	23
10.2	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	23
10.3	Affidabilità dei codici di calcolo	23
10.4	Modalità di presentazione dei risultati	24
10.5	Informazioni generali sull'elaborazione	24

10.6	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	24
11	Tabulati di calcolo	24

Figura 1 - Planimetria di progetto con individuazione dei singoli interventi.....	3
Figura 2 - Sezione longitudinale alle tubazioni di mandata del nuovo impianto idrovoro Scorsuro.....	3
Figura 3 – Viste e sezoni scavalco arginale	4

1 PREMESSA

Il presente documento ha per oggetto la verifica dell'opera di presa del nuovo impianto idrovoro Scorsuro in prossimità dell'argine in destra idraulica del Diversivo del Po di Volano.

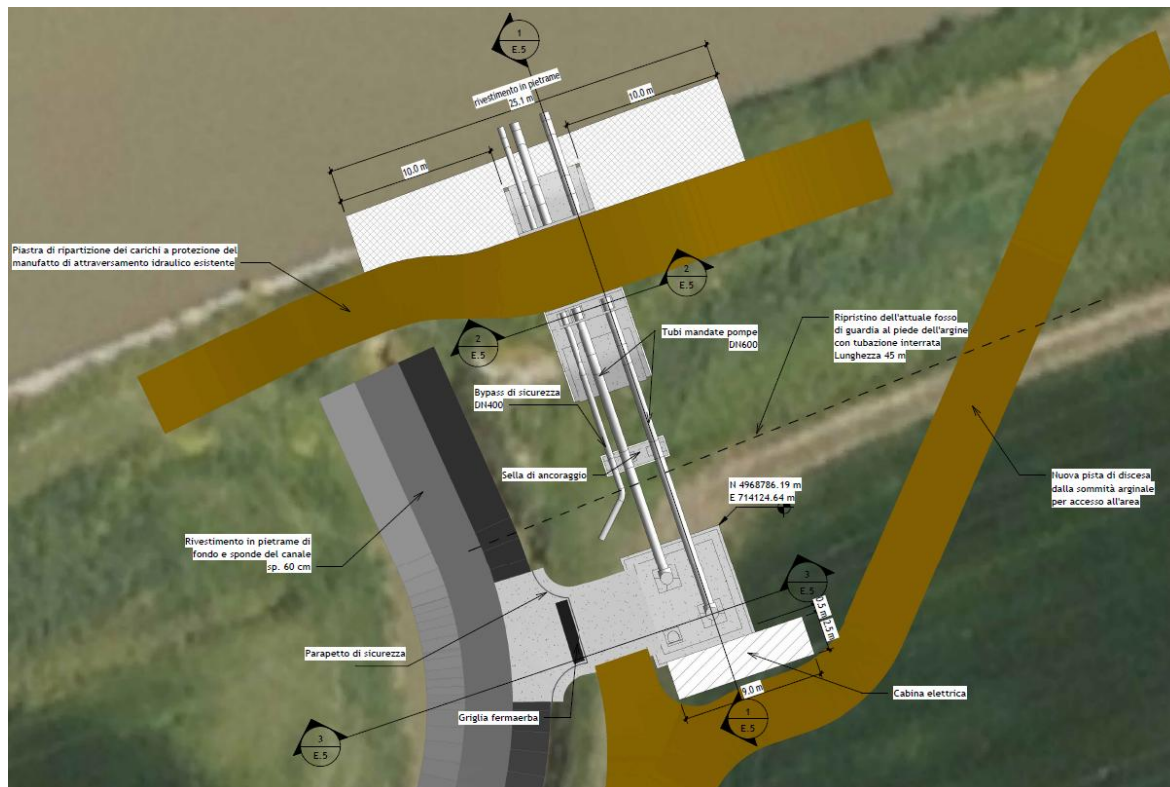


Figura 1 - Planimetria di progetto con individuazione dei singoli interventi

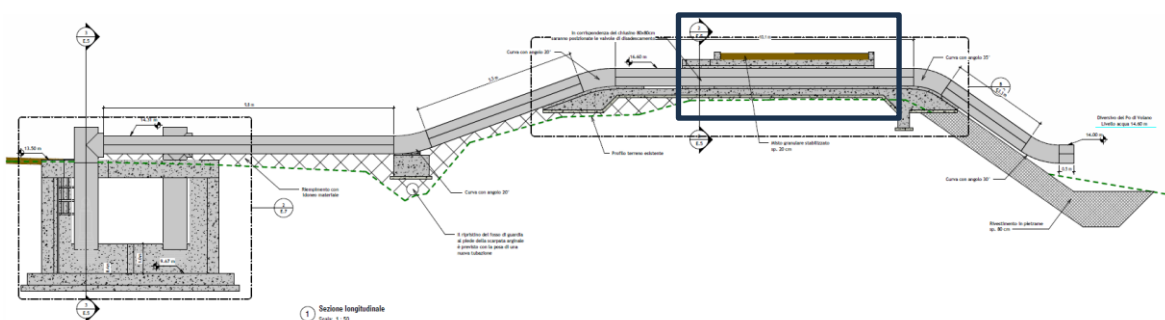


Figura 2 - Sezione longitudinale alle tubazioni di mandata del nuovo impianto idrovoro Scorsuro

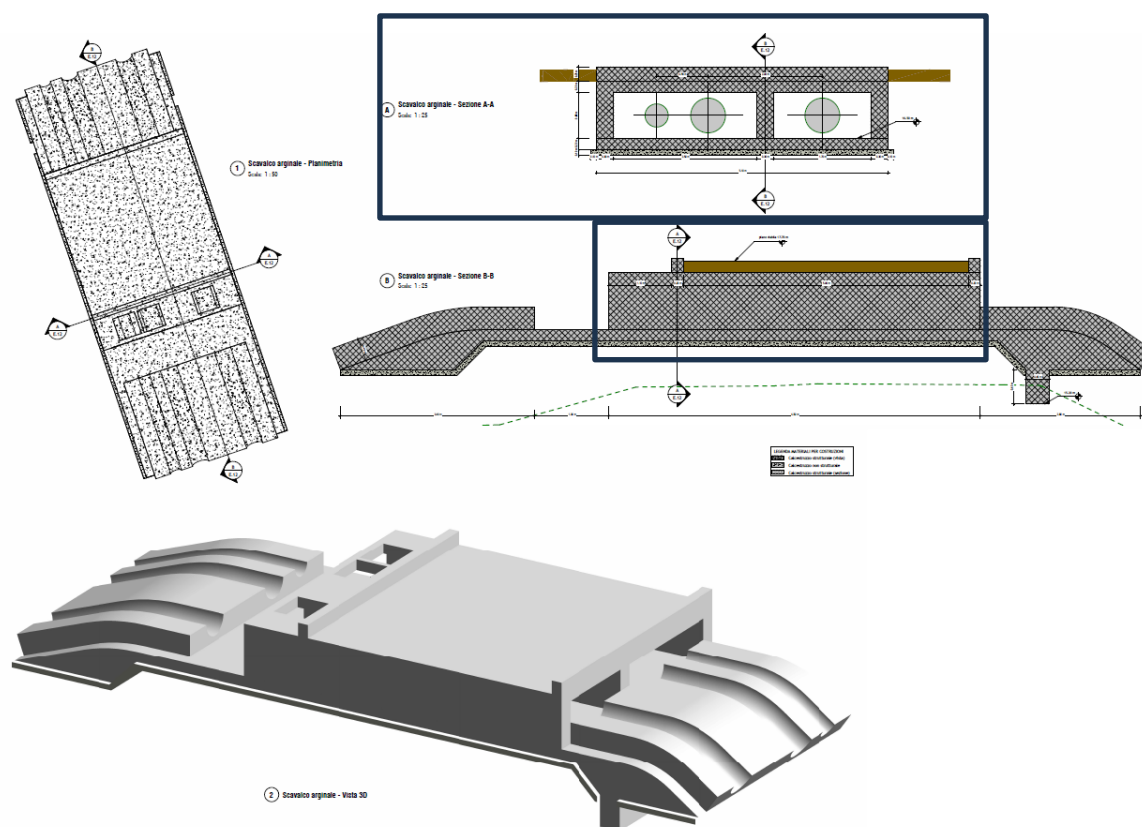


Figura 3 – Viste e sezioni scavalco arginale

L'intervento in progetto consiste nella realizzazione di una struttura, scatolare, in c.a. su fondazioni superficiali per il passaggio di veicoli a scavalcare l'impianto di adduzione, composto da 3 condotte in pressione. L'opera presenta dimensioni in pianta di 6,00 x 5,10 m con altezza pari a 1,20 m.

La fondazione si attesta alla profondità di 1,20 m dal piano campagna. L'opera si realizzerà in c.c.a. gettato in opera.

Il presente documento riporta in dettaglio la modellazione e la verifica con l'ausilio di codici di calcolo, condotte ai sensi della normativa vigente.

2 MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento :

ELEMENTI GETTATI IN OPERA

- Acciaio per armature ordinarie: B450C

Conglomerato cementizio per sottofondazioni:

- Classe di resistenza C12/15
- Classe di consistenza S4

Conglomerato cementizio per platee di fondazione:

- Classe di resistenza C35/45
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4
- Classe di esposizione XC2
- Copriferro minimo 50 mm

Conglomerato cementizio per le strutture in elevazione:

- Classe di resistenza C35/45
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4
- Classe di esposizione XC2
- Copriferro minimo 30 mm

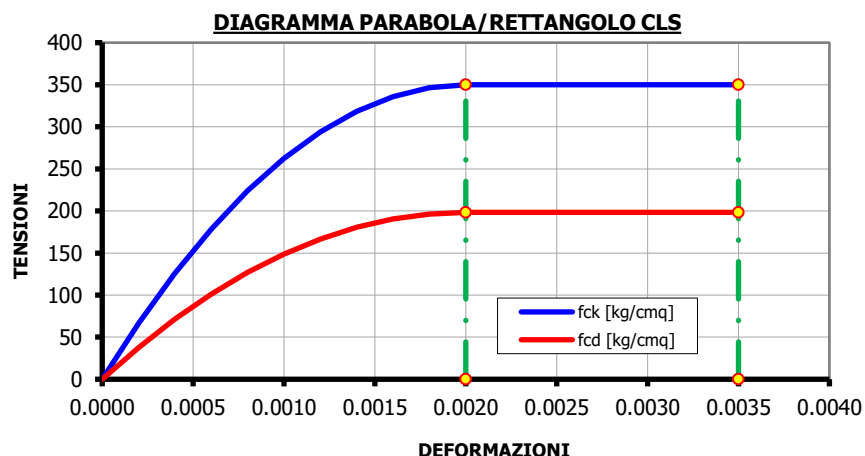
Conglomerato cementizio per solette, cordoli e baggioli:

- Classe di resistenza C35/45
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4
- Classe di esposizione XC2
- Copriferro minimo 30 mm

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali.

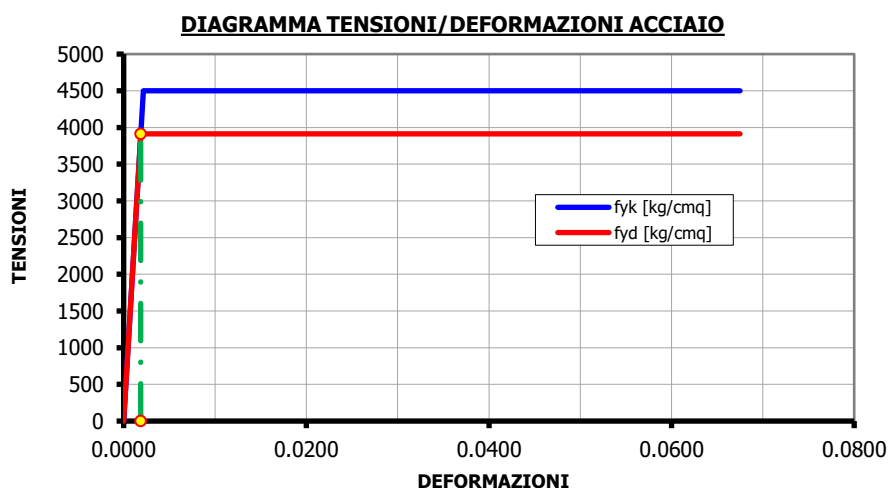
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CLS

classe del cls:	C35/45	
coeff. parziale di sicurezza:	$\gamma_c =$	1.50
res. cilindrica caratt:	$f_{ck} =$	350 kg/cm ²
res. cilindrica progetto:	$f_{cd} =$	198.33 kg/cm ²
res.cil.media compress:	$f_{cm} =$	430 kg/cm ²
res. media traz. semplice assiale:	$f_{ctm} =$	32.10 kg/cm ²
	$f_{ctk,0,05} =$	22.47 kg/cm ²
	$f_{ctk,0,95} =$	41.73 kg/cm ²
res. media traz. per flessione:	$f_{ctm} =$	38.52 kg/cm ²
modulo di elasticità:	$E_{cm} =$	340771 kg/cm ²
def. limite elastico:	$\epsilon_{c2} =$	0.0020
def. limite rottura:	$\epsilon_{cu} =$	0.0035



CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'ACCIAIO

tipo acciaio:	B450C
coeff. parziale di sicurezza:	$\gamma_s = 1.15$
modulo di elasticità:	$E_s = 2100000$ kg/cm ²
tens. caratt. rottura:	$f_{tk} = 5400$ kg/cm ²
tens. caratt. snervamento:	$f_{yk} = 4500$ kg/cm ²
tens. caratt. snervamento:	$f_{yd} = 3913$ kg/cm ²
def. limite elastico caratt.:	$\epsilon_{yk} = 0.0021$
def. limite elastico progetto:	$\epsilon_{yd} = 0.0019$
def. limite rottura:	$\epsilon_{ud} = 0.0675$



Raggi di curvatura

barre

per $\phi \leq 16$ mm $D=6\phi$

D =diametro minimo del mandrino

staffe, ripartitori, legature/spilli

per $\phi \geq 16$ mm D=11 ϕ

per $\phi \leq 12$ mm D=2 ϕ

per $\phi > 12$ mm e < 18 mm D=4 ϕ

per $\phi > 18$ mm e < 25 mm D=5 ϕ

Lunghezza di ancoraggio armature

La lunghezza di ancoraggio di base $l_{b,rqd}$ necessaria ad ancorare le forze di trazione nell'armatura è data da:

$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$ dove: $\sigma_{sd} = f_{yd} 391,3$ N/mm²

$f_{bd} = 2,31$ N/mm² (calcestruzzo C35/45)

la lunghezza di ancoraggio di progetto $l_{b,rqd}$ è data da:

$l_{bd} = a_1 \times a_2 \times a_3 \times a_4 \times a_5 \times (\phi / 4)$ $l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \max \{15\text{cm}; 40 \phi\}$

dove: $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 = 1$

Si assume di conseguenza come valore di progetto il valore minimo $l_{b,min} = \max \{15\text{cm}; 40 \phi\}$

Il copriferro è dettato dalla classe di esposizione del calcestruzzo; nel nostro caso si è indicato un ambiente ordinario non aggressivo (XC2); dai prospetti 4.3N e 4.4N per classe strutturale S4, vita utile di progetto pari a 50 anni, classe di resistenza maggiore di C35/45 (diminuzione di 1 classe), controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo (diminuzione di 1 classe), si evince che il copriferro da considerare è pari a 15 mm (c_{min}) + 5 mm (c_{dev})= 20 mm (c_{nom}) (come riportato dalle tabelle sotto riportate tratte dalle UNI EN1992-1-1 Eurocodice 2).

Per questo tipo di opere si assume un copriferro nom. min. pari a 3 cm.

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C35/45$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C45/55$ ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

prospetto 4.4N

Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

3 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Per la caratterizzazione geotecnica dei materiali interessati dall'intervento si è fatto riferimento alla "Relazione geologica e geotecnica generale" allegata al progetto.

In particolare i parametri dei terreni utilizzati per il calcolo sono in accordo con quanto illustrato nelle relazioni geologica e geotecnica, relativamente alla prova nr. 2 di cui si riporta un estratto :

CPTU2

Prof.da m a m.	Descrizione	Qc Media (Mpa)	γ (t/mc)	γ^* (t/mc)	ϕ_m	ϕ_k	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ni
0.0-2.50	coesivo	1.1	1.91	1.96	25	23	55	52	64	45	0.40
2.50-4.70	granulare	3.5	1.78	1.85	29	27	/	/	99	80	0.35
4.70-13.60	coesivo	0.9	1.89	1.95	23	21	45	42	55.5	40	0.40
13.60-14.30	granulare	5.8	1.84	1.92	31	29	/	/	130	85	0.35
14.30-19.70	coesivo	1.5	1.95	2.00	26	24	75	70	75	45	0.40
19.70-22.40	granulare	10.7	1.92	2.00	35	33	/	/	183	180	0.30
22.4-24.90	granulare	21.1	2.00	2.08	36	34	/	/	290	196	0.30

Dove:

Qc	=	Resistenza alla punta misurata con il penetrometro (kg/cm ²)
γ o γ^*	=	Peso specifico secco e saturo (t/mc)
Cum	=	Coesione non drenata media
ϕ_m	=	Angolo di attrito interno (°) medio
Ed	=	Modulo edometrico (caratteristico)
cuk	=	Coesione non drenata caratteristica
ϕ_k	=	Angolo di attrito interno (°) caratteristico
Ni	=	Coefficiente di Poisson

Sulla base di tali dati si sono assunti i seguenti parametri inseriti nel codice di calcolo :

▪ **Strato denominato "Strato 1 – Argille media consistenza "**

Spessore dello strato: circa 1,20 m (fino a piano di posa fondazioni)

$\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno saturo)

$\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno secco)

$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume dell'acqua di falda)

Φ (angolo di attrito interno) = 20° (valutato a favore di sicurezza)

$c' = c_u = 0 \text{ kPa}$ (valutato a favore di sicurezza)

▪ **Strato denominato "Strato 2 – argille medie" terreno di appoggio**

Spessore dello strato circa 2,50 metri

$\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno saturo)

$\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno secco)

$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume dell'acqua di falda)

Φ (angolo di attrito interno) = 25° (valutato a favore di sicurezza)

$c' = c_u = 0$ kPa

k Winkler = 2.5 daN/cm³ (presenza di magrone)

Categoria di sottosuolo tipo C (per la definizione dell'azione sismica di progetto)

La falda è stata considerata alla profondità di 1,20 m dal piano campagna, ovvero coincidente con il piano di posa della fondazione.

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la determinazione delle azioni e delle sollecitazioni e per la procedura di verifica del progetto strutturale si è fatto riferimento alla normativa italiana vigente con particolare riguardo a:

- DM 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";

Inoltre sono state prese in considerazione le seguenti norme:

- UNI EN 1992: 2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- UNI EN 1998: 2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- Legge nr. 1086 del 05/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

5 CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

Per il calcolo e verifica delle sollecitazioni si è utilizzato un programma:

SCAT 14.0 – Analisi Strutture Scatolari della società Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS).

Per le verifiche di resistenza si sono utilizzate le procedure del metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi (S.L.U.) secondo quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018 eseguendo anche le verifiche degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che prevedono il controllo delle aperture delle fessure.

Le specifiche di calcolo sono riportate nell'allegato "Tabulati di calcolo".

5.1 Schematizzazione della struttura e dei vincoli

Lo schema considerato è quello di un telaio chiuso simmetrico su appoggio continuo su suolo alla Winkler e soggetto alle seguenti condizioni di carico:

- carichi variabili rappresentati da un mezzo convenzionale stradale da 600 kN;
- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo delle murature e dei carichi variabili previsti;
- azione sismica di riferimento per la località.

6 ANALISI DEI CARICHI

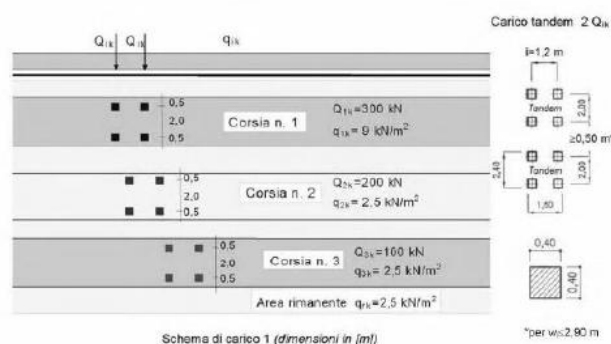
Si riportano di seguito l'analisi dei carichi relativi alla struttura in oggetto e la loro schematizzazione nel modello.

6.1 Peso proprio

Il peso proprio, il cui peso specifico definito di 25 kN/m^3 , è valutato automaticamente dal programma.

6.2 Carichi Variabili

Per il carico variabile sulla soletta superiore del manufatto viene considerato lo schema di carico stradale 1.



Nel caso in esame il contributo più gravoso è rappresentato dai due assi del mezzo convenzionale (carico di 600 kN, impronta di 2.6 m x 1.8 m, asse stradale perpendicolare allo scatolare) che genera un carico distribuito (con diffusione carico a 45°) riferito alla quota media della soletta pari a:

$$Q_{v, tr, i} = 600 / (2.6 \times 1.8) = 130.00 \text{ kN/m}^2$$

Carico distribuito su $l = 1.8 \text{ m}$. si considera anche il carico distribuito di $9,00 \text{ kN/m}^2$.

6.3 Falda

Dalla relazione geologica-geotecnica, risulta la presenza della falda ad una profondità di 1.2 dal piano campagna.

6.4 Spinta laterale del terreno

La spinta orizzontale del terreno viene applicata automaticamente dal software di calcolo, in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno di ricoprimento.

6.5 Incremento della spinta orizzontale dovuta ai carichi variabili

Il sovraccarico variabile agente sul terreno ai lati della struttura viene considerato pari allo schema di carico 1. Il carico variabile è pari a 130 kN/m^2 . La spinta viene calcolata automaticamente dal software di calcolo.

6.6 Frenamento

Come riportato nella norma europea UNI EN 14844 si può considerare che ogni carico orizzontale dovuto al traffico di superficie può senza pericolo essere assorbito dalla massicciata stradale o altre superfici, senza che abbia effetto sugli elementi scatolari.

6.7 Azione sismica

Si considera la presenza di un sisma in accordo a quanto riportato dal D.M. 17.01.2017 e s.m.i.;

tuttavia tale condizione risulta tra le meno impegnative se raffrontata all'applicazione degli SLU e degli SLE.

Sismicamente lo scatolare viene schematizzato come descritto al paragrafo 7.9.5.6.2 del D.M. 17.01.2018 dove si specifica: "Nel caso in cui la spalla sostenga un terreno rigido naturale per più dell'80% della sua altezza, si può considerare che esso si muova con il suolo. In questo caso si assume un fattore di struttura $q=1$ e le forze di inerzia di progetto sono determinate considerando una accelerazione pari ad $a_g \times S$."

Si ammette quindi che lo scatolare si muova insieme al terreno e non si applicano i particolari costruttivi inerenti la duttilità del capitolo 7 della normativa vigente.

Le forze di inerzia di progetto o forze pseudo statiche vengono determinate moltiplicando le masse per l'accelerazione pari a $a_g \times S$, in cui a_g è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito.

Le masse che generano tali forze di inerzia sono: peso proprio del traverso superiore, peso proprio dei piedritti, peso del terreno di ricoprimento, peso dei carichi permanenti gravanti sul traverso, considerando nullo il valore delle masse corrispondenti ai carichi da traffico stradale (modeste dimensioni del manufatto).

Oltre a questa forza bisogna considerare la spinta sismica dovuta al rinfiacco agente sui piedritti.

Inoltre la spinta sismica verticale non è stata presa in considerazione in quanto non significativa per opere interrate con queste dimensioni.

Si riportano i valori adottati per gli SLU e SLE:

Dettagli Parametri Sismici	
Tipo di Opera	Opera ordinaria
Classe d'Uso	III - Affollamenti significativi e industrie non pericolose
Vita Nominale	50 anni
Vita di Riferimento	75 anni
Comune	Ferrara
Provincia	Ferrara
Regione	Emilia Romagna
Latitudine	44,837894
Longitudine	11,620440

Opzioni sisma		
D.M. 1996		
Coefficiente di intensità sismica %	7,00	
N.T.C. 2008 / 2018		
	SLU	SLE
Accelerazione al suolo a_g [m/s ²]	1,525	0,551
Accelerazione al suolo a_g [% di g]	0,155	0,056
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2,572	2,487
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*	0,277	0,282
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s	Tipo C 1,460	1,500
Coefficiente di riduzione (β_m)	C 0,380	0,470
Coef. amplificazione topografica S_T	T1 1,000	
$K_h = a_g/g \cdot S_s \cdot S_T \cdot \beta_m$		
Coeff. di intensità sismica orizzontale K_h [%]	8,626	3,959
Intensità sismica Verticale/Orizzontale	0,50	
Forma diagramma incremento sismico	☐ Triangolare ☒ Rettangolare	
Calcolo incremento sismico	☒ Mononobe-Okabe ☐ Wood	

6.8 Sovrappinta sismica del terreno

La sovrappinta del terreno dovuta al sisma è stata valutata in accordo al punto 7.11.6.2.1 utilizzando i seguenti coefficienti:

- Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito $\beta_m = 1$;
- Coefficiente sismico orizzontale $k_h = \beta_m \times a_{max} / g$;
- Coefficiente sismico verticale $k_v = \pm 0.5 k_h$;

La sovrappinta è stata valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, con coefficiente di spinta a riposo.

$$\Delta P_{AE} = \gamma \cdot H^2 \cdot (a_{max} / g) \cdot (1 \pm k_v)$$

Applicata a $H/2$.

7 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riporta un estratto delle verifiche strutturali più significative, le verifiche sono state condotte in accordo alle NTC 2018.

7.1 Verifica Traverso

Il traverso ha spessore 20 cm e viene disposta un'armatura longitudinale corrispondente a 1 ϕ 16/20'' con aggiunta di spezzoni 1 ϕ 16/40'' superiormente e 1 ϕ 16/20'' inferiormente.

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]	V _{min} [kg]	V _{max} [kg]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]
0,15	-7009	-22	416	11947	-201	8273
1,35	117	5127	-261	3671	-201	8273
2,54	-2230	-138	-11504	-548	-201	8273
3,88	-232	3413	181	2162	-125	7030
5,05	-4438	17	-10683	-143	-125	7030

Verifica a flessione – sezione di campata

Il momento flettente massimo nella sezione di campata risulta pari a M_{Ed} = 51.27 kN m.

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	12,06	3,8
			2	10,05	16,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baicentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{Rd} 61,59 kN m

Materiali B450C C35/45

E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
E_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 13,5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8
τ_{c1} 2,257

Metodo di calcolo S.L.U. + S.L.U. Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Il momento resistente risulta M_{Rd} = 61.59 kN m. La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento pari a 0.83.

Verifica a flessione – sezione di incastro

Il momento flettente massimo nella sezione di incastro risulta pari a M_{Ed} = 70.09 kN m.

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	12,06	3,8
			2	10,05	16,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baicentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{Rd} -71,57 kN m

Materiali B450C C35/45

E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
E_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 13,5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8
τ_{c1} 2,257

Metodo di calcolo S.L.U. + S.L.U. Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Il momento resistente risulta $M_{Rd} = 71.57$ kN m. La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento pari a 0.97.

Verifica a taglio

Il taglio massimo risulta pari a $V_{Ed} = 119.47$ kN.

Soletta traverso

VERIFICA A TAGLIO - Stato Limite Ultimo

(NTC2018 - 4.1.2.3.5 Res. a sollecitazioni taglianti)

Dati geometrici della trave

base: $b_w = 100.0$ cm
altezza: $h = 20.0$ cm
copriferro: $c = 3.0$ cm
altezza utile: $d = 17.0$ cm
inclinaz. staffe: $\alpha = 90^\circ$
armat. longitudinale: $A_{s1} = 13.4$ cm²

Dati meccanici della trave

classe cls: **C35/45**
res. caratt. compres. cls: $f_{ck} = 350$ kg/cm²
res. progetto compres. cls: $f_{cd} = 198.3$ kg/cm²
tipo acciaio: **B450C**
tens. caratt. snervamento: $f_{yk} = 4500$ kg/cm²
tens. progetto snervamento: $f_{yd} = 3913$ kg/cm²

Sollecitazione di taglio:

$V_{Ed} = 119.47$ kg

coeff. influenza compressione:

$\alpha_c = 1.00$

Resistenza elemento senza armatura a taglio:

rapp. geom. armatura longitudinale: $\rho_l = 0.008$

coefficiente k: $k = 2.000$

coefficiente v_{min} : $v_{min} = 0.586$

Resistenza di calcolo: $V_{Rdc} = \max [12332 ; 9956]$ kg = **12331.6** kg

Il taglio resistente in assenza di armature a taglio risulta pari a $V_{Rd} = 123.31$ kN. La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento pari a 0.97.

7.2 Verifica Platea di fondazione

La platea ha spessore 20 cm e si dispone una maglia 1+1 ϕ 14/20" superiormente e 1+1 ϕ 14/20" inferiormente.

Involuppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M_{min} [kgm]	M_{max} [kgm]	V_{min} [kg]	V_{max} [kg]	N_{min} [kg]	N_{max} [kg]
0,15	-4755	-581	-12415	-1159	843	7020
1,35	272	2799	-872	-114	855	7020
2,60	-1504	-106	873	7738	855	7020
3,83	129	1864	-1526	-67	809	6189
5,05	-3428	-327	864	11121	786	6189

Verifica a flessione – sezione di campata

Il momento flettente massimo nella sezione di campata risulta pari a $M_{Ed} = 28.00$ kN m.

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	7.70	5.8
			2	7.70	14.2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{Ed} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C35/45

E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 % $C_{c,adm}$ 13.5
 $C_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{Rd} 50.77 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_s 3.5 %
 ϵ_s 9.812 %
d 14.2 cm
x 3.734 x/d 0.2629
 δ 0.7687

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Il momento resistente risulta $M_{Rd} = 50.77$ kN m. La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento pari a 0.55.

Verifica a flessione – sezione di incastro

Il momento flettente massimo nella sezione di incastro risulta pari a $M_{Ed} = 47.55$ kN m

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	7.70	5.8
			2	7.70	14.2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N M_{Ed} M_{yEd} M_{zEd} kN kNm kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN yN

Materiali
B450C C35/45
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 19.83 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 % $C_{c,adm}$ 13.5
 $C_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M M_{Rd} -50.77 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 9.812 %
 d 14.2 cm
 x 3.734 x/d 0.2629
 δ 0.7687

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviate

N° rett. 100
 Calcola M_{Rd} Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso

Il momento resistente risulta $M_{Rd} = 50.77$ kN m. La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento pari a 0.94.

Verifica a taglio

Il taglio massimo risulta pari a $V_{Ed} = 124.15$ kN.

Platea

VERIFICA A TAGLIO - Stato Limite Ultimo (NTC2018 - 4.1.2.3.5 Res. a sollecitazioni taglianti)

Dati geometrici della trave
 base: $b_w = 100.0$ cm
 altezza: $h = 20.0$ cm
 copriferro: $c = 5.0$ cm
 altezza utile: $d = 15.0$ cm
 inclinaz. staffe: $\alpha = 90^\circ$
 armat. longitudinale: $A_{sl} = 7.7$ cm²

Dati meccanici della trave
 classe cls: C35/45
 res. caratt. compres. cls: $f_{ck} = 350$ kg/cm²
 res. progetto compres. cls: $f_{cd} = 198.3$ kg/cm²
 tipo acciaio: B450C
 tens. caratt. snervamento: $f_{yk} = 4500$ kg/cm²
 tens. progetto snervamento: $f_{ytd} = 3913$ kg/cm²

Sollecitazione di taglio: $V_{Ed} = 11947$ kg
 coeff. influenza compressione: $\alpha_c = 1.00$

Resistenza elemento senza armatura a taglio:
 rapp. geom. armatura longitudinale: $\rho_l = 0.005$
 coefficiente k: $k = 2.000$
 coefficiente V_{min} : $V_{min} = 0.586$

Resistenza di calcolo: $V_{Rdc} = \max [9428 ; 8785]$ kg = **9427.6 kg**
 Necessita di armatura a taglio

Resistenza elemento con armatura a taglio:
 Staffatura adottata: St. ϕ 10 (5 br) $\theta = 21.80$ --> $\cotg \theta = 2.50$
 Inclinazione puntoni di cls: $\theta = 21.80$

Max taglio ammissibile dalla sezione: $V_{Rmax} = 66937.5$ kg
 Resistenza a "taglio trazione": $V_{Rtd} = 12965.5$ kg
 Resistenza a "taglio compressione": $V_{Rcd} = 46163.8$ kg

Resistenza sezione armata a taglio: $V_{Rd} = 12965.5$ kg **OK!**
 tipo rottura: CRISI STAFFE

La sola armatura tesa non è sufficiente nei confronti del taglio, per cui si dispone opportuna armatura a taglio, ganci $\phi 10/20 \times 40''$. Il taglio resistente è $V_{Rd} = 129.66$ kN. La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento pari a 0.92.

7.3 Verifica Piedritti

I piedritti hanno spessore pari a 30 cm, si dispongono 1 ϕ 14/20" verticalmente e 1 ϕ 12/20" orizzontalmente.

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]	V _{min} [kg]	V _{max} [kg]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]
0,10	-4755	-581	855	5766	1166	12922
0,60	-4346	388	-2319	741	791	12434
1,10	-7009	-22	-8273	201	416	11947

Inviluppo sollecitazioni piedritto centrale

Y [m]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]	V _{min} [kg]	V _{max} [kg]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]
0,10	-646	2154	-3016	3420	2098	15492
0,60	-2154	3864	-3016	3420	1739	15005
1,10	-3661	5574	-3016	3420	1380	14517

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]	V _{min} [kg]	V _{max} [kg]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]
0,10	-3428	-327	-5264	-809	893	11658
0,60	-2396	870	-397	1075	518	11170
1,10	-4438	17	-126	7030	143	10683

Il momento flettente massimo nella sezione di incastro risulta pari a $M_{Ed} = 70.10$ kN m

The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes fields for material properties (B450C, C35/45), section data (width b=100 cm, height h=30 cm), and calculation results (M_{Rd} = 79.58 kN m, N_{Ed} = 0 kN, M_{Ed} = 70.10 kN m). The interface also displays various design parameters and coefficients.

Il momento resistente risulta $M_{Rd} = 79.58$ kN m. La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento pari a 0.89.

Verifica a taglio

Il taglio massimo risulta pari a $V_{Ed} = 82.73$ kN.

Piedritti			
VERIFICA A TAGLIO - Stato Limite Ultimo (NFC2018 - 4.1.2.3.5 Res. a sollecitazioni taglianti)			
Dati geometrici della trave		Dati meccanici della trave	
base:	$b_w = 100.0$ cm	classe cls:	C35/45
altezza:	$h = 20.0$ cm	res. caratt. compres. cls:	$f_{ck} = 350$ kg/cm ²
copriferro:	$c = 3.0$ cm	res. progetto compres. cls:	$f_{cd} = 198.3$ kg/cm ²
altezza utile:	$d = 17.0$ cm	tipo acciaio:	B450C
inclinaz. staffe:	$\alpha = 90^\circ$	tens. caratt. snervamento:	$f_{yk} = 4500$ kg/cm ²
armat. longitudinale:	$A_{s1} = 7.7$ cm ²	tens. progetto snervamento:	$f_{yd} = 3913$ kg/cm ²
Sollecitazione di taglio:		Resistenza elemento senza armatura a taglio:	
coeff. influenza compressione:	$V_{Ed} = 8273$ kg	rapp. geom. armatura longitudinale:	$\rho_l = 0.005$
	$\alpha_c = 1.00$	coefficiente k:	$k = 2.000$
		coefficiente v_{min} :	$v_{min} = 0.586$
		Resistenza di calcolo: $V_{RdC} = \max [$	$10248 ; 9956]$ kg = 10248.0 kg

Il taglio resistente in assenza di armature a taglio risulta pari a $V_{Rd} = 102.48$ kN. La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sfruttamento pari a 0.81.

7.4 Sintesi delle verifiche

Si riportano in maniera sintetica le verifiche più significative sugli elementi strutturali.

TRAVERSO			
	E_d	R_d	E_d / R_d
Flessione Campata [kN m]	51.27	61.59	0.83
Flessione Incastro [kN m]	70.09	71.57	0.97
Taglio [kN]	119.47	123.31	0.97

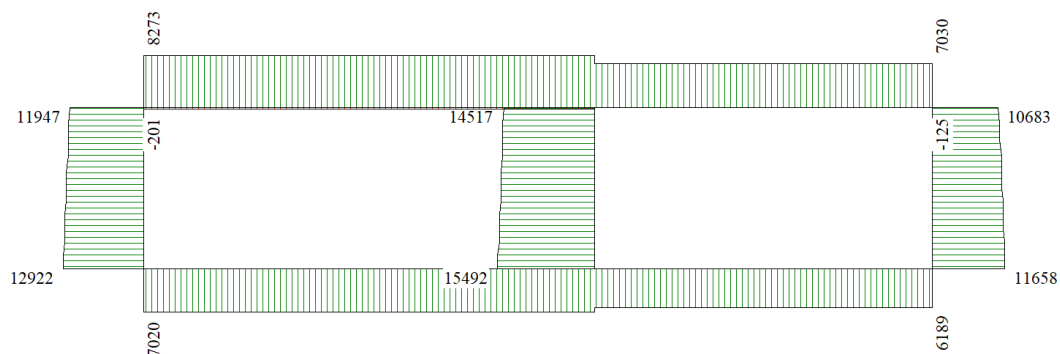
PLATEA			
	E_d	R_d	E_d / R_d
Flessione Campata [kN m]	28	50.77	0.55
Flessione Incastro [kN m]	47.55	50.77	0.94
Taglio [kN]	124.15	129.65	0.92

PIEDRITTI			
	E_d	R_d	E_d / R_d
Flessione [kN m]	70.10	79.58	0.89
Taglio [kN]	82.73	102.48	0.81

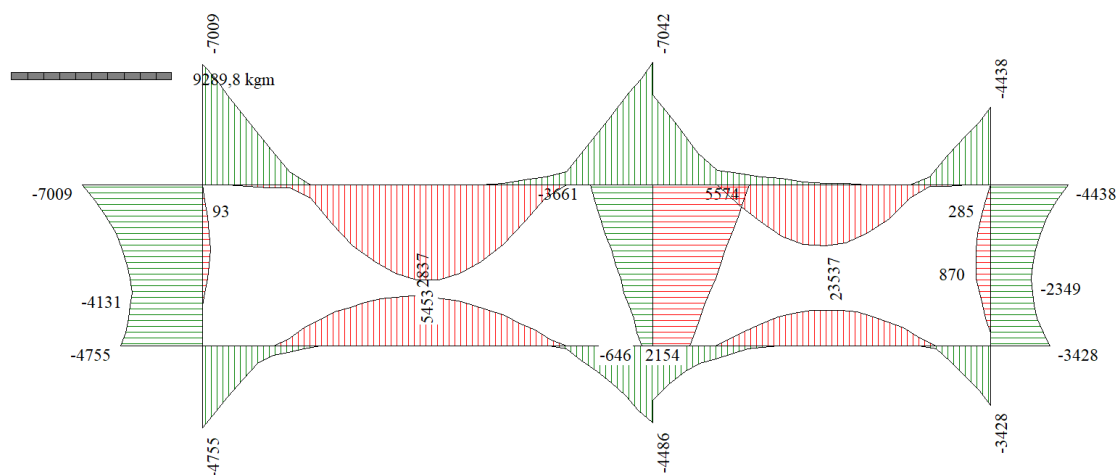
7.5 Diagrammi involuppi

Si riportano i diagrammi degli involuppi delle sollecitazioni.

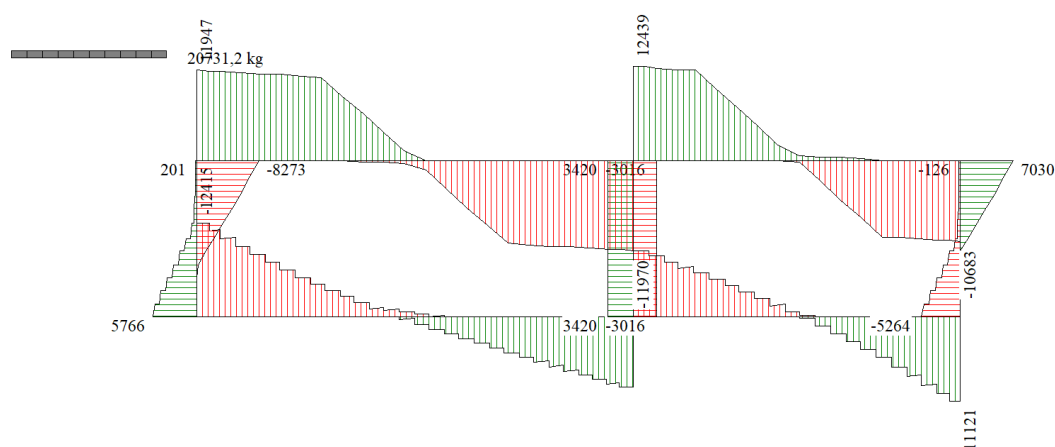
Inviluppo Sforzo Normale



Inviluppo Momenti flettente

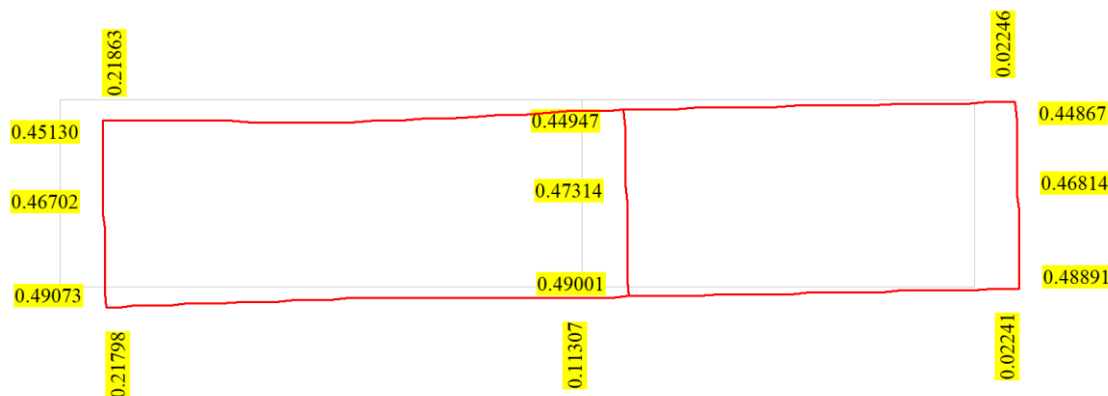


Inviluppo Taglio



8 ANALISI DEI CEDIMENTI

Dall'analisi del modello di calcolo dello scatolare soggetto ai carichi specificati nel paragrafo "Analisi dei carichi" si evince che allo S.L.E. gli spostamenti assoluti nel nodo di mezzzeria della soletta superiore sono di circa 0.35 cm, pari a 1/750 della luce, compatibili con le comuni condizioni di posa. Le deformazioni così determinate risultano compatibili con la struttura ed in alcun modo pregiudizievoli all'utilizzo dell'opera.



9 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si descrive la verific a carico limite per la struttura in oggetto. Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\tan(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\tan\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

Il termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Meyerhof:

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$$

Di seguito si riportano le verifiche di portanza condotte in accordo alle NTC 2018:

Simbologia adottata

IC	Indice della combinazione
N_c, N_q, N_γ	Fattori di capacità portante
N_c, N_q, N_γ	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
q_u	Portanza ultima del terreno, espressa in [kg/cmq]
Q_U	Portanza ultima del terreno, espressa in [kg]/m
Q_T	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kg]/m
FS	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ	q_u	Q_U	Q_T	FS
1	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	3.25	169083	9295	18.191
2	13.88	5.04	1.69	13.88	5.04	1.69	1.90	98687	7150	13.802
3	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	1.95	101511	27228	3.728
4	13.88	5.04	1.69	13.88	5.04	1.69	1.18	61573	22427	2.746
5	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	1.88	97935	32412	3.022
6	13.88	5.04	1.69	13.88	5.04	1.69	1.14	59430	26843	2.214
7	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	2.02	104798	30801	3.402
8	13.88	5.04	1.69	13.88	5.04	1.69	1.23	63716	25470	2.502
9	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	1.76	91730	27228	3.369
10	13.88	5.04	1.69	13.88	5.04	1.69	1.07	55455	22427	2.473
11	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	1.68	87329	32412	2.694
12	13.88	5.04	1.69	13.88	5.04	1.69	1.02	52814	26843	1.968
13	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	1.85	96147	30801	3.122
14	13.88	5.04	1.69	13.88	5.04	1.69	1.12	58326	25470	2.29
15	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	2.47	128264	6842	18.748
16	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	2.47	128258	7458	17.196
17	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	2.47	128258	7458	17.196
18	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	2.47	128264	6842	18.748
19	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	2.46	127763	7458	17.13
20	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	2.46	127757	6842	18.674
21	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	2.46	127757	6842	18.674
22	17.69	7.44	3.42	17.69	7.44	3.42	2.46	127763	7458	17.13

Le verifiche risultano soddisfatte.

10 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

10.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfiamento vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione

L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo degli scatolari viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle pressioni in calotta (per gli scatolari ricoperti da terreno);
- Calcolo della spinta del terreno;
- Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);
- Progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

10.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo SCAT - Analisi Strutture Scatolari

Versione 14.0

Produttore Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)

Utente Stigea S.r.l.

Licenza AIU3747TH

10.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

10.4 Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

10.5 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

10.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

11 TABULATI DI CALCOLO

Si riportano a seguire le estrapolazioni el tabulato di calcolo per lo scatolare in oggetto. Tutti i valori si riferiscono alla lunghezza di 1.00 m.

Sommario

1	Premessa	2
2	Materiali	3
3	Caratteristiche dei terreni	7
4	Normativa di riferimento	8
5	Criteri di analisi della sicurezza	9
6	Codice di calcolo utilizzato	9
7	Analisi dei carichi	9
7.1	Peso proprio	9
7.2	Carichi permanenti portati	9
7.3	Carico Variabile dovuto al colpo d'ariete	10
7.4	Azione sismica	12
8	Modello di calcolo Tubo ϕ 600 e s = 10 mm	12
8.1	Scarico sulla sella di appoggio	14
8.2	Deformazioni	15
8.3	Azioni sulle strutture	16
8.4	Verifiche Acciaio	17
9	Modello di calcolo Tubo ϕ 400 e s = 8 mm	19
9.1	Scarico sulla sella di appoggio	21
9.2	Deformazioni	22
9.3	Azioni sulle strutture	23
9.4	Verifiche Acciaio	24

1 PREMESSA

Il presente documento ha per oggetto il progetto esecutivo dell'opera di presa del nuovo impianto idrovoro Scorsuro in prossimità dell'argine in destra idraulica del Diversivo del Po di Volano, in particolare relativamente alle condotte in acciaio di diametro esterno $D = 600$ e 400 mm e di spessore minimo di 10 mm in materiale S235.

Si riporta l'individuazione dell'opera.

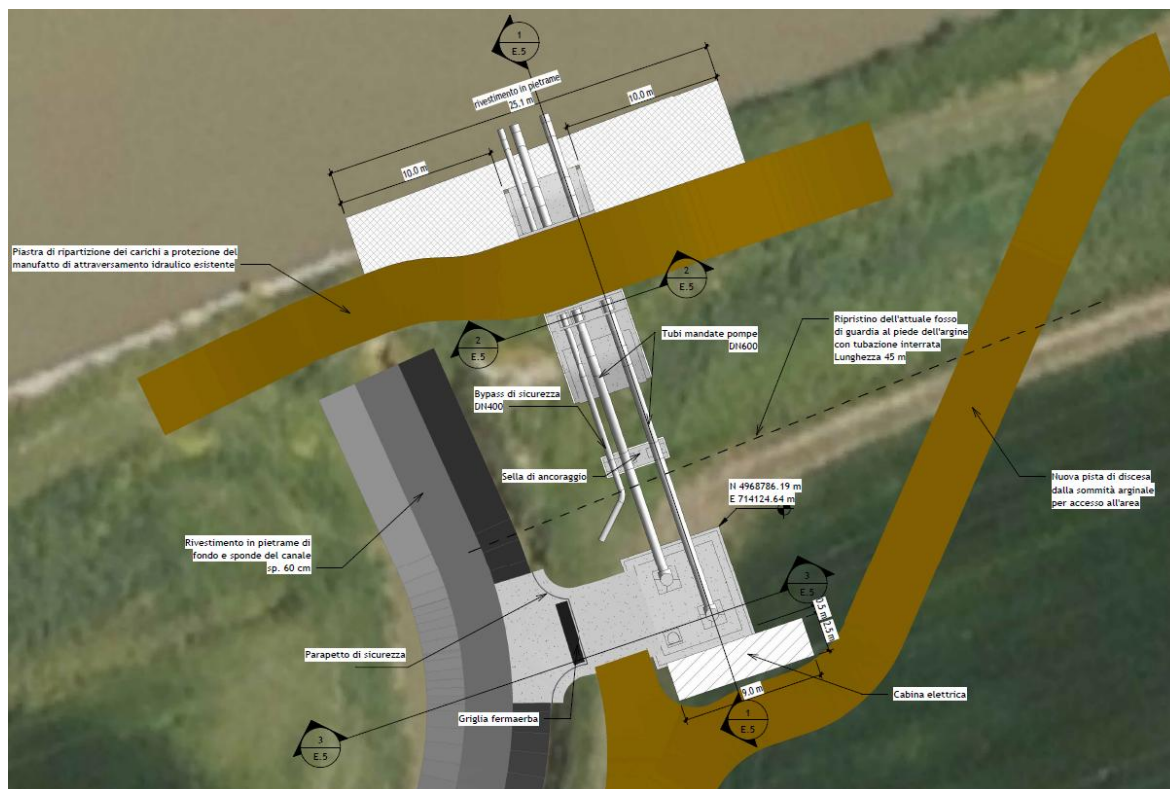


Figura 1 - Planimetria di progetto con individuazione dei singoli interventi

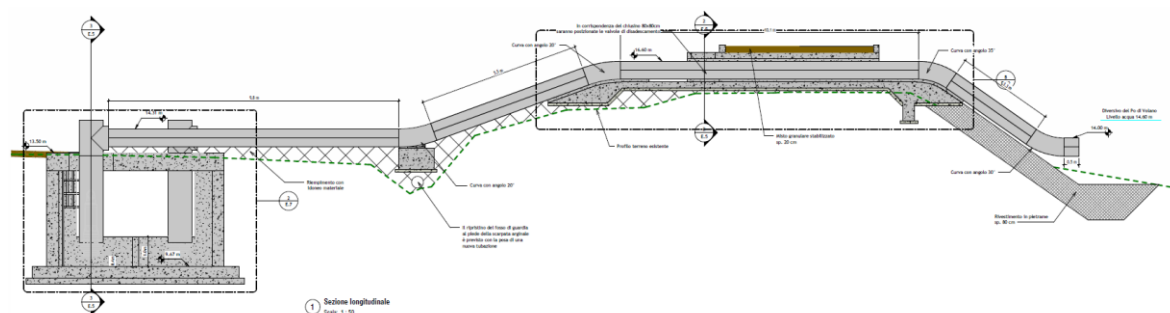


Figura 2 - Sezione longitudinale alle tubazioni di mandata del nuovo impianto idrovoro Scorsuro

In particolare il report in oggetto riguarda il tubo di dimensioni massime soggetto alla pressione interna massima e sulla luce di appoggio estrema in località Baura frazione del Comune di Ferrara. Il presente documento riporta in dettaglio la modellazione e la verifica con l'ausilio di codici di calcolo, condotte ai sensi della normativa vigente.

Le opere sono costituite da un tubo saldato in acciaio S235 spessore 10 mm poggiante su selle in c.a. alla luce massima di 10.07 m.

2 MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento :

ELEMENTI GETTATI IN OPERA

- Acciaio per armature ordinarie: B450C

Conglomerato cementizio per sottofondazioni:

- Classe di resistenza C12/15
- Classe di consistenza S4

Conglomerato cementizio per platee di fondazione:

- Classe di resistenza C35/45
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4
- Classe di esposizione XC2
- Copriferro minimo 50 mm

Conglomerato cementizio per le strutture in elevazione:

- Classe di resistenza C35/45
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4
- Classe di esposizione XC2
- Copriferro minimo 30 mm

Conglomerato cementizio per solette, cordoli e baggioli:

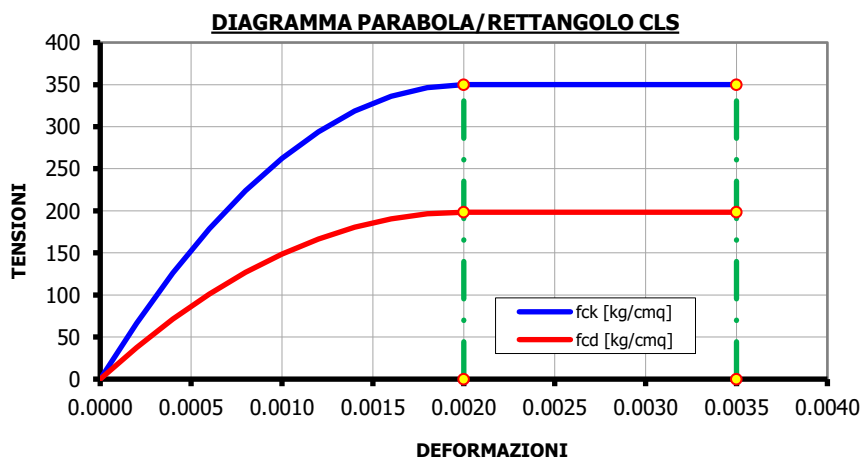
- Classe di resistenza C35/45
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4

- Classe di esposizione XC2
- Copriferro minimo 30 mm

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali.

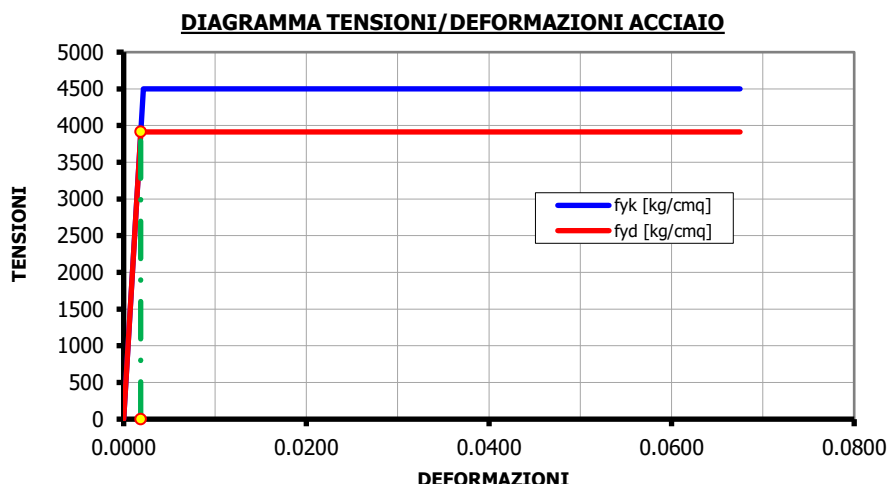
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CLS

classe del cls:	C35/45
coeff. parziale di sicurezza:	$\gamma_c = 1.50$
res. cilindrica caratt:	$f_{ck} = 350$ kg/cm ²
res. cilindrica progetto:	$f_{cd} = 198.33$ kg/cm ²
res.cil.media compress:	$f_{cm} = 430$ kg/cm ²
res. media traz. semplice assiale:	$f_{ctm} = 32.10$ kg/cm ²
	$f_{ctk,0,05} = 22.47$ kg/cm ²
	$f_{ctk,0,95} = 41.73$ kg/cm ²
res. media traz. per flessione:	$f_{ctm} = 38.52$ kg/cm ²
modulo di elasticità:	$E_{cm} = 340771$ kg/cm ²
def. limite elastico:	$\epsilon_{c2} = 0.0020$
def. limite rottura:	$\epsilon_{cu} = 0.0035$



CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'ACCIAIO

tipo acciaio:	B450C
coeff. parziale di sicurezza:	$\gamma_s = 1.15$
modulo di elasticità:	$E_s = 2100000$ kg/cm ²
tens. caratt. rottura:	$f_{tk} = 5400$ kg/cm ²
tens. caratt. snervamento:	$f_{yk} = 4500$ kg/cm ²
tens. caratt. snervamento:	$f_{yd} = 3913$ kg/cm ²
def. limite elastico caratt.:	$\epsilon_{yk} = 0.0021$
def. limite elastico progetto:	$\epsilon_{yd} = 0.0019$
def. limite rottura:	$\epsilon_{ud} = 0.0675$



Raggi di curvatura

D = diametro minimo del mandrino
staffe, ripartitori, legature/spilli

barre

per $\phi \leq 16 \text{ mm}$ $D=6\phi$
per $\phi \geq 16 \text{ mm}$ $D=11\phi$
per $\phi \leq 12 \text{ mm}$ $D=2\phi$
per $\phi > 12 \text{ mm e } < 18 \text{ mm}$ $D=4\phi$
per $\phi > 18 \text{ mm e } < 25 \text{ mm}$ $D=5\phi$

Lunghezza di ancoraggio armature

La lunghezza di ancoraggio di base $l_{b,rqd}$ necessaria ad ancorare le forze di trazione nell'armatura è data da:

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \text{ dove: } \sigma_{sd} = f_{yd} 391,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,31 \text{ N/mm}^2 \text{ (calcestruzzo C35/45)}$$

la lunghezza di ancoraggio di progetto $l_{b,rqd}$ è data da:

$$l_{bd} = a_1 \times a_2 \times a_3 \times a_4 \times a_5 \times (\phi / 4) \quad l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \max \{15\text{cm}; 40 \phi\}$$

dove: $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 = 1$

Si assume di conseguenza come valore di progetto il valore minimo $l_{b,min} = \max \{15\text{cm}; 40 \phi\}$

Il copriferro è dettato dalla classe di esposizione del calcestruzzo; nel nostro caso si è indicato un ambiente ordinario non aggressivo (XC2); dai prospetti 4.3N e 4.4N per classe strutturale S4, vita utile di progetto pari a 50 anni, classe di resistenza maggiore di C35/45 (diminuzione di 1 classe), controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo (diminuzione di 1 classe), si evince che il copriferro da considerare è pari a 15 mm (cmin) +

5 mm (cdev)= 20 mm (cnom) (come riportato dalle tabelle sotto riportate tratte dalle UNI EN1992-1-1 Eurocodice 2).

Per questo tipo di opere si assume un copriferro nom. min. pari a 3 cm.

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

ACCIAI DA CARPENTERIA METALLICA

L'acciaio da carpenteria metallica deve essere conforme alla EN 10210-1.

Acciaio S235 H

Resistenza di snervamento $f_y = 235 \text{ Mpa}$

Resistenza a rottura per trazione $f_u = 360 \text{ Mpa}$

Modulo elastico $E = 210000 \text{ Mpa}$

Coefficiente di espansione laterale $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$

Peso specifico $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Coefficiente parziali di sicurezza $\gamma_{M0} = 1.05$

3 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Per la caratterizzazione geotecnica dei materiali interessati dall'intervento si è fatto riferimento alla "Relazione geologica e geotecnica generale" allegata al progetto.

In particolare i parametri dei terreni utilizzati per il calcolo sono in accordo con quanto illustrato nelle relazioni geologica e geotecnica, relativamente alla prova nr. 2 di cui si riporta un estratto :

CPTU2

Prof.da m a m.	Descrizione	Qc Media (Mpa)	γ (t/mc)	γ^* (t/mc)	ϕ_m	ϕ_k	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ni
0.0-2.50	coesivo	1.1	1.91	1.96	25	23	55	52	64	45	0.40
2.50-4.70	granulare	3.5	1.78	1.85	29	27	/	/	99	80	0.35
4.70-13.60	coesivo	0.9	1.89	1.95	23	21	45	42	55.5	40	0.40
13.60-14.30	granulare	5.8	1.84	1.92	31	29	/	/	130	85	0.35
14.30-19.70	coesivo	1.5	1.95	2.00	26	24	75	70	75	45	0.40
19.70-22.40	granulare	10.7	1.92	2.00	35	33	/	/	183	180	0.30
22.4-24.90	granulare	21.1	2.00	2.08	36	34	/	/	290	196	0.30

Dove:

Qc	=	Resistenza alla punta misurata con il penetrometro (kg/cm ²)
γ o γ^*	=	Peso specifico secco e saturo (t/mc)
Cum	=	Coesione non drenata media
ϕ_m	=	Angolo di attrito interno (°) medio
Ed	=	Modulo edometrico (caratteristico)
cuk	=	Coesione non drenata caratteristica
ϕ_k	=	Angolo di attrito interno (°) caratteristico
Ni	=	Coefficiente di Poisson

Sulla base di tali dati si sono assunti i seguenti parametri inseriti nel codice di calcolo :

▪ **Strato denominato "Strato 1 – Argille media consistenza "**

Spessore dello strato: circa 1,20 m (fino a piano di posa fondazioni)

$\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno saturo)

$\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno secco)

$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume dell'acqua di falda)

Φ (angolo di attrito interno) = 20° (valutato a favore di sicurezza)

$c' = c_u = 0 \text{ kPa}$ (valutato a favore di sicurezza)

▪ **Strato denominato "Strato 2 – argille medie"**

Spessore dello strato circa 2,50 metri

$\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno saturo)

$\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume del terreno secco)

$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$ (peso di volume dell'acqua di falda)

Φ (angolo di attrito interno) = 25° (valutato a favore di sicurezza)

$c' = c_u = 0$ kPa

k Winkler = 2.5 daN/cm³ (presenza di magrone)

Categoria di sottosuolo tipo C (per la definizione dell'azione sismica di progetto)

La falda è stata considerata alla profondità di 1,20 m dal piano campagna, ovvero coincidente con il piano di posa della fondazione.

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la determinazione delle azioni e delle sollecitazioni e per la procedura di verifica del progetto strutturale si è fatto riferimento alla normativa italiana vigente con particolare riguardo a:

- DM 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";

Inoltre sono state prese in considerazione le seguenti norme:

- UNI EN 1992: 2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- UNI EN 1998: 2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- Legge nr. 1086 del 05/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

5 CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sono state eseguite considerando i principi espressi dal metodo di calcolo agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio.

6 CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

Per il calcolo e verifica delle sollecitazioni si è utilizzato un programma:

Si riporta l'analisi integrale della struttura impiegando il software di calcolo Prosap della 2SI di Ferrara.

A favore di sicurezza si è considerato nel calcolo il tubo in schema di semplice appoggio soggetto alla pressione ed ai carichi massimi.

Per le verifiche di resistenza si sono utilizzate le procedure del metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi (S.L.U.) secondo quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018 eseguendo anche le verifiche degli stati limite di esercizio (S.L.E.).

7 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito l'analisi dei carichi relativi alla struttura in oggetto e la loro schematizzazione nel modello.

7.1 Peso proprio

Il peso proprio, il cui peso specifico definito in precedenza, è valutato automaticamente dal programma.

7.2 Carichi permanenti portati

Si definisce un carico permanente non compiutamente definito (rivestimento, controtubi, collegamenti...) e un carico permanente portato dovuto al peso dell'acqua:

Tubo 600:

$$\varnothing_e = 600 \text{ mm}$$

$$\varnothing_i = 590 \text{ mm}$$

$$s = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\max} = \varnothing_e^2 / 4 \times \pi = 0.282 \text{ mq}$$

$$\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/mc}$$

$$\gamma_{cls} = 20 \text{ kN/mc}$$

$$\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/mc}$$

$$\gamma_{H_2O} = 10.0 \text{ kN/mc}$$

$$C_{p_{rivestim}} = 1.00 \text{ kN/m}$$

$$C_{p_{H2O_int}} = A_{max} \times \gamma_{H2O} = 2.82 \text{ kN/m}$$

Tubo 400:

$$\varnothing_e = 400 \text{ mm}$$

$$\varnothing_i = 392 \text{ mm}$$

$$s = 8 \text{ mm}$$

$$A_{max} = \varnothing_e^2 / 4 \times \pi = 0.126 \text{ mq}$$

$$\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/mc}$$

$$\gamma_{cls} = 20 \text{ kN/mc}$$

$$\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/mc}$$

$$\gamma_{H2O} = 10.0 \text{ kN/mc}$$

$$C_{p_{rivestim}} = 0.50 \text{ kN/m}$$

$$C_{p_{H2O_int}} = A_{max} \times \gamma_{H2O} = 1.26 \text{ kN/m}$$

7.3 Carico Variabile dovuto al colpo d'ariete

Tubo 600:

$$H_{H2O_Baura} = 8.50 \text{ m}$$

$$P = 10 \text{ m di H2O} = 1 \text{ atm} = 1.00 \text{ daN/cm}^2$$

Per la possibile sovrappressione per manovra di chiusura si ha:

$$g = 9.81 \text{ m/sec}^2$$

$$L_{tubo} = 30 \text{ m}$$

$$V_{max} = 1.50 \text{ m/sec}$$

$$\Delta V = 1.50 - 0 = 1.50 \text{ m/sec}$$

$$E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$$

$$K = 21000 \text{ daN/cm}^2$$

$$D = 600 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$\Delta P = c \times \Delta V / g$$

$$C = \sqrt{\frac{k}{\left(1 + \frac{k \cdot D}{E \cdot t}\right) \cdot \rho}} = 1169 \text{ m/sec}$$

$$T_{crit} = 2 \times L / c = 0.06 \text{ sec}$$

Si ipotizzano manovre con le paratoie a settore di durata nettamente superiore a $10T_{crit}$ (manovre dell'ordine dei minuti); si può quindi concludere:

$$\Delta P_{press} = 0.00 \text{ m}$$

A favore di sicurezza si considera comunque una pressione interna totale pari ad almeno:

$$P_i = 20 \text{ m} = 2 \text{ daN/cm}^2$$

Tubo 400:

$$H_{H2O_Baura} = 8.50 \text{ m}$$

$$P = 10 \text{ m di H}_2\text{O} = 1 \text{ atm} = 1.00 \text{ daN/cm}^2$$

Per la possibile sovrappressione per manovra di chiusura si ha:

$$g = 9.81 \text{ m/sec}^2$$

$$L_{tubo} = 30 \text{ m}$$

$$V_{max} = 1.50 \text{ m/sec}$$

$$\Delta V = 1.50 - 0 = 1.50 \text{ m/sec}$$

$$E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$$

$$K = 21000 \text{ daN/cm}^2$$

$$D = 400 \text{ mm}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

$$\Delta P = c \times \Delta V / g$$

$$C = \frac{k}{\sqrt{\left(1 + \frac{k \cdot D}{E \cdot t}\right) \cdot \rho}} = 1180 \text{ m/sec}$$

$$T_{crit} = 2 \times L / c = 0.05 \text{ sec}$$

Si ipotizzano manovre con le paratoie a settore di durata nettamente superiore a $10T_{crit}$ (manovre dell'ordine dei minuti); si può quindi concludere:

$$\Delta P_{press} = 0.00 \text{ m}$$

A favore di sicurezza si considera comunque una pressione interna totale pari ad almeno:

$$P_i = 20 \text{ m} = 2 \text{ daN/cm}^2$$

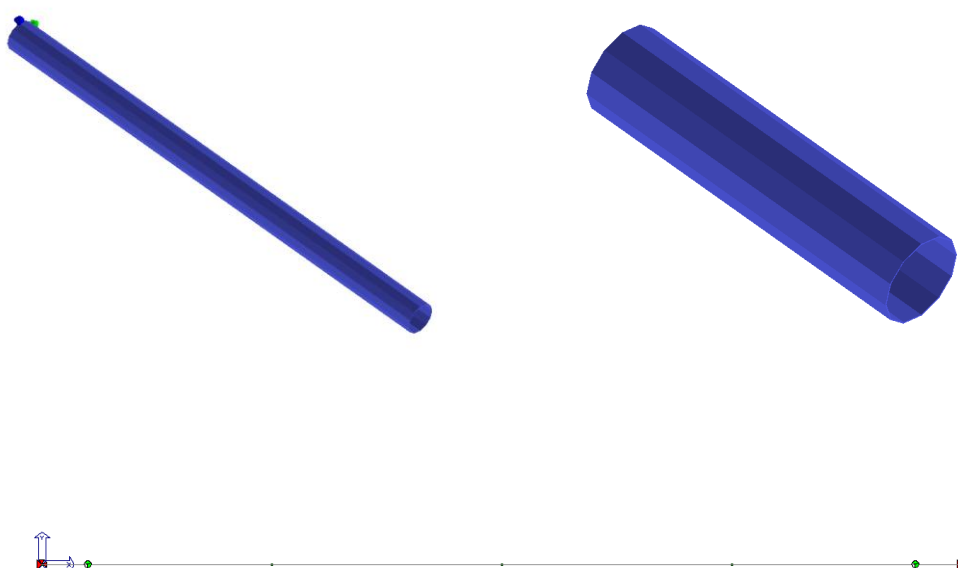
7.4 Azione sismica

Il sisma non è dimensionante.

8 MODELLO DI CALCOLO TUBO ϕ 600 E S = 10 MM

Si prevede il calcolo del tubo diam. esterno 600 mm e spessore 10 mm in schema di semplice appoggio per i carichi proprio e permanenti e con una pressione interna.

Lo schema tipologico dell'opera è il seguente:



Materiali

[11]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Acciaio Fe360 - S235-acciaio Fe360-S235				
Id	-	-	-	u.m.
11		< MATERIALE NUOVO >		
		Tensione ft	3600.0	daN/cm2
		Tensione fy	2350.0	daN/cm2
		Coefficiente gammaM0 (resistenza)	1.05	
		Coefficiente gammaM1 (stabilità)	1.05	
		Coefficiente gammaM2 (frattura)	1.25	

Sezioni

TABELLA_SEZIONI

Id	Tipo SEZ	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
-	-	cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	D 600 - Circolare cava: re=30 ri=29	185.35	0.0	0.0	1.614e+05	8.068e+04	8.068e+04	2689.18	2689.18	3481.32	3481.32

I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

TABELLA_CASI_DI_CARICO

CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC= Peso Acqua + Rivest	

COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	NO
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

TABELLA_COMBINAZIONI

Tipo CMB	Da Id	Da Nome	A Id	A Nome
-				
SLU	1	Comb. SLU A1 1	2	Comb. SLU A1 2
SLE rara	3	Comb. SLE(rara) 3		
SLE frequente	4	Comb. SLE(freq.) 4		
SLE quasi permanente	5	Comb. SLE(perm.) 5		

I carichi agenti sulla struttura in base alla vigente normativa risultano i seguenti :

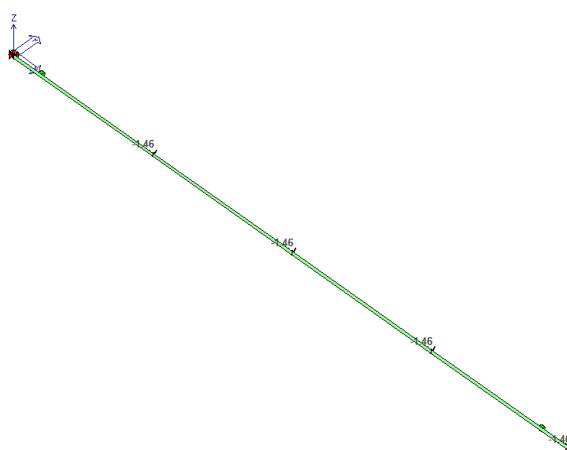


Figura 3 - Peso proprio d 600

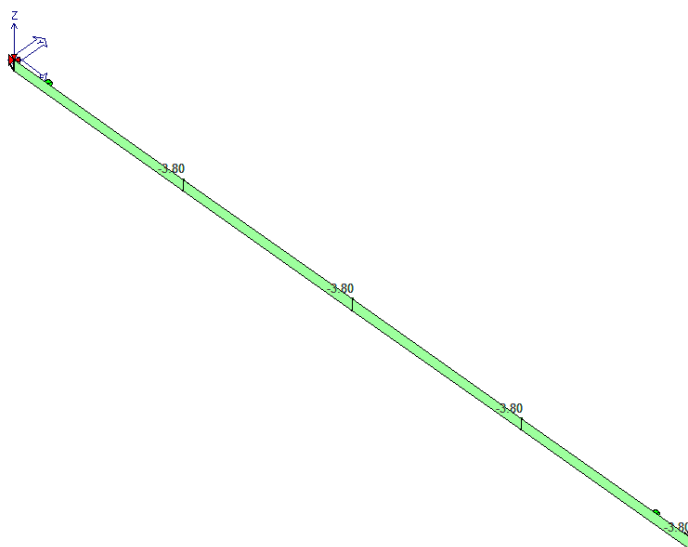
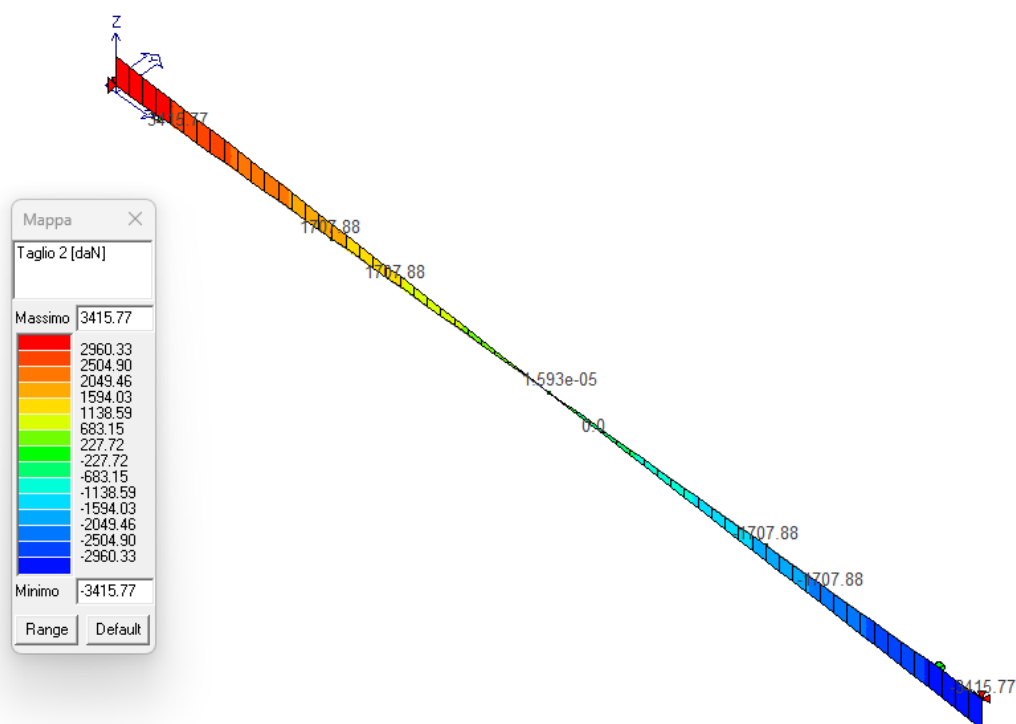


Figura 4 - Rivestimento e peso acqua

8.1 Scarico sulla sella di appoggio

Si riportano le azioni massime:



Lo scarico massimo per ogni tubazione sulla sella d'appoggio è pari a:

$$T_{\max} = 3416 \times 2 = 6832 \text{ daN}$$

Considerando un'area di appoggio minima di 30x30 cm si ha la pressione massima :

$$\sigma_{\max} = T_{\max} / (30 \times 30) = 7.6 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

8.2 Deformazioni

Si riportano le componenti massime:

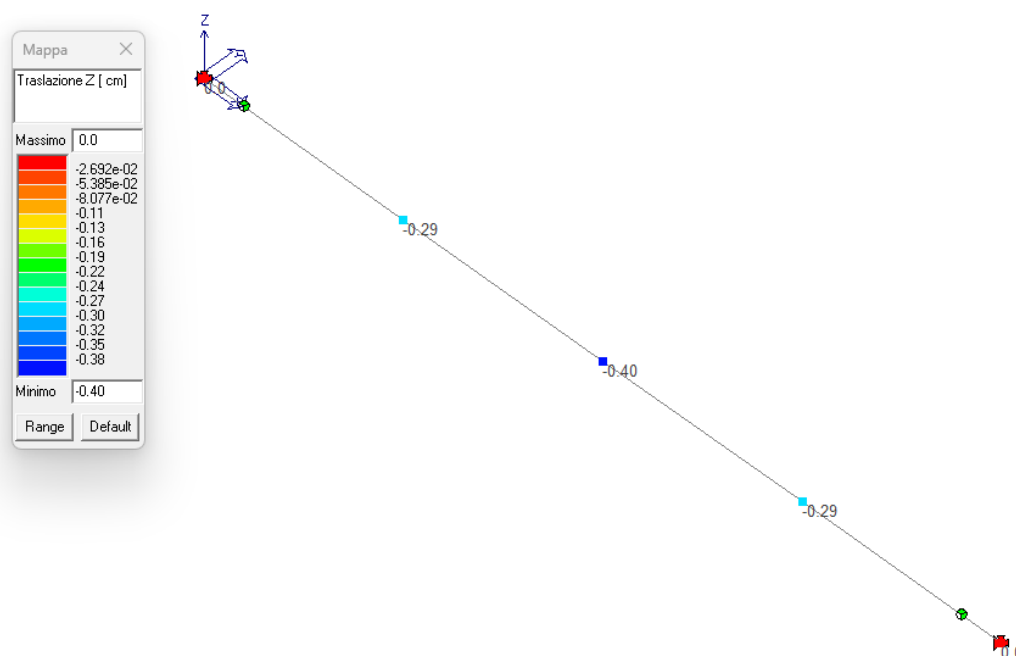


Figura 5 - freccia massima

Le deformazioni sono verificate essendo inferiore ad 1/250 della luce ($1070/250 = 4.28$ cm).

8.3 Azioni sulle strutture

Si riportano le azioni massime di involuppo.

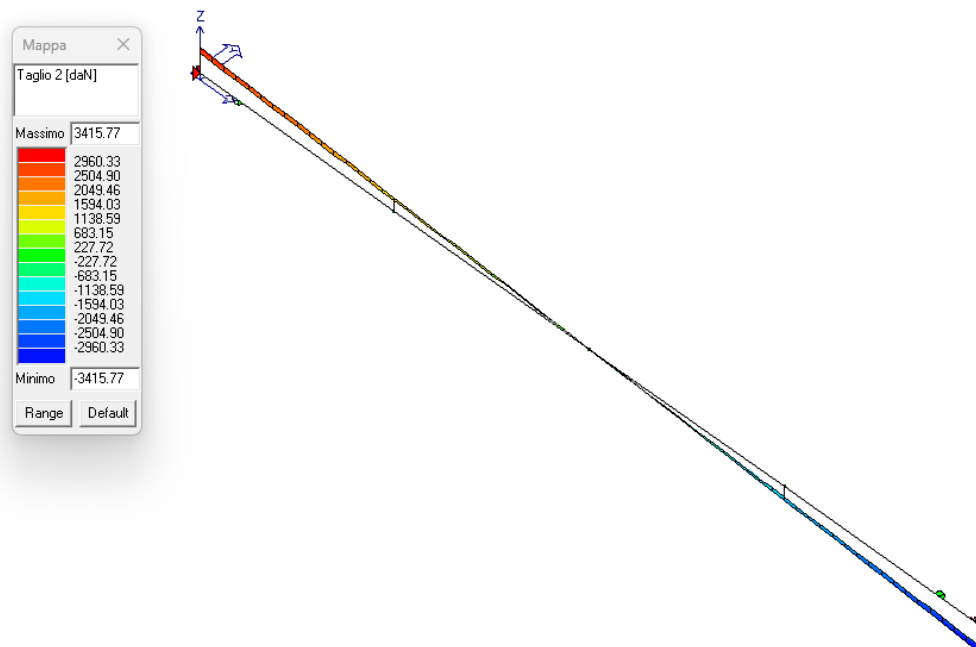


Figura 6 - Involuppo sforzo di taglio

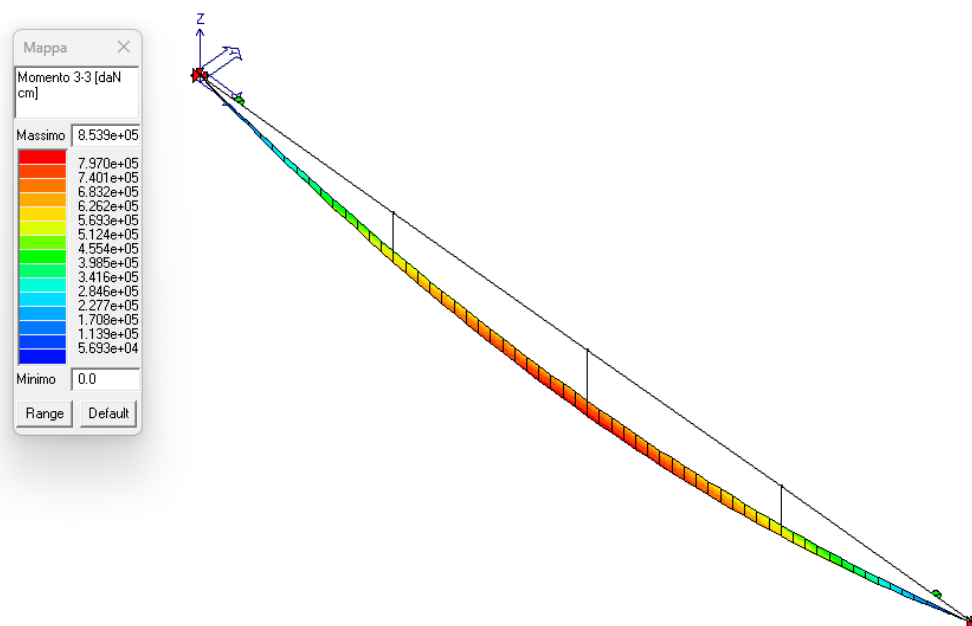


Figura 7 - Involuppo momento flettente

8.4 Verifiche Acciaio

Si calcola la tensione normale causata dalla pressione interna:

$$P_i = 2.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$r_e = 30 \text{ cm}$$

$$r_i = 29 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{tubo}} = p_i \cdot \frac{r_e^2 + r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} = 60 \text{ daN/cm}^2$$

Si riportano le tensioni derivanti dallo schema di semplice appoggio.

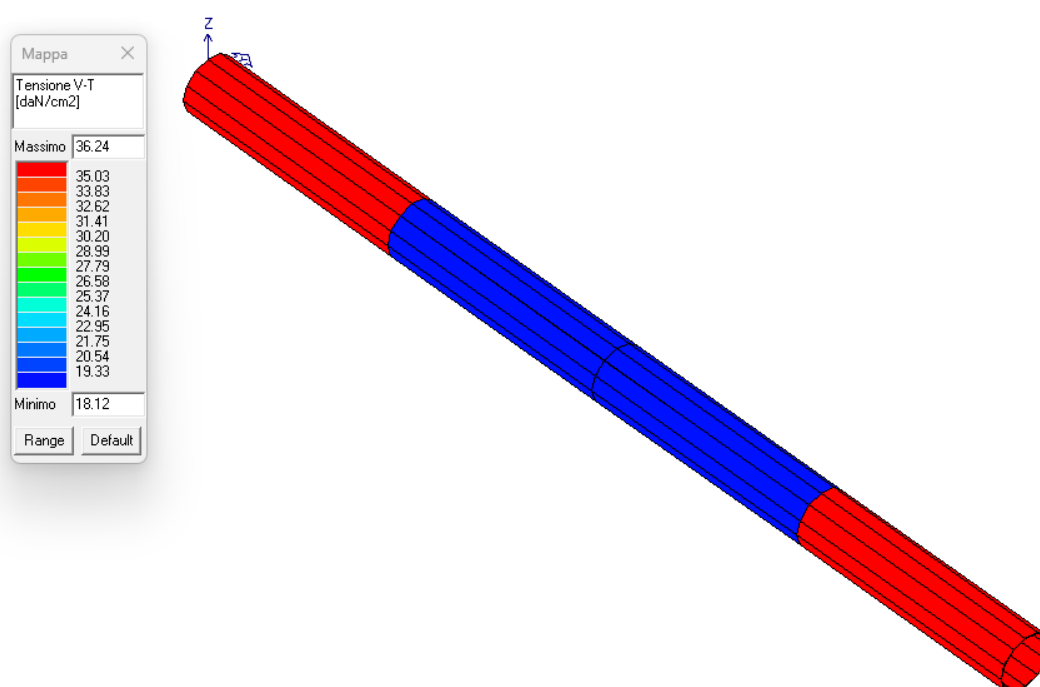


Figura 8 - Verifica tensione tangenziale

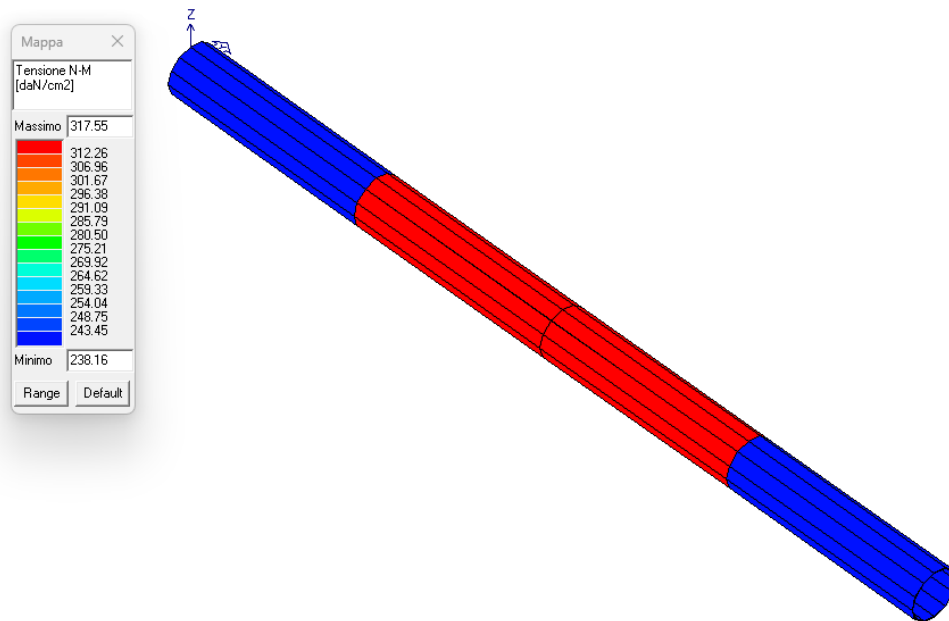


Figura 9 - Verifica tensione normale

Si ottiene la tensione massima ideale, sommando i vari contributi, a favore di sicurezza:

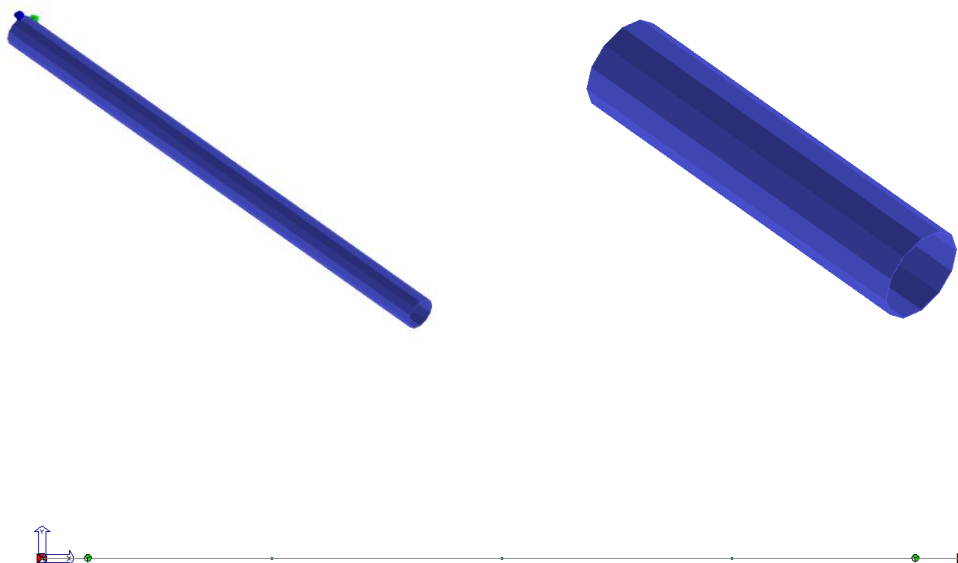
$$\sigma_{\text{tubo}} = 60 + 36.24 + 317.6 = 413.84 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_s = 2238 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

9 MODELLO DI CALCOLO TUBO ϕ 400 E S = 8 MM

Si prevede il calcolo del tubo diam. esterno 400 mm e spessore 8 mm in schema di semplice appoggio per i carichi proprio e permanenti e con una pressione interna.

Lo schema tipologico dell'opera è il seguente:



Materiali

[11]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Acciaio Fe360 - S235-acciaio Fe360-S235				
Id	-	-	-	u.m.
11		< MATERIALE NUOVO >		
		Tensione ft	3600.0	daN/cm2
		Tensione fy	2350.0	daN/cm2
		Coefficiente gammaM0 (resistenza)	1.05	
		Coefficiente gammaM1 (stabilità)	1.05	
		Coefficiente gammaM2 (frattura)	1.25	

Sezioni

TABELLA_SEZIONI

Id	Tipo SEZ	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
-	-	cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	D 400 - Circolare cava: re=20 ri=19.2	98.52	0.0	0.0	3.786e+04	1.893e+04	1.893e+04	946.58	946.58	1229.48	1229.48

I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

TABELLA_CASI_DI_CARICO

CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC= Peso Acqua + Rivest	

COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	NO
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

TABELLA_COMBINAZIONI

Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	2	Comb. SLU A1 2
SLE rara	3	Comb. SLE(rara) 3		
SLE frequente	4	Comb. SLE(freq.) 4		
SLE quasi permanente	5	Comb. SLE(perm.) 5		

I carichi agenti sulla struttura in base alla vigente normativa risultano i seguenti:

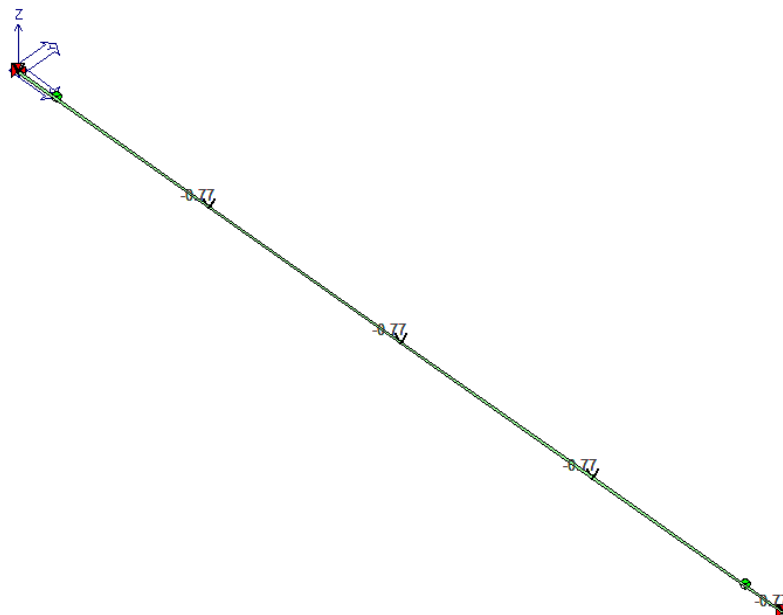


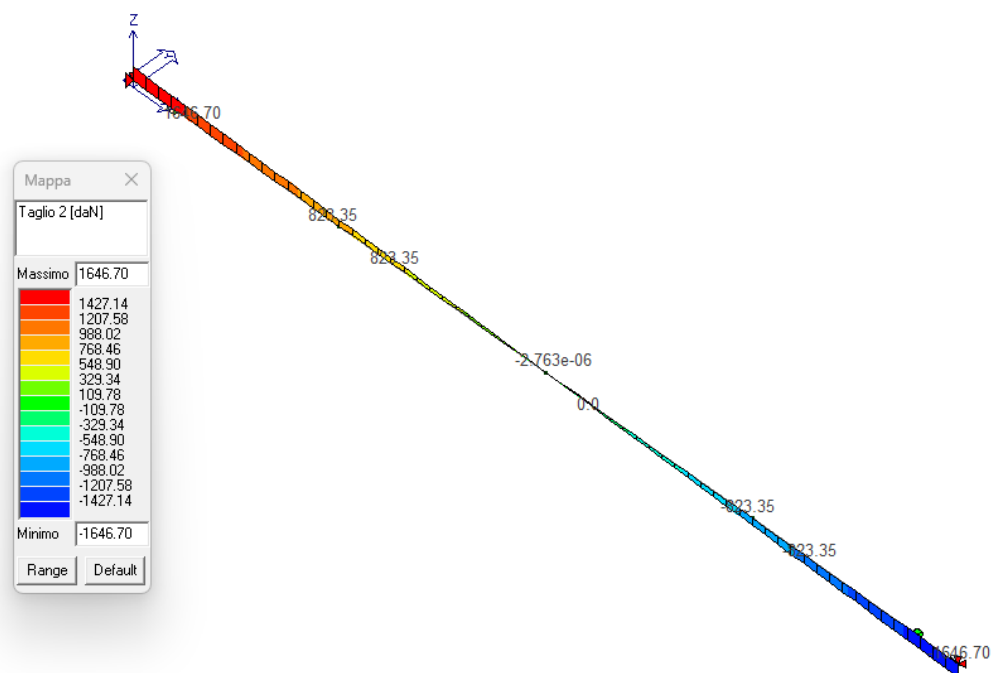
Figura 10 - Peso proprio d 400



Figura 11 - Rivestimento e peso acqua

9.1 Scarico sulla sella di appoggio

Si riportano le azioni massime:



Lo scarico massimo per ogni tubazione sulla sella d'appoggio è pari a:

$$T_{\max} = 1650 \times 2 = 3300 \text{ daN}$$

Considerando un'area di appoggio minima di 15x30 cm si ha la pressione massima :

$$\sigma_{\max} = T_{\max} / (15 \times 30) = 7.3 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

9.2 Deformazioni

Si riportano le componenti massime:

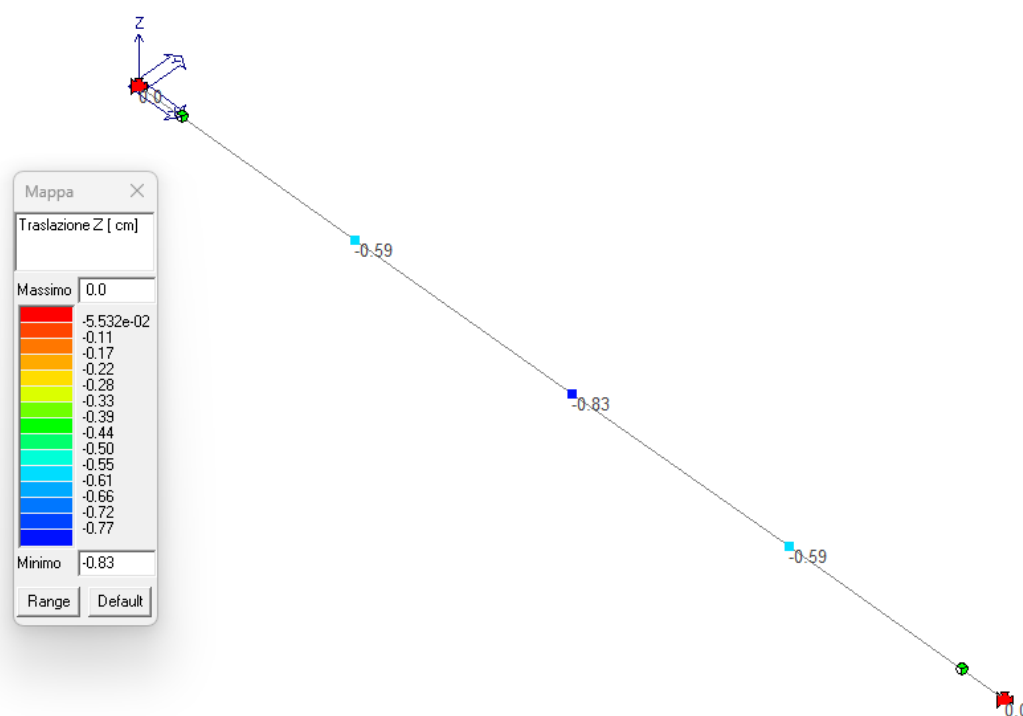


Figura 12 - freccia massima

Le deformazioni sono verificate essendo inferiore ad 1/250 della luce (1070/250 = 4.28 cm).

9.3 Azioni sulle strutture

Si riportano le azioni massime di inviluppo.

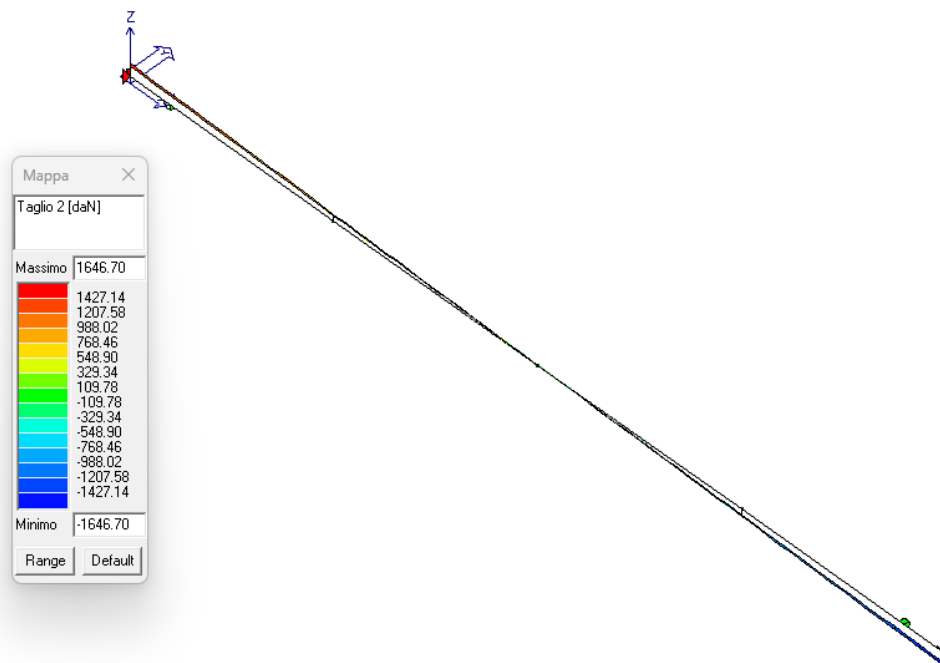


Figura 13 - Inviluppo sforzo di taglio

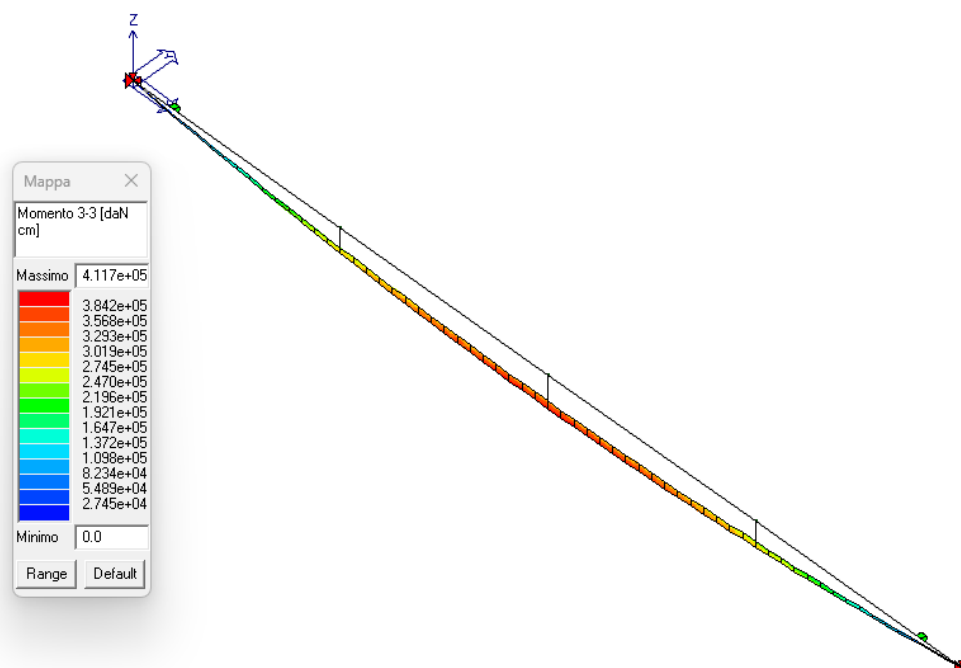


Figura 14 - Inviluppo momento flettente

9.4 Verifiche Acciaio

Si calcola la tensione normale causata dalla pressione interna:

$$P_i = 2.00 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$r_i = 19.2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{tubo}} = p_i \cdot \frac{r_e^2 + r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} = 49 \text{ daN/cm}^2$$

Si riportano le tensioni derivanti dallo schema di semplice appoggio.

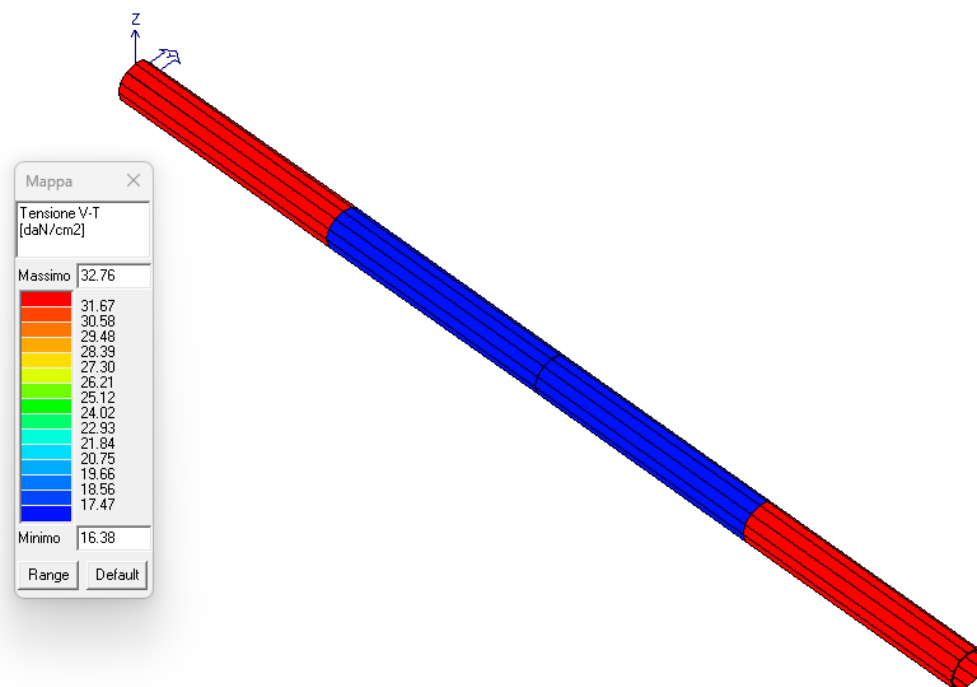


Figura 15 - Verifica tensione tangenziale

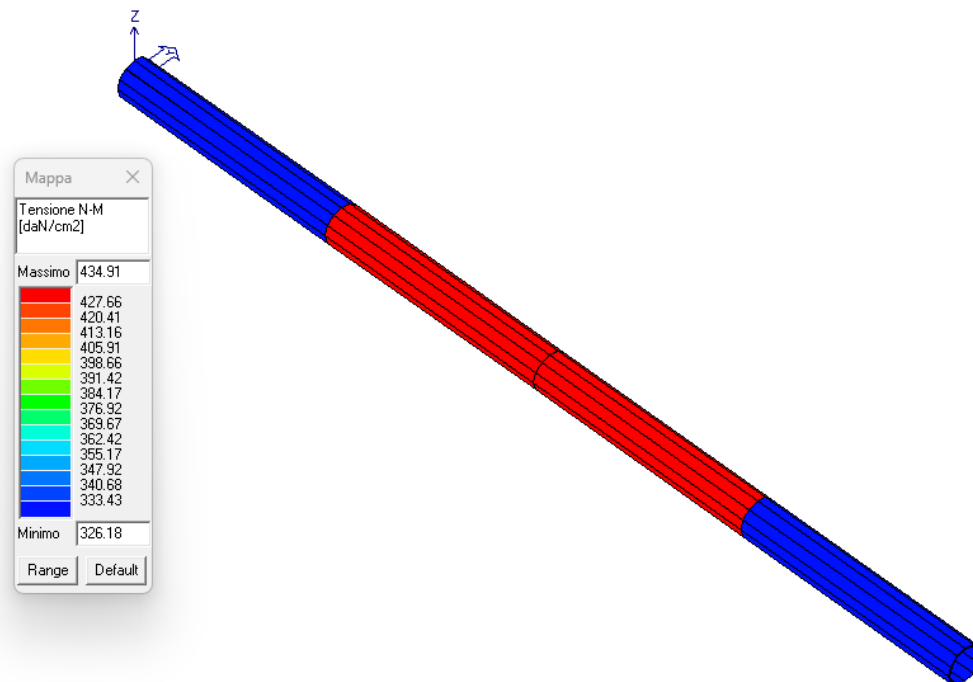


Figura 16 - Verifica tensione normale

Si ottiene la tensione massima ideale, sommando i vari contributi, a favore di sicurezza:

$$\sigma_{\text{tubo}} = 49 + 32.76 + 435 = 516.8 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_s = 2238 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.