

AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO – PARMA

Strada Giuseppe Garibaldi 75, I-43121 Parma

MO-E-1383-CODICE OPERA N.1392 – CUP:B94H20001600001 – INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E MESSA IN SICUREZZA DELLA CASSA DI LAMINAZIONE DEL FIUME SECCHIA ALLA NORMATIVA DPR 1363/59 E DM 26/06/2014.

4° LOTTO FUNZIONALE: COUTILIZZO INVASO AD USO IRRIGUO – CIG:94819039E1

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

R.02.c – RELAZIONE TECNICA (ASPETTI STRUTTURALI)

IL RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI:

CAPOGRUPPO MANDATARIA



PER IL R.T.P.:

IL PROGETTISTA GENERALE:
DOTT. ING.
FULVIO BERNABEI

IL CSP:
DOTT. ING.
NICOLA PESSARELLI

IL RUP:

DOTT. ING.
MASSIMO VALENTE

DATA: DICEMBRE 2022

REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.

INDICE

1	Premesse	3
2	Normativa di riferimento	4
3	Modellazione in SAP2000	6
3.1	Sintesi funzionalità generali	6
3.2	Sistemi di riferimento globale	8
3.3	Sistemi di riferimento locale per elementi Frame (travi, pilastri)	9
3.4	Sistemi di riferimento locale per elementi Shell (solette, pareti, platee)	11
3.5	Casi di carico	14
3.6	Casi di analisi in condizioni statiche	15
3.7	Casi di analisi in condizioni dinamiche	16
3.8	Estremi del programma di calcolo	18
4	Caratteristiche dei materiali	19
4.1	Calcestruzzo strutturale classe C32/40	19
5	Scelta del copriferro	21
6	Manufatto di Sollevamento	23
6.1	Descrizione delle opere	23
6.2	Disegni di riferimento	25
6.3	Situazioni progettuali	26
6.4	Valutazione dell'azione sismica	26
6.5	Definizione dei carichi e delle loro combinazioni	30
6.6	Modellazione e risultati dell'analisi	32
6.6.1	<i>Convenzioni di segno</i>	33
6.6.2	<i>Predimensionamento degli elementi strutturali e della loro armatura</i>	34
6.6.3	<i>Risultati SLU</i>	54

6.6.4	<i>Verifica dei carichi applicati e giudizio motivato di accettabilità</i>	65
7	Scatolare interrato	67
7.1	Descrizione delle opere	67
7.2	Disegni di riferimento	68
7.3	Situazioni progettuali	69
7.4	Valutazione dell'azione sismica	69
7.5	Definizione dei carichi e delle loro combinazioni	73
7.6	Modellazione e risultati dell'analisi	76
7.6.1	<i>Convenzioni di segno</i>	77
7.6.2	<i>Predimensionamento degli elementi strutturali e della loro armatura</i>	78
7.6.3	<i>Risultati SLU</i>	82
7.6.4	<i>Verifica dei carichi applicati e giudizio motivato di accettabilità</i>	84

1 Premesse

La presente relazione riporta le analisi e le verifiche atte al predimensionamento dei manufatti in calcestruzzo armato del presente progetto.

Nello specifico, nel Capitolo 2 è chiarita quale sia la normativa sulla cui base sono state effettuate le verifiche. Riferimenti dettagliati a paragrafi e tabelle in normativa sono precisati puntualmente ove ritenuto opportuno negli altri capitoli.

Il Capitolo 3 riporta le specifiche inerenti al software SAP2000 utilizzato ai fini della pre-analisi strutturale per generare modelli tridimensionale delle opere e simulare le distribuzioni delle azioni interne negli elementi strutturali.

I materiali impiegati per la realizzazione degli elementi strutturali sono presentati al Capitolo 4.

Nel Capitolo 5 sono espone le considerazioni effettuate a monte della scelta del copriferro (per elementi armati).

I capitoli 6 e 7 sono dedicate alle analisi effettuate rispettivamente sul manufatto di sollevamento e sullo scatolare interrato e ciascuno di riporta:

- la descrizione dettagliata dell'opera e degli elementi strutturali che la costituiscono;
- l'elenco di tutti gli elaborati grafici in cui è rappresentata l'opera in esame;
- la valutazione dell'azione sismica;
- la definizione dei carichi e delle loro combinazioni;
- la modellazione e i risultati dell'analisi;
- la verifica dei carichi applicati ed il giudizio motivato di accettabilità [in accordo con quanto prescritto dalle NTC2018 al Par.10.2.1].

2 Normativa di riferimento

Il dimensionamento e la verifica delle strutture sono stati condotti in conformità alla normativa nazionale vigente, ed in particolare, nel rispetto delle disposizioni dei seguenti testi:

- Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17/01/2018 (di seguito “NTC 2018”);
- Circolare esplicativa 11/02/2019 contenente le Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” (di seguito “Circolare”);
- D. Min. Infrastrutture e Trasp. 26/06/2014 – Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse) (di seguito D.M. 26/06/2014);
- Circolare della Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche 3 luglio 2019, n.16790 – “Verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere complementari e accessorie – Istruzioni per l’applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18)”;
- Circolare della Presidenza del Consiglio dei Ministri n° DSTN/2/7311 (di seguito CPM DSTN/2/7311);
- Norma UNI EN 206-1:2006 “Linee guida sul calcestruzzo strutturale”;
- Norma UNI EN 1992-1-1:2015 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole per gli edifici” (di seguito “EC2”);
- Norma UNI 11104:2016 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produttività e conformità – Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206”.
- Allegati A e B al D.M. 14/02/2008 (di seguito “All. A e B NTC 2008”);
- DIN 19704 – Hydraulic steel structures – Part. 1: Criteria for design and calculation;

NOTA:

Le traverse fluviali con funzione di regolazione possono essere assimilate a dighe, applicando di conseguenza la medesima normativa di riferimento valida per queste ultime; nella fattispecie le verifiche sono state condotte in accordo alle indicazioni del DM 26.06.2014, oltre che a quelle delle NTC 2018.

La circolare PCM DSTN/2/7311 chiarisce come non siano dighe, invece, le opere di sfioro delle casse di espansione in derivazione “intese come aree opportunamente

arginate per consentire l'accumulo temporaneo di acqua in occasione di eventi di piena mediante sfioro di una soglia libera o regolabile inserita in un tratto di sponda del corso d'acqua, oppure mediante altri sistemi quali sifoni auto innescanti o tratti di argine fusibili", giacché non si tratta di opere che sbarrano un corso d'acqua e ne intercettano i deflussi.

Tuttavia per semplicità e cautela anche le verifiche del manufatto di derivazione laterale sono state condotte adottando i medesimi criteri normativi di verifica delle dighe, come per il manufatto regolatore.

3 Modellazione in SAP2000

3.1 Sintesi funzionalità generali

I primi software della serie SAP per l'analisi di strutture con il metodo agli elementi finiti hanno fatto la loro comparsa sul finire degli anni cinquanta sviluppati da un gruppo dell'università di Berkeley specializzato nelle strutture tipo civile e capeggiato dai professori Wilson e Bathe.

SAP2000 è un codice che permette di risolvere strutture spaziali con il metodo delle deformazioni.

In questa analisi si suppone che la struttura sia composta da elementi semplici compresi tra nodi. Ogni elemento può essere soggetto a spostamenti longitudinali, trasversali e rotazionali. A tali spostamenti corrispondono forze e momenti necessari per mantenere la struttura in tale condizione.

Tale metodo può essere applicato a strutture composte da ogni tipo di elemento e non è limitativo quanto a forma o particolari materiali. Non è necessario che le caratteristiche degli elementi restino costanti tra i nodi.

La modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Frame (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

L'utente esegue delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

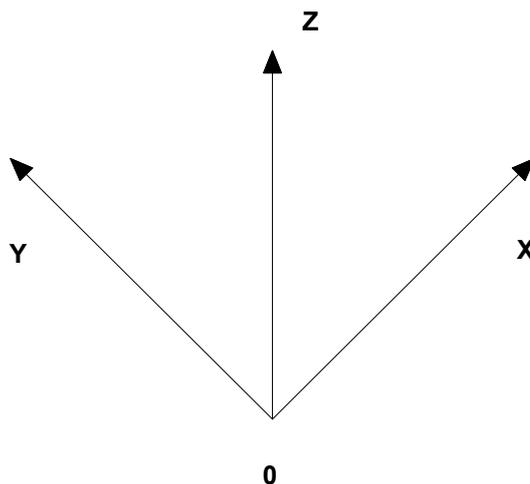
Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse.



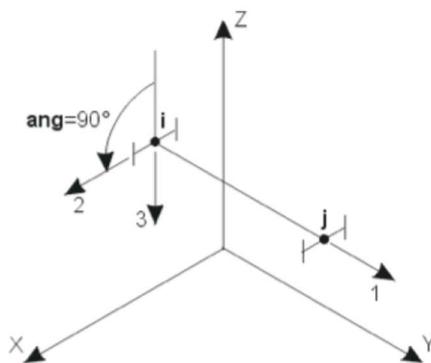
3.2 Sistemi di riferimento globale

Il sistema di riferimento globale è costituito da un sistema a tre coordinate cartesiane destrorso. I tre assi del sistema sono denominati X, Y, Z e sono tra loro perpendicolari. SAP2000 considera sempre come +Z l'asse verticale ascendente. Per default, la gravità è diretta secondo la direzione Z.

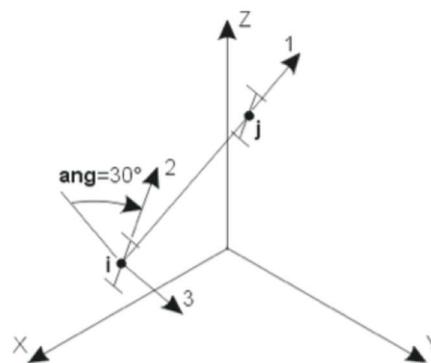


3.3 Sistemi di riferimento locale per elementi Frame (travi, pilastri)

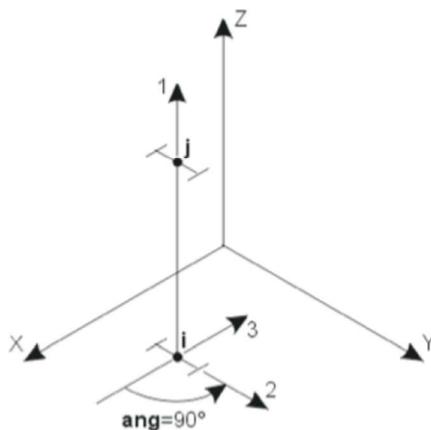
Ciascun elemento frame ha il proprio sistema di coordinate locale, con assi denominati 1, 2, 3. L'asse locale 1 è sempre l'asse longitudinale dell'elemento con la direzione positiva diretta dall'estremo I all'estremo J. Le direzioni 2 e 3 sono parallele agli assi neutri della sezione. Di solito la direzione 2 è presa lungo la direzione maggiore (altezza) della sezione, mentre la direzione 3 lungo la sua dimensione minore (larghezza).



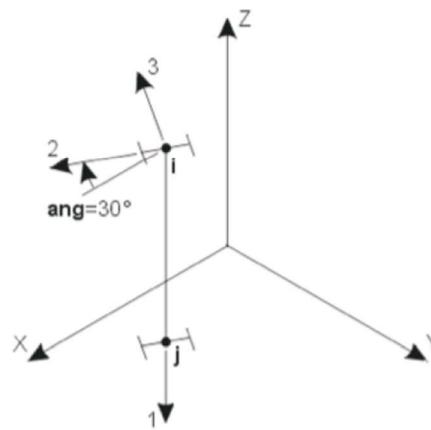
L'asse locale 1 è parallelo all'asse +Y
 L'asse locale 2 è ruotato di 90° dal piano Z-1



L'asse locale 1 non è parallelo agli assi X, Y o Z
 L'asse locale 2 è ruotato di 30° dal piano Z-1



L'asse locale 1 è parallelo all'asse +Z
 L'asse locale 2 è ruotato di 90° dal piano X-1



L'asse locale 1 è parallelo all'asse -Z
 L'asse locale 2 è ruotato di 30° dal piano X-1

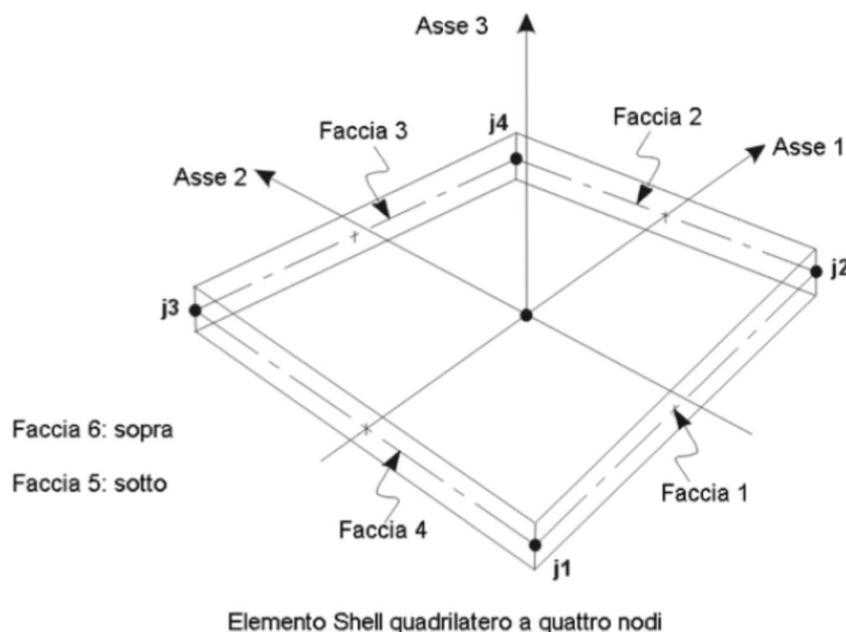
Le sollecitazioni verranno fornite in attinenza a tale sistema di riferimento:

- P, la forza assiale,

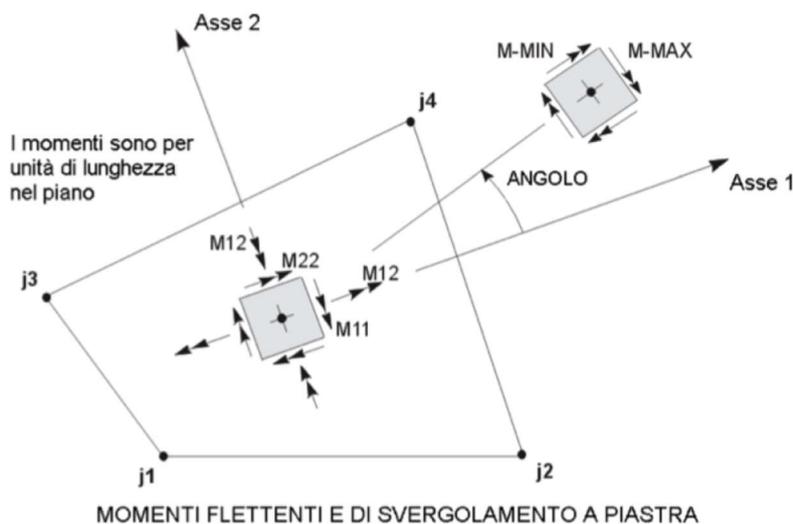
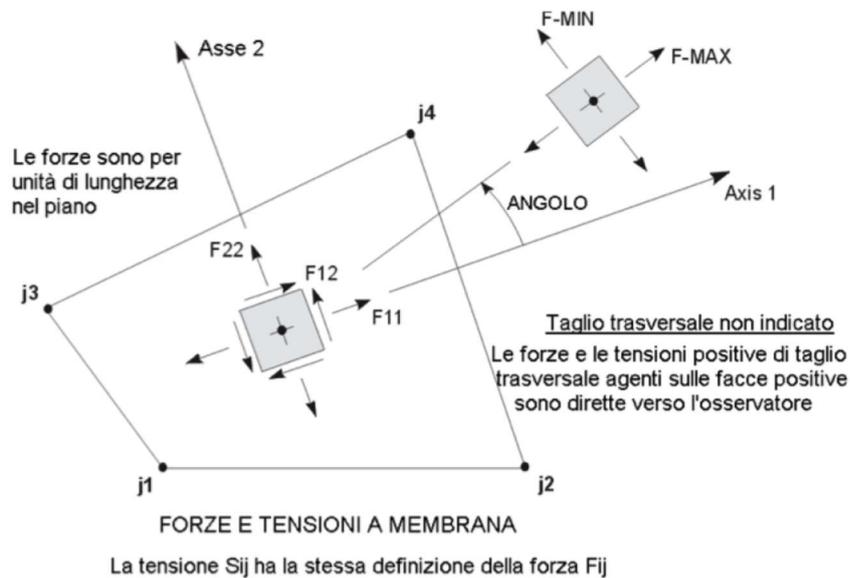
- V2, la forza di taglio nel piano 1-2
- V3, la forza di taglio nel piano 1-3
- T, momento torcente
- M2, il momento flettente nel piano 1-3 (intorno all'asse 2)
- M3, il momento flettente nel piano 1-2 (intorno all'asse 3)

3.4 Sistemi di riferimento locale per elementi Shell (solette, pareti, platee)

L'elemento Shell ha una formulazione a tre o quattro nodi che combina il comportamento separato a membrana e quello a piastra flettente. Il comportamento a membrana usa una formulazione isoparametrica che comprende le componenti di rigidità traslazionali nel piano e una componente di rigidità rotazionale nella direzione normale al piano dell'elemento. Il comportamento a piastra flettente comprende due componenti di rigidità rotazionali della piastra, fuori dal piano e una componente di rigidità traslazionale nella direzione normale al piano dell'elemento. Per default viene utilizzata una formulazione a piastra spessa che comprende gli effetti della deformazione di taglio trasversale.



Ciascun elemento Shell ha un proprio sistema di coordinate locale usato per definire le proprietà del materiale, i carichi e l'output. Gli assi di questo sistema locale sono indicati con i numeri 1, 2, 3. I primi due assi giacciono nel piano dell'elemento con orientamento specificato dall'utente; il terzo asse è normale.



Le sollecitazioni verranno fornite in attinenza a tale sistema di riferimento:

- Tensioni assiali nel piano: S_{11} e S_{22}
- Tensione di taglio nel piano: S_{12}
- Tensioni di taglio trasversali: S_{13} e S_{23}
- Tensione assiale normale al piano: S_{33} (considerata sempre nulla)

Le tre tensioni nel piano sono assunte costanti o variabili linearmente entro lo spessore dell'elemento. Le due tensioni di taglio trasversali sono considerate costanti lungo lo spessore. La vera distribuzione della tensione di taglio è parabolica, con valore nullo

sulle superficie in alto e in basso e con valore massimo o minimo alla superficie mediana dell'elemento.

Le forze interne dell'elemento Shell, chiamate anche risultanti delle tensioni, sono le forze ed i momenti che risultano dall'integrazione delle tensioni sullo spessore dell'elemento:

- Forze membranali assiali: F11 e F22
- Forza membranale di taglio: F12
- Momenti flettenti a piastra: M11 e M22
- Momento di svergolamento a piastra: M12
- Forze di taglio trasversali a piastra: V13 e V23

E' molto importante notare che queste risultanti della tensione sono forze e momenti per unità di lunghezza nel piano. Sono presenti in ciascun punto sulla superficie mediana dell'elemento.

3.5 Casi di carico

I carichi (Loads) rappresentano le azioni agenti sulla struttura, come forze, pressioni, cedimenti vincolari, effetti termici, accelerazione al terreno e altro. Una distribuzione spaziale di questi carichi è chiamata condizione di carico (Load Case).

Una condizione di carico rappresenta, in definitiva, un carico elementare; di seguito riportiamo i tipi previsti:

- DEAD: carico permanente (G1)
- SUPER DEAD: carico permanente (G2)
- LIVE, REDUCED LIVE: carichi accidentali (Q)
- QUAKE: azioni sismiche (E)
- WIND: azioni dovute al vento (Q)
- SNOW: carico neve (Q)
- WAVE: carichi determinati da onde di pressione (Q)
- OTHER: altri tipi di carico

3.6 Casi di analisi in condizioni statiche

Per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si possono adottare i seguenti metodi:

- a) Analisi elastica lineare;
- b) Analisi plastica;
- c) Analisi non lineare.

Analisi elastica lineare

Per la determinazione degli effetti delle azioni, sia per lo stato limite ultimo che di esercizio, le analisi sono effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo cls;
- relazioni tensioni deformazione lineare;
- valori medi del modulo di elasticità.

Analisi plastica

Al materiale si attribuisce un diagramma delle tensioni-deformazioni rigido-plastico verificando che la duttilità delle sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni sia sufficiente a garantire la formazione del meccanismo di collasso previsto.

Nell'analisi si trascurano gli effetti di precedenti applicazioni del carico e si assume un incremento monotono dell'intensità delle azioni e la costanza del rapporto tra le loro intensità così da pervenire ad un unico moltiplicatore di collasso.

Analisi non lineare

Al materiale si attribuisce un diagramma tensioni-deformazioni che ne rappresenti adeguatamente il comportamento reale, verificando che le sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni siano in grado di sopportare allo stato limite ultimo tutte le deformazioni non elastiche derivanti dall'analisi, tenendo in appropriata considerazione le incertezze.

Nell'analisi si trascurano gli effetti di precedenti applicazioni del carico e si assume un incremento monotono dell'intensità delle azioni e la costanza del rapporto tra le loro intensità.

Le analisi effettuate per le verifiche strutturali delle opere in esame sono di tipo elastico lineare.

3.7 Casi di analisi in condizioni dinamiche

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere di tipo lineare o non lineare, in relazione alla modellazione del comportamento del materiale.

Inoltre, in funzione del fatto che l'equilibrio sia tratto staticamente o dinamicamente, i metodi di analisi si distinguono ulteriormente in statici o dinamici.

Analisi statica equivalente (analisi lineare statica)

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specificati nel Cap. 7.3.3.2 delle NTC 2018, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2.5T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 (calcolato in base alla formula 7.3.5, NTC 2018), e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame.

Analisi dinamica modale (analisi lineare dinamica)

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta. Il sistema da analizzare può essere visto come un oscillatore con n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

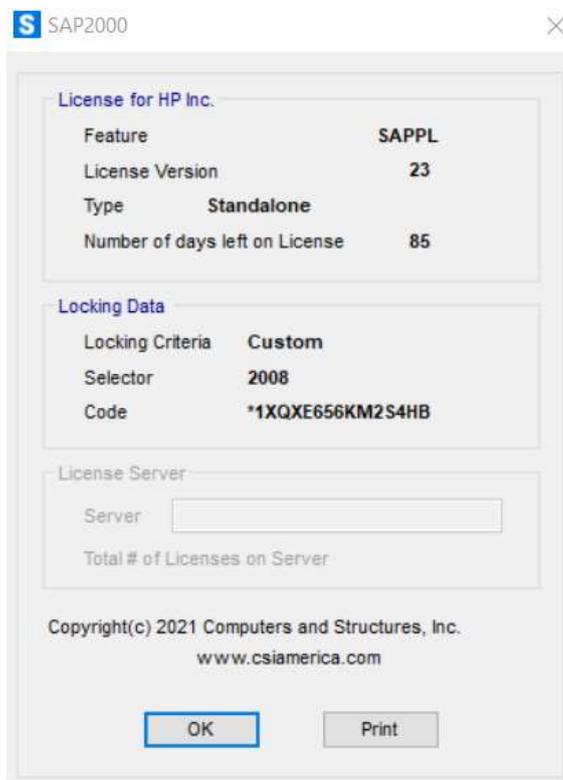
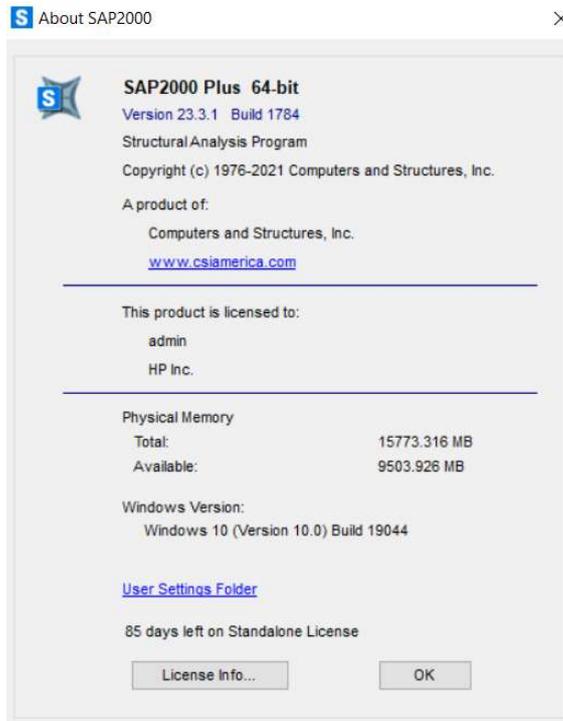
La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà

perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti. Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. È prevista una specifica fase di stampa per tali risultati. L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate.

3.8 Estremi del programma di calcolo



4 Caratteristiche dei materiali

Si è scelto di prevedere l'utilizzo di calcestruzzo di classe XC4, indicato per ambienti soggetti a cicli di bagnamento/asciugamento.

XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.
-----	---------------------------------	--

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione		Classi di esposizione									Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
				Corrosione delle armature indotta da cloruri			Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
				XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2							
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45		
Minima classe di resistenza ^{*)}	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45				
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360				
Contenuto minimo in aria (%)													3,0 ^{a)}						
Altri requisiti													Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo	È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}					

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

4.1 Calcestruzzo strutturale classe C32/40

Il calcestruzzo C32/40 sarà impiegato per tutti gli elementi strutturali.

Il valore di resistenza caratteristica cubica R_{ck} del calcestruzzo selezionato è pari a 40 MPa.

Si definiscono dunque il valore caratteristico e medio della resistenza cilindrica, rispettivamente f_{ck} e f_{cm} [NTC 2018 – Par 11.2.10.1].

$$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 41.20 \text{ MPa}$$

Come valori della resistenza media e caratteristica a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo, rispettivamente f_{ctm} e f_{ctk} , si sono assunti i seguenti valori [NTC 2018 – Par 11.2.10.2]:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cong 3.10 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} \cong 2.17 \text{ MPa}$$

La resistenza di progetto a compressione è calcolata in accordo con la normativa come segue [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.1.1].

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cong 18.81 \text{ MPa}$$

dove:

- $\alpha_{cc} = 0.85$ è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- $\gamma_c = 1.5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

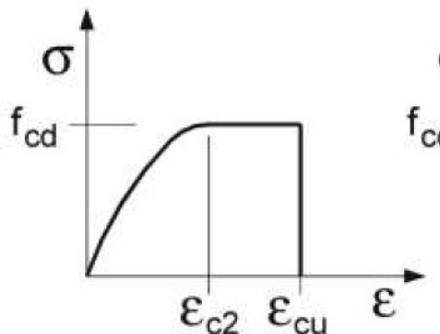
La resistenza di progetto a trazione è definita in accordo con la normativa come segue [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.1.2].

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \text{ MPa}$$

Il modulo elastico del calcestruzzo è stato valutato con la seguente formula [NTC 2018 – Par. 11.2.10.3].

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \cong 33643 \text{ MPa}$$

Il diagramma di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo è stato assunto in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.2.1]. In particolare si è considerato un modello $\sigma - \varepsilon$ di tipo parabola-rettangolo.



I valori assunti per ε_{c2} ed ε_{cu} sono quelli prescritti per classi di resistenza pari o inferiore a C50/60, ovvero rispettivamente 0.20% e 0.35%.

5 Scelta del copriferro

In accordo con la normativa, il copriferro da utilizzare nei calcoli strutturali e da riportare negli elaborati grafici si definisce come copriferro nominale c_{NOM} ed è definito come segue [EC2].

$$c_{NOM} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove:

- c_{min} è il valore del copriferro minimo;
- Δc_{dev} è la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro.

Lo spessore minimo del copriferro è il valore massimo tra quelli minimi imposti per soddisfare le esigenze di durabilità e di aderenza.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} = 30 \text{ mm}$$

(35 mm nel caso in cui non sia previsto un controllo di qualità speciale della produzione)

dove:

- $c_{min,b}$ è il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature ed è pari al diametro della barra, ovvero max 30 mm nei casi in analisi;
- $c_{min,dur}$ è il copriferro minimo necessario per la durabilità dell'opera, pari a 35 mm (ma con un controllo di qualità speciale della produzione può essere ridotto a 30 mm) considerando la classe di esposizione (XC2) e la vita nominale dei manufatti, che per grandi dighe rilevanti è pari a 100 anni in accordo con la normativa [D.M. 26/06/2014, Tab. C.2];
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ è il valore aggiuntivo del copriferro legato alla sicurezza (nel draft dell'appendice nazionale dell'Italia si consiglia di porre tale valore pari a zero);
- $\Delta c_{dur,st}$ è la riduzione del copriferro quando si utilizza acciaio inossidabile (nel draft dell'appendice nazionale dell'Italia si consiglia di porre tale valore pari a zero);
- $\Delta c_{dur,add}$ è la riduzione del copriferro minimo quando si ricorre a protezioni aggiuntive (nel draft dell'appendice nazionale dell'Italia si consiglia di porre tale valore pari a zero).

Il draft dell'Appendice nazionale Italiana per la norma UNI EN 1992-1-1 consiglia di fissare la tolleranza $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$, dunque:

$$\Delta c_{dev} = \begin{cases} 30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 40 \text{ mm} & (\text{con controllo produzione}) \\ 35 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 45 \text{ mm} & (\text{senza controllo produzione}) \end{cases}$$

Tuttavia, qualora si prevedano controlli di qualità dei copriferri in cantiere $\Delta c_{dev} = 5 \div 10 \text{ mm}$ e nel caso in cui tali controlli siano estremamente efficienti $\Delta c_{dev} = 0 \div 10 \text{ mm}$. Pertanto $c_{NOM} = 30 \div 45 \text{ mm}$ in base ai controlli che si prevedono.

Nella fattispecie il valore selezionato per il copriferro nominale è $c_{NOM} = 40 \text{ mm}$.

6 Manufatto di Sollevamento

6.1 Descrizione delle opere

Il manufatto di sollevamento è previsto da realizzare nella zona nord-ovest del tratto di arginature della cassa di laminazione che sarà soggetta agli interventi da svolgere nell'ambito del 2° lotto funzionale degli "Interventi di adeguamento del sistema di laminazione delle piene della cassa di espansione del fiume Secchia (provincia di Modena)". Esso risulterà inserito all'interno del corpo arginale, sia nella configurazione esistente, che in quella prevista nel progetto del 2° Lotto.

Il sollevamento, costituito da due pompe centrifughe sommerse (una di riserva all'altra), consentirà di addurre i volumi irrigui tramite una premente in acciaio inox DN600 fino ad un pozzetto di sconnessione, passando all'interno di un controtubo scatolare interrato al di sotto dell'arginatura.

Il pozzetto di sconnessione permetterà a sua volta il carico di una condotta adduttrice in PRFV DN700, che si svilupperà per un tratto lungo circa 1 km in direzione Nord-Ovest, fino al punto di consegna nel recettore irriguo del Consorzio di Bonifica dell'Emilia Romagna.

Entrando nel dettaglio, il sollevamento sarà alimentato da una condotta in calcestruzzo DN1200 posta all'interno del bacino laterale di Rubiera che riverserà i volumi d'acqua derivati all'interno di una prima camera, la quale avrà la duplice funzione sia di consentire la sconnessione idraulica tra impianto e cassa attraverso una paratoia motorizzata di luce netta 1,20x1,20 m, sia di permettere l'accesso per manutenzione al fondo della struttura, grazie ad un copertura completamente removibile in grigliato pedonabile a quota 49.25 m s.l.m.

Le due pompe centrifughe, come detto una di riserva all'altra, saranno in grado di sollevare una portata nominale di circa 1500 m³/h, corrispondenti a circa 400 l/s, con una prevalenza di circa 8 metri all'interno di due iniziali tubazioni di mandata in acciaio DN500. I due suddetti tronchi avranno un primo tratto verticale che culminerà in un sifone a cavaliere con asse a quota 50.25 m s.l.m. e quindi tale da possibili

inneschi a gravità del sistema durante i periodi di massimo invaso del bacino di laminazione

Dopo il tratto a sifone, le due mandate confluiranno in una stessa premente in acciaio DN600 che attraverserà la camera e lo scatolare interrato in cui sarà inserita. Lo scatolare, di lunghezza pari a 18.90 m, permetterà alla premente di raggiungere il pozzetto di sconnessione idraulica e carico della condotta adduttrice in PRFV DN700, di dimensioni interne in pianta 200 x300 cm. La premente nel pozzetto verrà disposta con asse verticale fino a raggiungere la quota di 48.20 m s.l.m., circa 10 cm più in alto del massimo livello di carico previsto nel pozzetto. Il fondo del pozzetto sarà posto a quota 42.00 m s.l.m., 10 cm più in basso della quota di imbocco dell'adduttrice.

A completamento del circuito idraulico, verrà disposta anche una tubazione in acciaio DN100 per permettere lo scarico della premente. Tale tubazione avrà un doppio termine: da un lato all'interno del pozzetto di sconnessione e, dall'altro, nella camera di sollevamento. Il flusso all'interno della tubazione sarà regolato ed indirizzato da due valvole motorizzate a farfalla.

Sarà possibile accedere al manufatto di sollevamento dal piano della soletta di copertura a quota 49.25 m s.l.m.: è prevista, infatti, un'entrata attraverso una porta a tenuta stagna che conduce ad un locale di servizio. Questo locale, oltre a contenere i quadri elettrici e l'impianto di estrazione dell'aria per l'innesco o il disinnesco del sifone a cavaliere, permetterà l'accesso alla camera di partenza dello scatolare attraverso un'asola nel piano di calpestio di dimensioni 200x140 cm, con copertura in grigliato pedonabile. Da qui, una scala metallica permetterà la discesa al locale sottostante a quota 44.00 m s.l.m.

6.2 Disegni di riferimento

Gli elaborati grafici relativi alle opere in analisi sono elencati nella tabella seguente.

Codice tavola	Titolo tavola	Scala
Tav. 4.1	Planimetria impianto di sollevamento al termine dei lavori del Lotto IV	1:200
Tav. 4.2	Planimetria impianto di sollevamento al termine dei lavori del Lotto II	1:200
Tav. 5.1	Architettonici impianto di sollevamento (sezione longitudinale, piante e particolare posa condotta alimentazione)	INDICATA
Tav. 5.2	Architettonici impianto di sollevamento (sezioni trasversali e prospetto)	1:100

6.3 Situazioni progettuali

Ai fini del predimensionamento degli elementi strutturali costituenti l'opera, si è valutata la situazione di manufatto vuoto, sia in condizioni statiche che sismiche.

6.4 Valutazione dell'azione sismica

La valutazione degli effetti riconducibili al sisma è stata condotta mediante un'analisi lineare statica [NTC2018 – Par. 7.3.3.2], cioè in sostanza il sisma è stato rappresentato applicando forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad [7.3.7]$$

dove:

F_h = $S_d(T_1) W \lambda/g$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

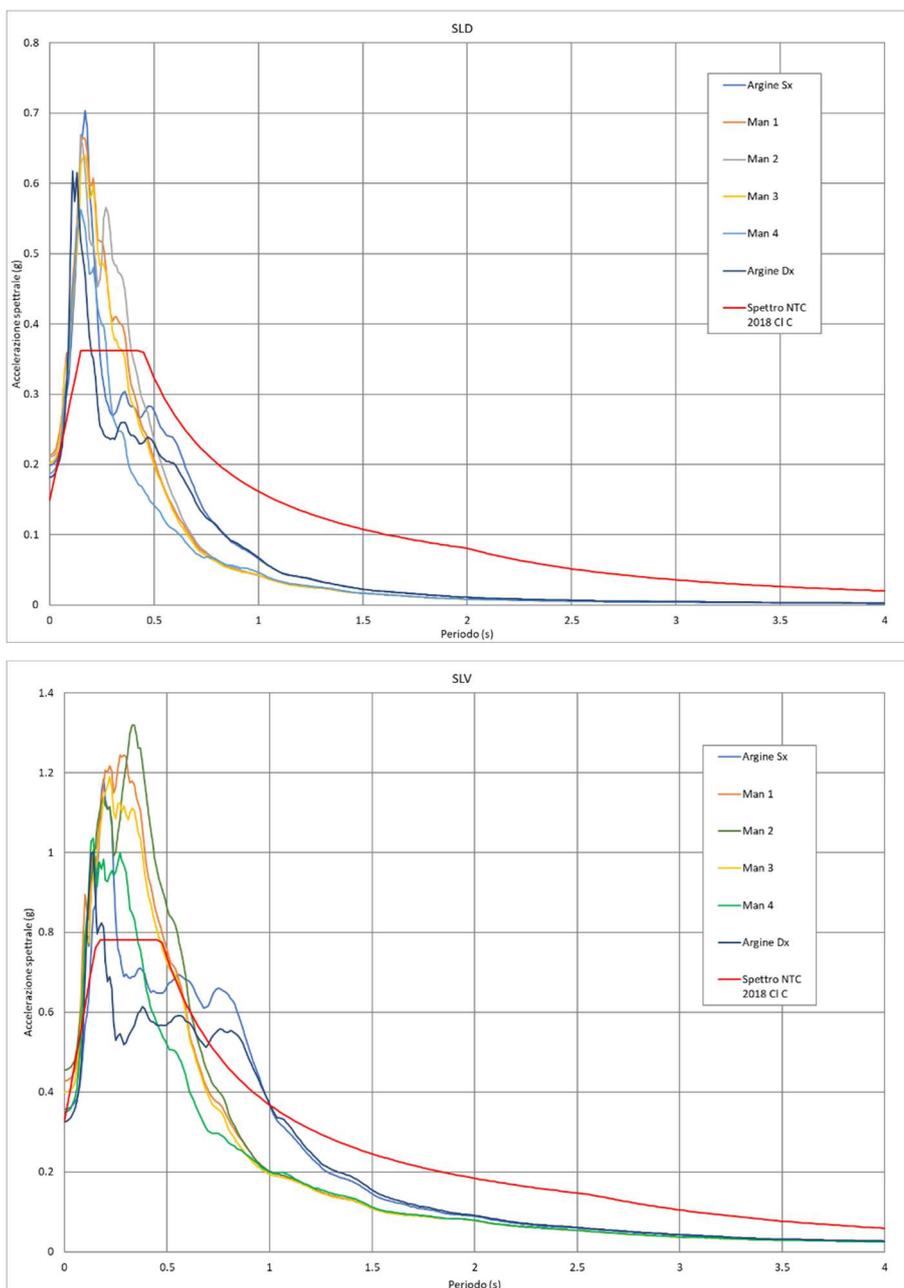
Il periodo fondamentale di vibrazione della struttura è stato individuato attraverso l'analisi modale svolta con il software SAP2000, ed è pari a $T_1 = 0.04$ s per manufatto analizzato.

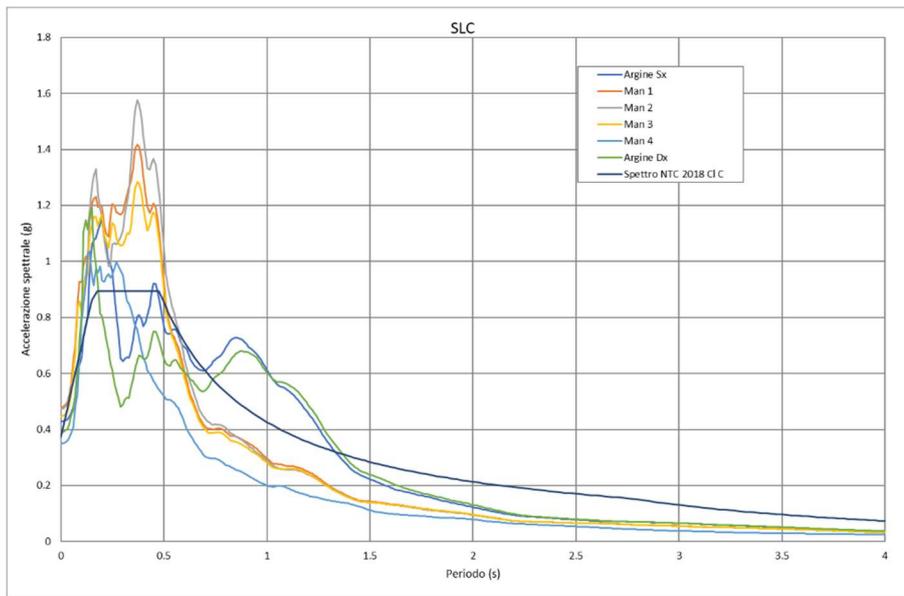
In accordo con quanto previsto dalla normativa [NTD14 – Par. C.6 e Circolare 16790 – Cap. II], la verifica sismica è stata svolta, cautelativamente, solo per SLC, ovvero sono state omesse le verifiche allo SLO e allo SLV in quanto le prestazioni per detto stati limite sono garantite con livelli di azione sismica maggiore.

La risposta sismica è stata caratterizzata a livello locale tramite modellazione bidimensionale effettuata sulla base di una sezione litostratimetrica ricavata a partire

da sondaggi effettuati in corrispondenza del manufatto regolatore (cfr. *Relazione sismotettonica e sismica*).

Gli spettri elastici rappresentativi della risposta sismica locale sono mostrati nei seguenti grafici, in cui è riportato anche lo spettro definito da NTC.





L'entità delle forze statiche equivalenti è stata calcolata come ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 per ciascuno degli spettri di risposta locale e per lo spettro fornito da normativa; il valore assunto per le verifiche è quello massimo tra la media dei valori delle RSL e il valore ottenuto da NTC, ed è evidenziato in giallo nelle tabelle seguenti.

MANUFATTO		$S_e(T_1)$ [g]			
		SLO	SLD	SLV	SLC
T1=0.04 s	Spettro elastico	0.168	0.211	0.454	0.516
	Risposta sismica locale	-	0.223	0.405	0.470
	MAX	0.168	0.223	0.454	0.516

Ciò comporta che, per la valutazione del k_h relativo alle azioni inerziali del terreno si ha:

$$S_e(T_1) = 0.516g$$

$$a_g = \frac{S_e(T_1)}{F_0 \cdot S \cdot \eta}$$

Ove:

- $F_0 = 2.4$ per i terreni considerati,

- $S = S_s \cdot S_t = 1.28 \cdot 1 = 1.28$;

- $\eta = 1$

Pertanto si ha che:

$$a_g = \frac{0.516g}{2.4 \cdot 1.28 \cdot 1} = 0.168g$$

$$a_{max} = a_g \cdot S = 0.22g$$

Ottenendo quindi che:

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{max}}{g} = 1 \cdot \frac{0.22g}{g} = 0.22$$

6.5 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Oltre al peso proprio degli elementi portanti del manufatto (automaticamente calcolato dal software SAP2000), sono stati considerati i seguenti carichi:

➤ SPINTE DEL TERRENO

In accordo con quanto stabilito nella relazione R07-Relazione sulle verifiche di stabilità delle arginature, essendo il manufatto posto all'interno del corpo arginale nel tratto relativo ad i lavori del secondo lotto funzionale e rappresentato dalla sezione tipo E descritta nella relazione di cui sopra, si sono utilizzati i seguenti parametri per il calcolo delle spinte del terreno:

	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' (kPa)	K_A
Rilevato arginale	18	20	27	0.0	0.334

Le pressioni sono ottenute applicando la formula proposta di seguito:

$$p = \gamma_{sat} \cdot z \cdot k - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k}$$

dove:

- z è la profondità rispetto al piano campagna;
- $K_A = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2(\alpha) \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$ è il coefficiente di spinta

attiva secondo la formulazione di Coulomb [Fondazioni. Progetto e analisi – Joseph E. Bowles], essendo $\alpha = 90^\circ$ l'inclinazione del muro, $\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi'_k$ l'angolo di attrito cls-terreno, e $\beta = 0^\circ$ l'inclinazione del piano campagna a monte del muro;

➤ FORZE INERZIALI DOVUTE AL SISMA

Le forze inerziali dovute al sisma (SLC) sono state applicate con le procedure e le accelerazioni descritte al paragrafo 6.4

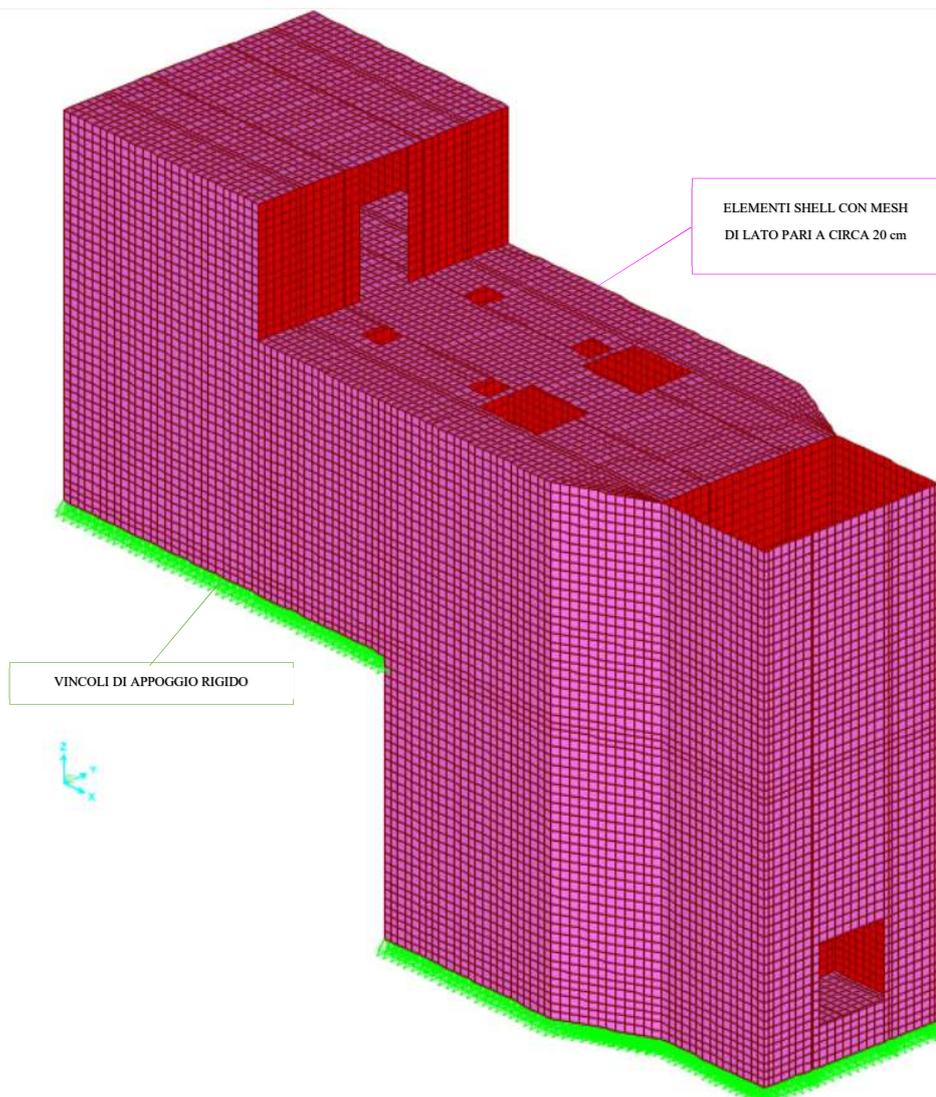
Sono state considerate le combinazioni di carico e le situazioni progettuali maggiormente conservative. I coefficienti di combinazione, riportati nella tabella seguente, sono stati definiti in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 2.5, Par. 5.1.3.14, D.M. 26/06/2014 – Cap. C.8.].

COMBINAZIONI	PESO PROPRIO	SPINTE DEL TERRENO X+	SPINTE DEL TERRENO X-	SPINTE DEL TERRENO Y+	SPINTE DEL TERRENO Y-	SISMA			
						X+	X-	Y+	Y-
SLU FONDAMENTALE	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	-	-	-	-
SISMICA X+Y+	1	1.22	0.78	1.066	0.934	1	-	0.3	-
SISMICA X+Y-	1	1.22	0.78	0.934	1.066	1	-	-	0.3
SISMICA X-Y+	1	0.78	1.22	1.066	0.934	-	1	0.3	-
SISMICA X-Y-	1	0.78	1.22	0.934	1.066	-	1	-	0.3
SISMICA Y+X+	1	1.066	0.934	1.22	0.78	0.3	-	1	-
SISMICA Y+X-	1	0.934	1.066	1.22	0.78	-	0.3	1	-
SISMICA Y-X+	1	1.066	0.934	0.78	1.22	0.3	-	-	1
SISMICA Y-X-	1	0.934	1.066	0.78	1.22	-	0.3	-	1

Gli effetti dell'evento sismico sono stati ottenuti considerando l'involuppo degli effetti dovuti ad accelerazioni caratterizzate da versi opposti [NTC 2018 – Par. 7.3.5.].

6.6 Modellazione e risultati dell'analisi

Il manufatto è stato modellato come segue.

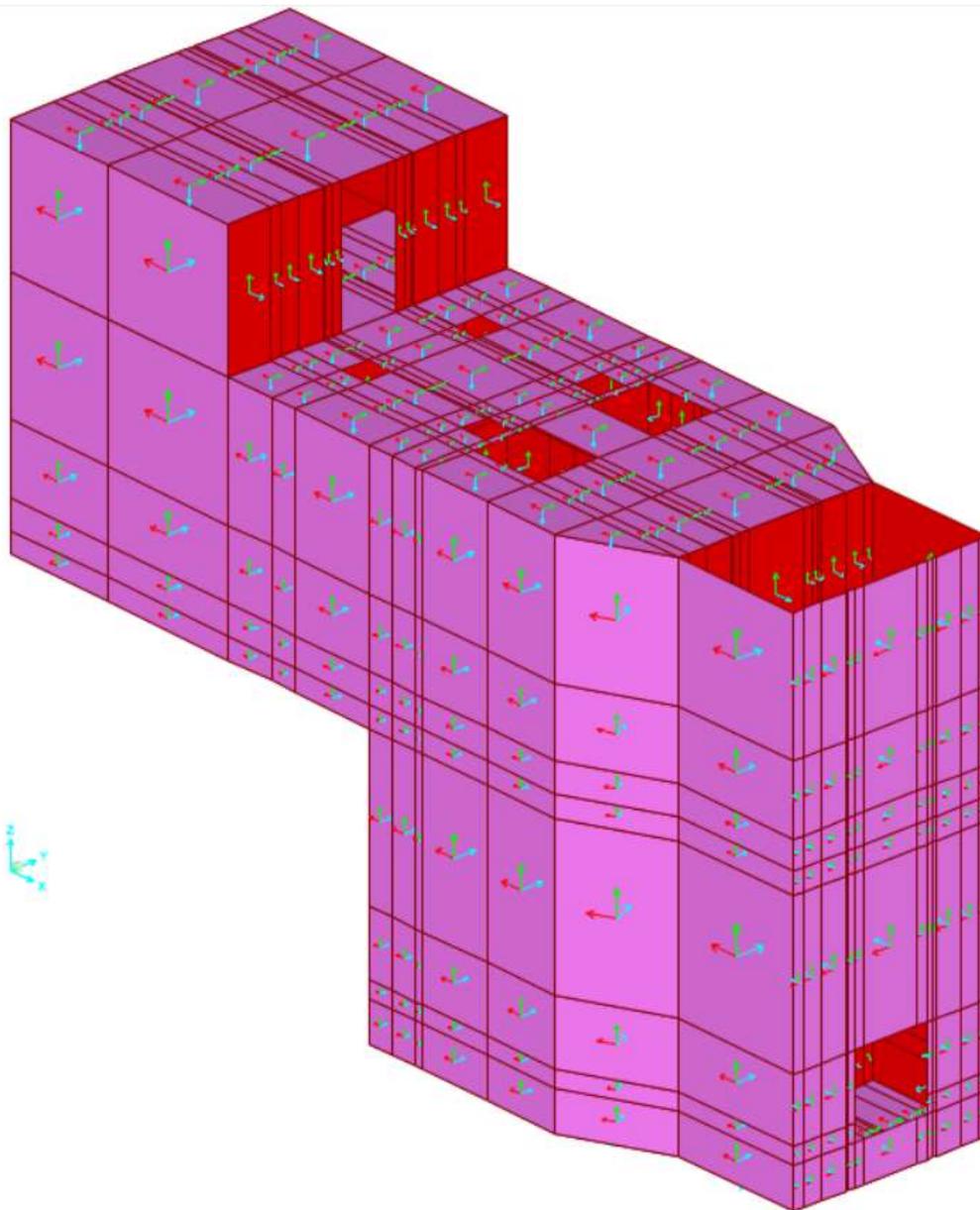


Di seguito si riportano i diagrammi ed i valori delle azioni flettenti e di taglio maggiormente critiche agenti negli elementi strutturali agli SLU, rappresentati rispetto una scala di colori i cui valori massimi e minimi coincidono con i valori delle resistenze a taglio e a momenti di ciascun elemento.

NB: i valori delle sollecitazioni riportati nei diagrammi sono espressi in kN/m (forze) e kN·m/m (momenti).

6.6.1 Convenzioni di segno

Le convenzioni di segno utilizzate nella modellazione sono visibili nell'immagine seguente, dove l'asse 1 è colorato in rosso, l'asse 2 in verde e l'asse 3 in azzurro.



Per superfici verticali, gli assi 1 e 2 giacciono nel piano dell'elemento considerato, e in particolare l'asse 1 è orizzontale e l'asse 2 è verticale, mentre l'asse 3 è invece perpendicolare alla superficie. Di conseguenza, il momento M11 (che ruota attorno all'asse 2) e il taglio V13 sono utilizzati per il predimensionamento delle armature

orizzontali, mentre il momento M22 (che ruota attorno all'asse 1) e il taglio V23 sono utilizzati per il predimensionamento delle armature verticali.

Per tutti gli elementi verticali di questo manufatto, l'asse 3 è rivolto verso l'interno.

Nei paragrafi successivi:

- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura verticale saranno sinteticamente identificati come "M22" e "V23";
- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura orizzontale saranno sinteticamente identificati come "M11" e "V13".

Per superfici orizzontali, gli assi 1 e 2 giacciono nel piano dell'elemento considerato, mentre l'asse 3 è perpendicolare alla superficie, ovvero si trova in direzione verticale.

Per tutti gli elementi orizzontali di questo manufatto, l'asse 3 è rivolto verso il basso.

Di conseguenza, il momento M11 (che ruota attorno all'asse 2) e il taglio V13 sono utilizzati per il predimensionamento delle armature longitudinali, mentre il momento M22 (che ruota attorno all'asse 1) e il taglio V23 sono utilizzati per il predimensionamento delle armature trasversali.

Nei paragrafi successivi:

- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura trasversale saranno sinteticamente identificati come "M22" e "V23";
- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura longitudinale saranno sinteticamente identificati come "M11" e "V13".

6.6.2 Predimensionamento degli elementi strutturali e della loro armatura

Il manufatto analizzato è composto dai seguenti elementi strutturali:

- Platea di fondazione con estradosso a quota 38.50 m s.l.m. di spessore 120 cm;
- Platea di fondazione con estradosso a quota 44.00 m s.l.m. di spessore 40 cm;
- Muri da quota 38.50 a quota 44.00 m s.l.m. di spessore 80 cm;
- Muri da quota 44.00 a quota 49.25 m s.l.m. e da quota 49.25 a quota 52.00 m s.l.m. di spessore 40 cm;

- Soletta di copertura del manufatto con estradosso a quota 49.25 m s.l.m. di spessore 40 cm;
- Soletta di copertura del vano d'accesso al manufatto con estradosso a quota 52.00 m s.l.m. di spessore 25 cm.

Il predimensionamento delle armature è il seguente:

- Platea sp. 120 cm: armatura trasversale e longitudinale $\phi 12/20$;
- Platea sp. 40 cm: armatura trasversale e longitudinale $\phi 12/20$;
- Muri sp. 80 cm: armatura verticale ed orizzontale $\phi 14/20$;
- Muri sp. 40 cm: armatura verticale ed orizzontale $\phi 12/20$;
- Soletta sp. 40 cm: armatura trasversale e longitudinale $\phi 12/20$;
- Soletta sp. 25 cm: armatura trasversale e longitudinale $\phi 12/20$.

Si riportano di seguito, per ciascuno di questi elementi, i valori di momento e taglio resistente ottenuti dal predimensionamento dell'armatura.

Platea sp. 120 cm

VERIFICA PLATEA sp. 120 cm - ARMATURA TRASVERSALE

Caratteristiche dei materiali

- Cls $R_{ck} \geq 35$ MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa
$\alpha_{cc} =$	0.85	
$\gamma_C =$	1.5	
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33,643	MPa

*coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
 coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo*

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa
$\gamma_S =$	1.15	
$E_S =$	210,000	MPa

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per $f_{ck} \leq 50$ N/mm²
- un asse neutro reale dove $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	120	cm
$d' =$	4.6	cm
$d =$	115.4	cm

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	0.00	kN				
$A_{S, compr} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²
$A_{S, tesa} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	120	cm
$d' =$	4.6	cm	$d =$	115.4	cm

$$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = \mathbf{230.67} \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = \mathbf{1.42} \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = \mathbf{0.0005} \leq 0.02$$

A_{SI} = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_C = \mathbf{0.00} \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_C = b * h = 12,000 \text{ cm}^2$$

N_{Ed} = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = \mathbf{392.26} \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.340$$

$$V_{Rd} = \max(V_{Rd1}; V_{Rd2}) = \mathbf{392.26} \text{ kN} > V_{Ed} = \mathbf{0.00} \text{ kN}$$

Verifica a flessione

	$M_{Ed} =$	0.00	kNm				
	$N_{Ed} =$	0.00	kN				
dove:	$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²

con:	$b =$	100	cm		$h =$	120	cm
	$d' =$	4.6	cm		$d =$	115.4	cm
	$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	9.8	cm				

- Ipotesi $x < x_1$:

$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035		
$\sigma'_s < f_{yd}$			armatura compressa in campo elastico
$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa	armatura tesa alla tensione f_{yd}

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1,498 \text{ kN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

15,230	x^2	+	194,355	x	-19,119,105	= 0	
	$x =$	2.96	cm	<	$x_1 =$	9.84	cm

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -406.44 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	260.37	kNm	>	$M_{Ed} =$	0.00	kNm
------------	--------	-----	---	------------	------	-----

Platea sp. 40 cm

VERIFICA PLATEA sp. 40 cm - ARMATURA

Caratteristiche dei materiali

- Cls $R_{ck} \geq 35$ MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa
$\alpha_{cc} =$	0.85	
$\gamma_C =$	1.5	
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33,643	MPa

*coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
 coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo*

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa
$\gamma_S =$	1.15	
$E_S =$	210,000	MPa

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per $f_{ck} \leq 50$ N/mm²
- un asse neutro reale dove $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	40	cm
$d' =$	4.6	cm
$d =$	35.4	cm

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	0.00	kN				
$A_{S, compr} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²
$A_{S, tesa} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	4.6	cm	$d =$	35.4	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	129.76	kN
--	---------------	----

con:

$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1.75	\leq	2
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0.0016	\leq	0.02

A_{SI} = armatura longitudinale tesa

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_C =$	0.00	MPa	$<$	$0.2 f_{cd} =$	3.76	MPa
--------------------------------	-------------	-----	-----	----------------	------	-----

$N_{Ed} = 0.00$ kN

$A_C = b * h = 4,000$ cm²

N_{Ed} = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	165.50	kN
--	---------------	----

con

$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.468$

$V_{Rd} = \max(V_{Rd1}; V_{Rd2}) =$	165.50	kN	$>$	$V_{Ed} =$	0.00	kN
-------------------------------------	---------------	----	-----	------------	-------------	----

Verifica a flessione

	$M_{Ed} =$	0.00	kNm			
	$N_{Ed} =$	0.00	kN			
dove:	$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65 cm ²
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65 cm ²

con:	$b =$	100	cm		$h =$	40	cm
	$d' =$	4.6	cm		$d =$	35.4	cm
	$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	9.8	cm				

- Ipotesi $x < x_1$:

$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035				
$\sigma'_s < f_{yd}$					<i>armatura compressa in campo elastico</i>
$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa			<i>armatura tesa alla tensione f_{yd}</i>

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1,498 \text{ kN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

15,230	x^2	+	194,355	x	-19,119,105	= 0
	$x =$	2.96	cm	<	$x_1 =$	9.84 cm

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -406.44 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	83.35	kNm	>	$M_{Ed} =$	0.00	kNm
------------	--------------	-----	---	------------	-------------	-----

Muri sp. 80 cm

VERIFICA PARETI sp. 80 cm - ARMATURA

Caratteristiche dei materiali

- Cls $R_{ck} \geq 40$ MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa
$\alpha_{cc} =$	0.85	
$\gamma_C =$	1.5	
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33,643	MPa

*coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo*

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa
$\gamma_S =$	1.15	
$E_S =$	210,000	MPa

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per $f_{ck} \leq 50$ N/mm²
- un asse neutro reale dove $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	80	cm
$d' =$	4.7	cm
$d =$	75.3	cm

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	0.00	kN				
$A_{S, compr} =$	passo 20	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	7.70	cm ²
$A_{S, tesa} =$	passo 20	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	7.70	cm ²

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	80	cm
$d' =$	4.7	cm	$d =$	75.3	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	205.77	kN
--	---------------	----

con:

$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1.52	\leq	2
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0.0010	\leq	0.02

A_{SI} = armatura longitudinale tesa

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_C =$	0.00	MPa	$<$	$0.2 f_{cd} =$	3.76	MPa
--------------------------------	-------------	-----	-----	----------------	------	-----

$N_{Ed} = 0.00$ kN

$A_C = b * h = 8,000$ cm²

N_{Ed} = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	283.28	kN
--	---------------	----

con

$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.376$

$V_{Rd} = \max(V_{Rd1}; V_{Rd2}) =$	283.28	kN	$>$	$V_{Ed} =$	0.00	kN
-------------------------------------	---------------	----	-----	------------	-------------	----

Verifica a flessione

	$M_{Ed} =$	0.00	kNm			
	$N_{Ed} =$	0.00	kN			
dove:	$A_{S,comp} =$	passo 20	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	7.70 cm ²
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	7.70 cm ²

con:	$b =$	100	cm		$h =$	80	cm
	$d' =$	4.7	cm		$d =$	75.3	cm
	$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	10.1	cm				

- Ipotesi $x < x_1$:

$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035		
$\sigma'_s < f_{yd}$			armatura compressa in campo elastico
$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa	armatura tesa alla tensione f_{yd}

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,comp} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1,531 \text{ kN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,comp} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,comp} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,comp} = 0$$

15,230	x^2	+	264,539	x	-26,588,948	= 0	
	$x =$	3.40	cm	<	$x_1 =$	10.05	cm

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -281.28 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,comp} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	229.65	kNm	>	$M_{Ed} =$	0.00	kNm
------------	--------	-----	---	------------	------	-----

Muri sp. 40 cm

VERIFICA PARETI sp. 40 cm - ARMATURA

Caratteristiche dei materiali

- Cls $R_{ck} \geq 40$ MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa
$\alpha_{cc} =$	0.85	
$\gamma_C =$	1.5	
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33,643	MPa

*coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
 coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo*

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa
$\gamma_S =$	1.15	
$E_S =$	210,000	MPa

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per $f_{ck} \leq 50$ N/mm²
- un asse neutro reale dove $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	40	cm
$d' =$	4.6	cm
$d =$	35.4	cm

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	0.00	kN				
$A_{S, compr} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²
$A_{S, tesa} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	4.6	cm	$d =$	35.4	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	129.76	kN
--	---------------	----

con:

$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1.75	\leq	2
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0.0016	\leq	0.02

A_{SI} = armatura longitudinale tesa

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_C =$	0.00	MPa	$<$	$0.2 f_{cd} =$	3.76	MPa
--------------------------------	-------------	-----	-----	----------------	------	-----

$N_{Ed} = 0.00$ kN

$A_C = b * h = 4,000$ cm²

N_{Ed} = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	165.50	kN
--	---------------	----

con

$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.468$

$V_{Rd} = \max(V_{Rd1}; V_{Rd2}) =$	165.50	kN	$>$	$V_{Ed} =$	0.00	kN
-------------------------------------	---------------	----	-----	------------	-------------	----

Verifica a flessione

	$M_{Ed} =$	0.00	kNm				
	$N_{Ed} =$	0.00	kN				
dove:	$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²

con:	$b =$	100	cm		$h =$	40	cm
	$d' =$	4.6	cm		$d =$	35.4	cm
	$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	9.8	cm				

- Ipotesi $x < x_1$:

$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035		
$\sigma'_s < f_{yd}$			armatura compressa in campo elastico
$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa	armatura tesa alla tensione f_{yd}

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1,498 \text{ kN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

15,230	x^2	+	194,355	x	-19,119,105	= 0	
	$x =$	2.96	cm	<	$x_1 =$	9.84	cm

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -406.44 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	83.35	kNm	>	$M_{Ed} =$	0.00	kNm
------------	-------	-----	---	------------	------	-----

Soletta sp. 40 cm

VERIFICA SOLETTA sp. 40 cm - ARMATURA

Caratteristiche dei materiali

- Cls $R_{ck} \geq 40$ MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa
$\alpha_{cc} =$	0.85	
$\gamma_C =$	1.5	
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33,643	MPa

*coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
 coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo*

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa
$\gamma_S =$	1.15	
$E_S =$	210,000	MPa

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per $f_{ck} \leq 50$ N/mm²
- un asse neutro reale dove $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	40	cm
$d' =$	5.8	cm
$d =$	34.2	cm

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	0.00	kN				
$A_{S, compr} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²
$A_{S, tesa} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	4.6	cm	$d =$	35.4	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	129.76	kN
--	---------------	----

con:

$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1.75	\leq	2
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0.0016	\leq	0.02

A_{SI} = armatura longitudinale tesa

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_C =$	0.00	MPa	$<$	$0.2 f_{cd} =$	3.76	MPa
--------------------------------	-------------	-----	-----	----------------	------	-----

$N_{Ed} = 0.00$ kN

$A_C = b * h = 4,000$ cm²

N_{Ed} = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	165.50	kN
--	---------------	----

con

$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.468$

$V_{Rd} = \max(V_{Rd1}; V_{Rd2}) =$	165.50	kN	$>$	$V_{Ed} =$	0.00	kN
-------------------------------------	---------------	----	-----	------------	-------------	----

Verifica a flessione

	$M_{Ed} =$	0.00	kNm			
	$N_{Ed} =$	0.00	kN			
dove:	$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65 cm ²
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65 cm ²

con:	$b =$	100	cm		$h =$	40	cm
	$d' =$	4.6	cm		$d =$	35.4	cm
	$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	9.8	cm				

- Ipotesi $x < x_1$:

$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035		
$\sigma'_s < f_{yd}$			armatura compressa in campo elastico
$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa	armatura tesa alla tensione f_{yd}

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1,498 \text{ kN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

15,230	x^2	+	194,355	x	-19,119,105	= 0
	$x =$	2.96	cm	<	$x_1 =$	9.84 cm

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -406.44 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	83.35	kNm	>	$M_{Ed} =$	0.00	kNm
------------	-------	-----	---	------------	------	-----

Soletta sp. 25 cm

VERIFICA SOLETTA sp. 25 cm - ARMATURA

Caratteristiche dei materiali

- Cls $R_{ck} \geq 40$ MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa
$\alpha_{cc} =$	0.85	
$\gamma_C =$	1.5	
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33,643	MPa

coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
 coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa
$\gamma_S =$	1.15	
$E_S =$	210,000	MPa

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per $f_{ck} \leq 50$ N/mm²
- un asse neutro reale dove $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	25	cm
$d' =$	4.6	cm
$d =$	20.4	cm

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	0.00	kN				
$A_{S, compr} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²
$A_{S, tesa} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	25	cm
$d' =$	4.6	cm	$d =$	20.4	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	102.10	kN
--	---------------	----

con:

$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1.99	\leq	2
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0.0028	\leq	0.02

A_{SI} = armatura longitudinale tesa

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_C =$	0.00	MPa	$<$	$0.2 f_{cd} =$	3.76	MPa
--------------------------------	-------------	-----	-----	----------------	------	-----

$N_{Ed} = 0.00$ kN

$A_C = b * h = 2,500$ cm²

N_{Ed} = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	115.50	kN
--	---------------	----

con

$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.566$

$V_{Rd} = \max(V_{Rd1}; V_{Rd2}) =$	115.50	kN	$>$	$V_{Ed} =$	0.00	kN
-------------------------------------	---------------	----	-----	------------	-------------	----

Verifica a flessione

	$M_{Ed} =$	0.00	kNm				
	$N_{Ed} =$	0.00	kN				
dove:	$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm ²

con:	$b =$	100	cm		$h =$	25	cm
	$d' =$	4.6	cm		$d =$	20.4	cm
	$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	9.8	cm				

- Ipotesi $x < x_1$:

$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035		
$\sigma'_s < f_{yd}$			armatura compressa in campo elastico
$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa	armatura tesa alla tensione f_{yd}

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1,498 \text{ kN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

15,230	x^2	+	194,355	x	-19,119,105	= 0	
	$x =$	2.96	cm	<	$x_1 =$	9.84	cm

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -406.44 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

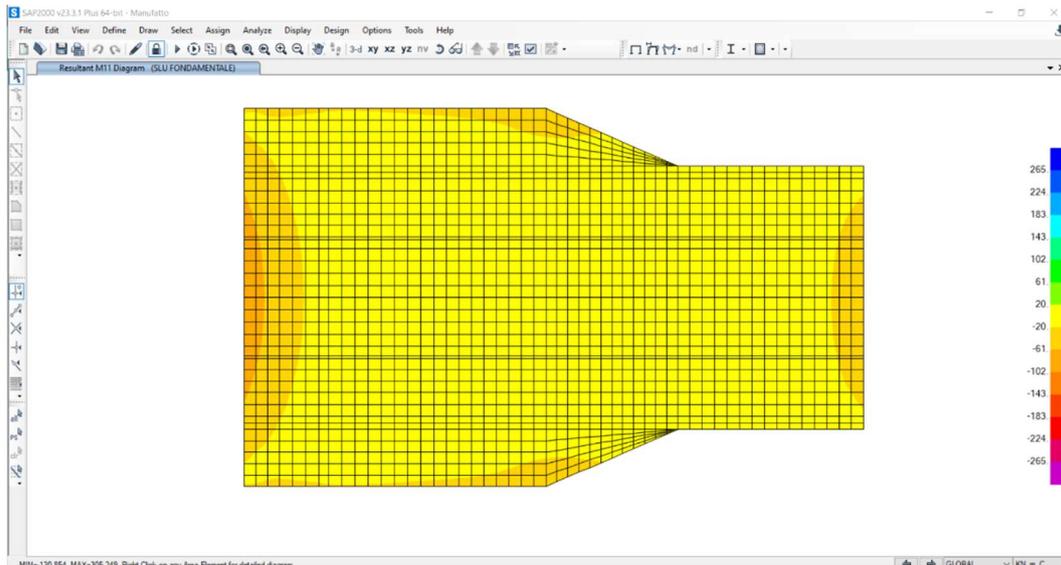
$M_{Rd} =$	50.15	kNm	>	$M_{Ed} =$	0.00	kNm
------------	-------	-----	---	------------	------	-----

6.6.3 Risultati SLU

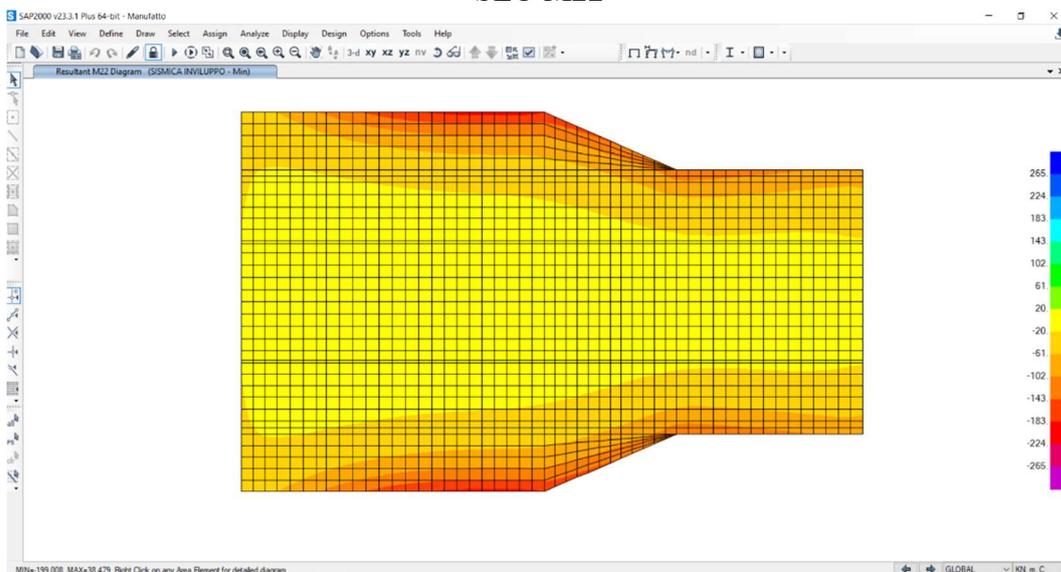
Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni agenti dimensionanti su ciascuno degli elementi elencati nei precedenti paragrafi. La scala di colori, come detto, ha come valore minimo e massimo quello pari alla resistenza dell'elemento alla specifica sollecitazione.

Platea sp. 120 cm

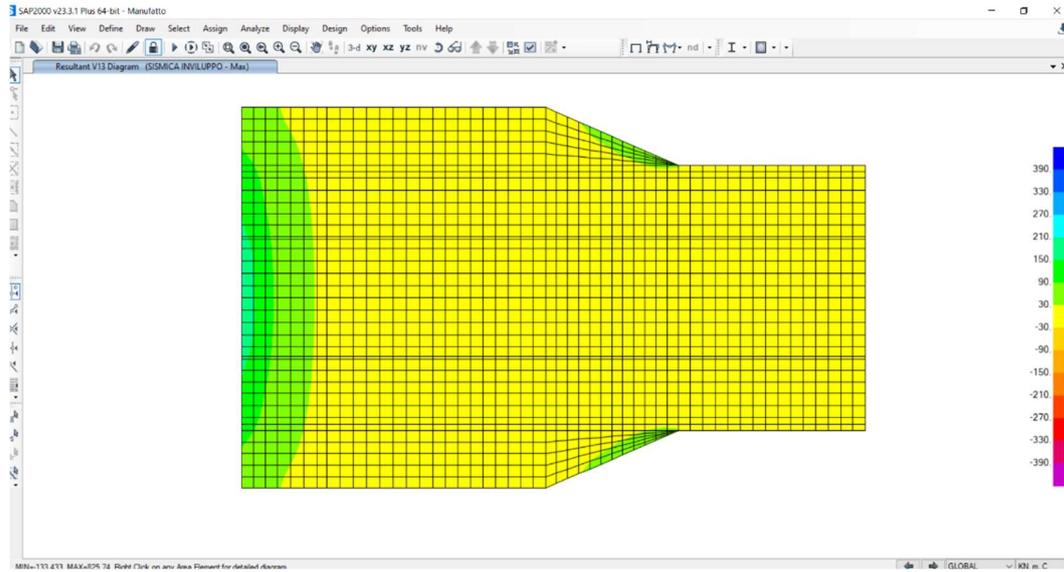
SLU M11



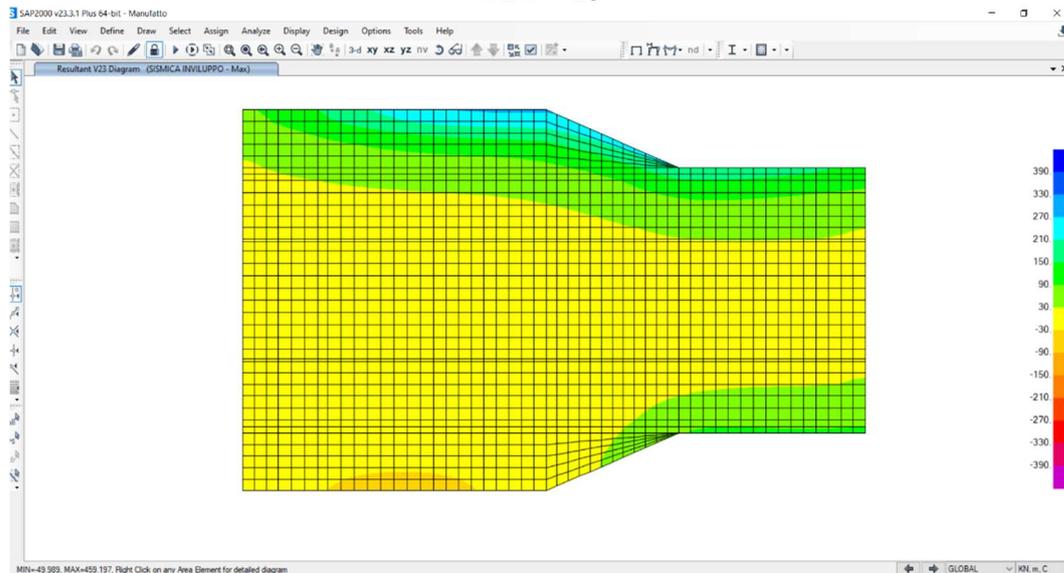
SLU M22



SLU V13

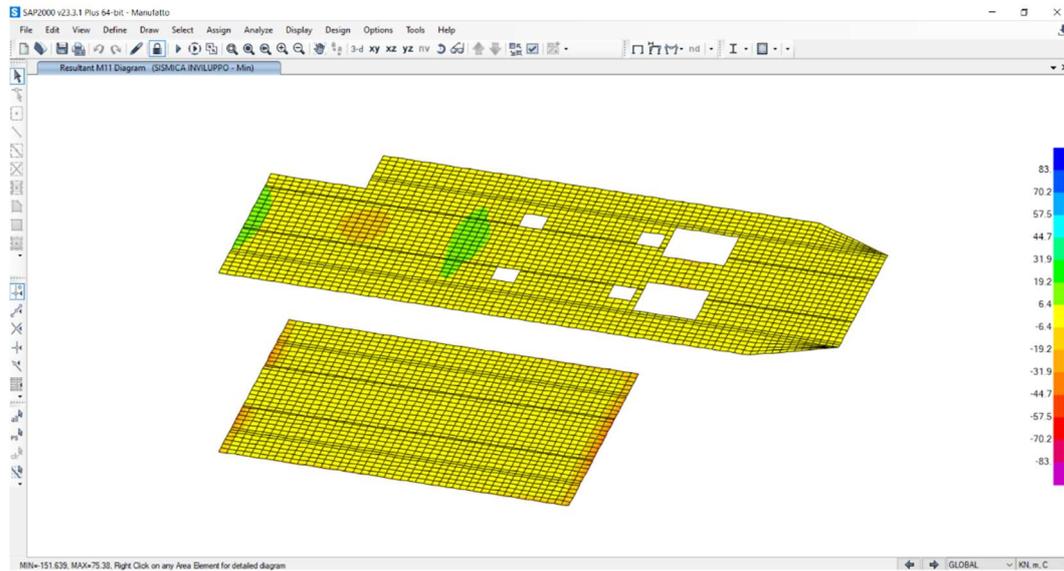


SLU V23

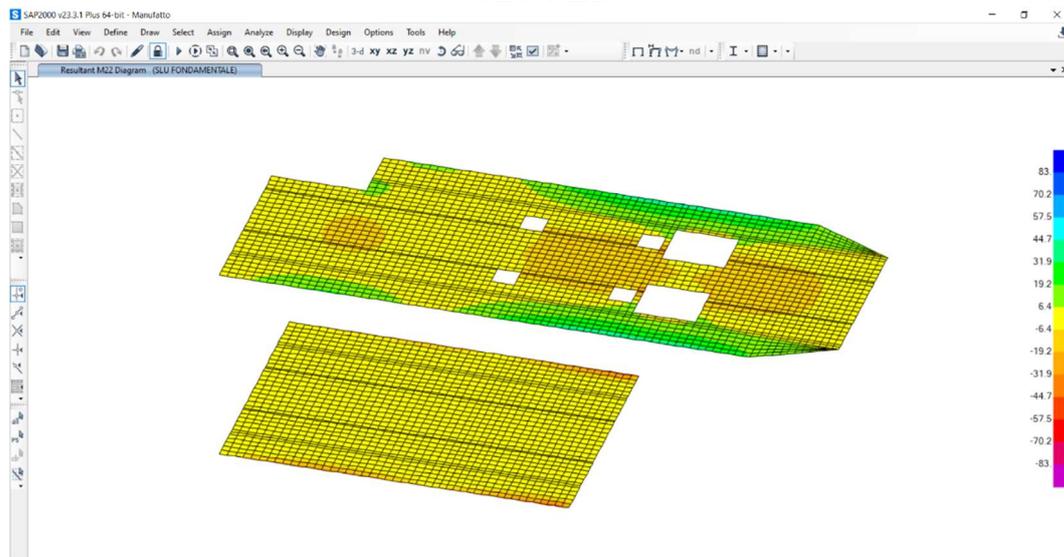


Platea e soletta sp. 40 cm

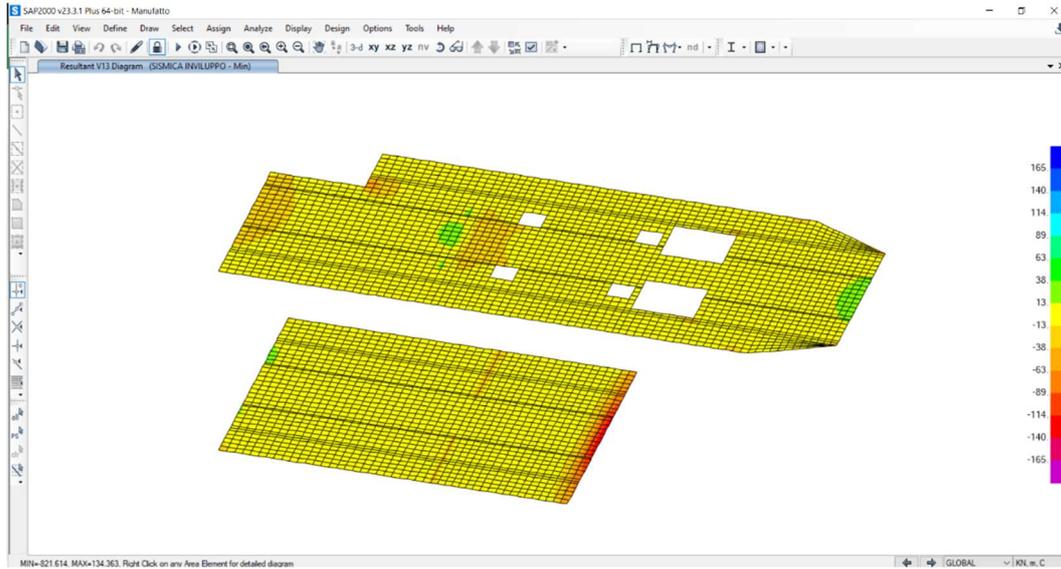
SLU M11



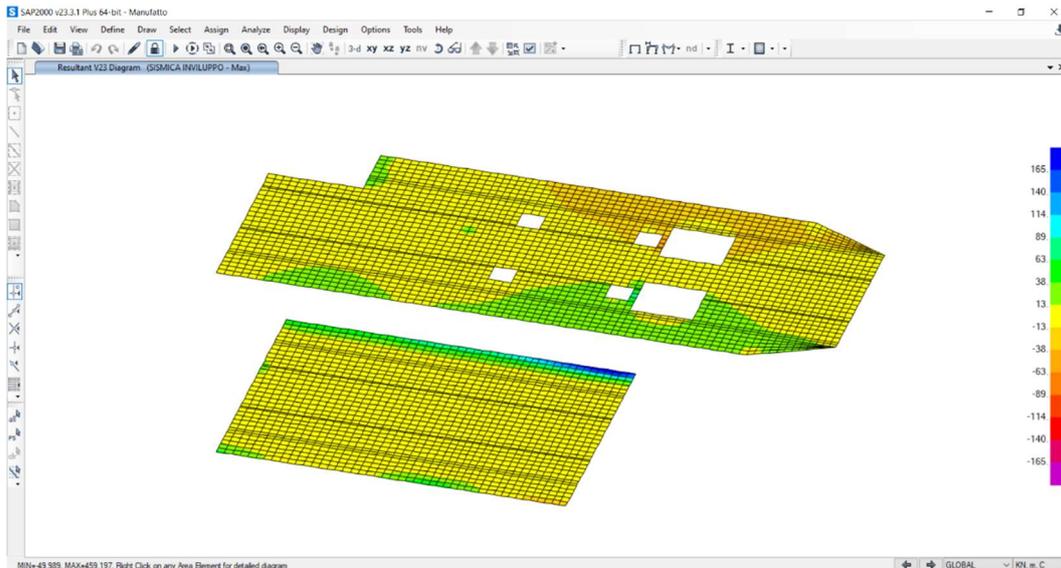
SLU M22



SLU V13

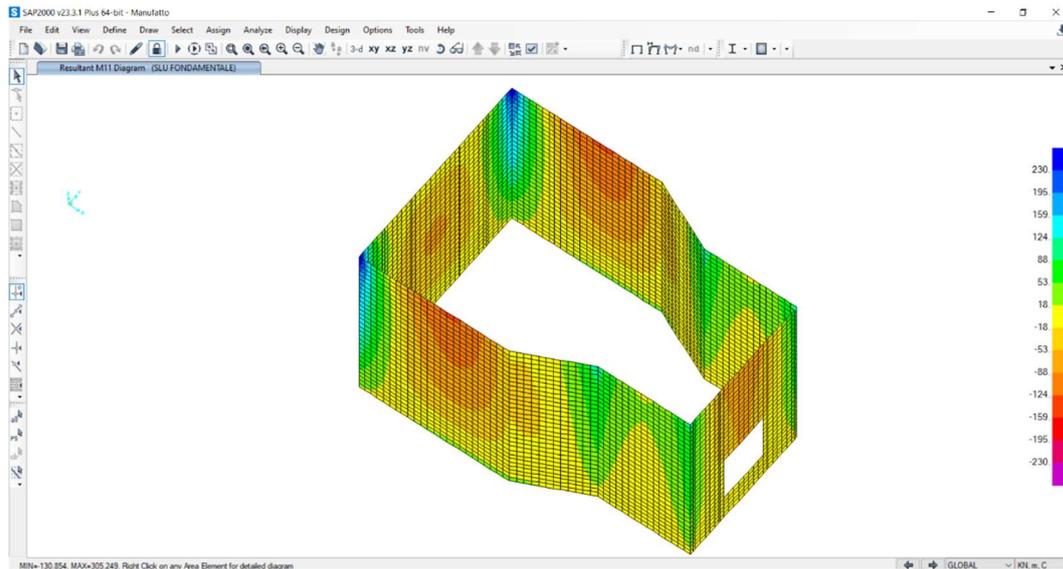


SLU V23

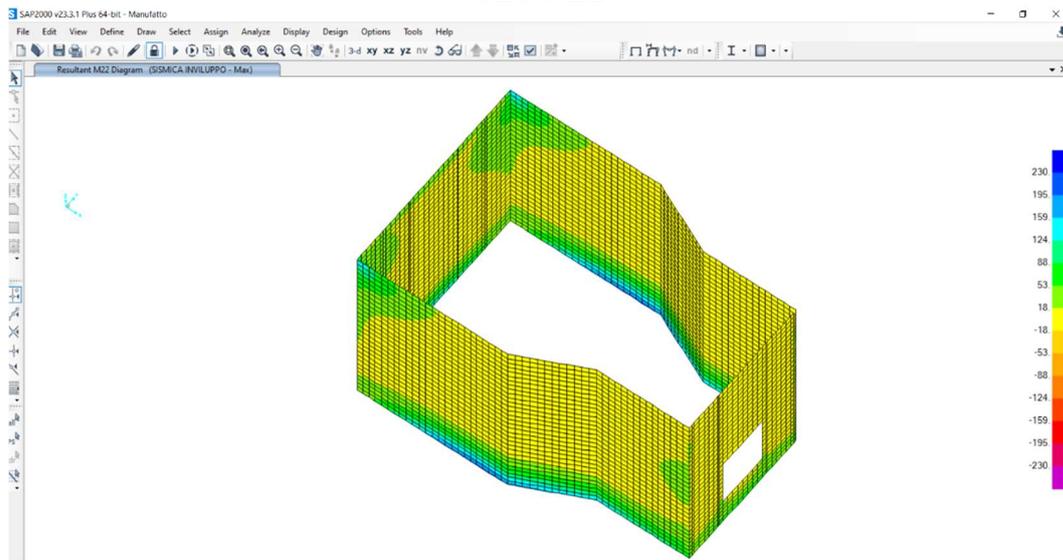


Muri sp. 80 cm

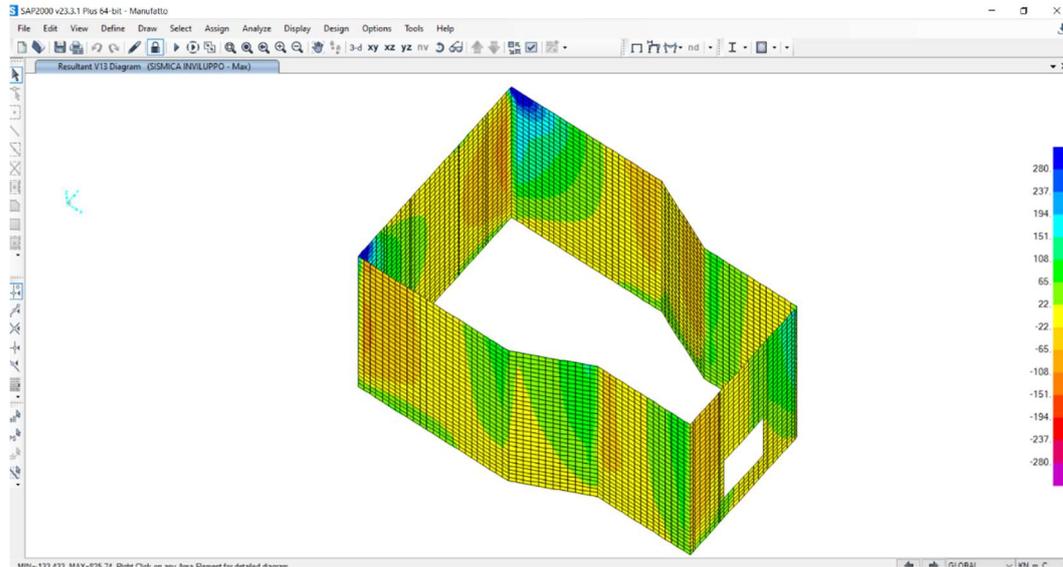
SLU M11



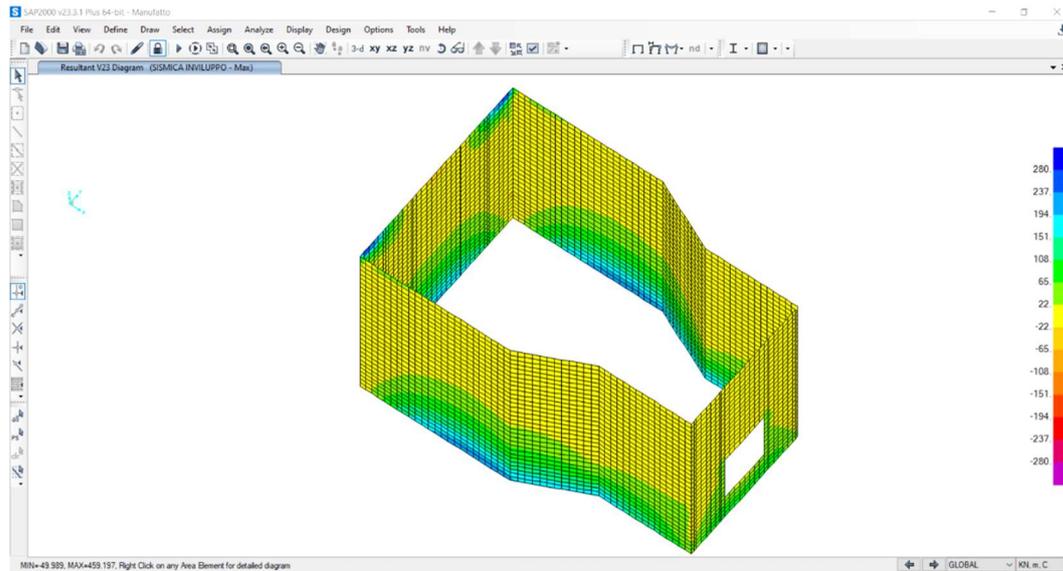
SLU M22



SLU V13

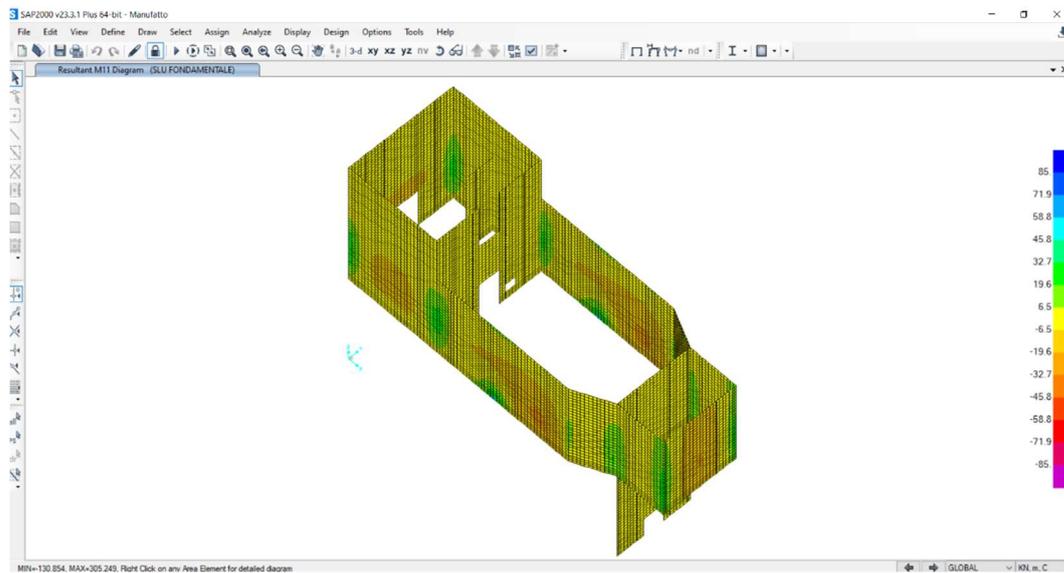


SLU V23

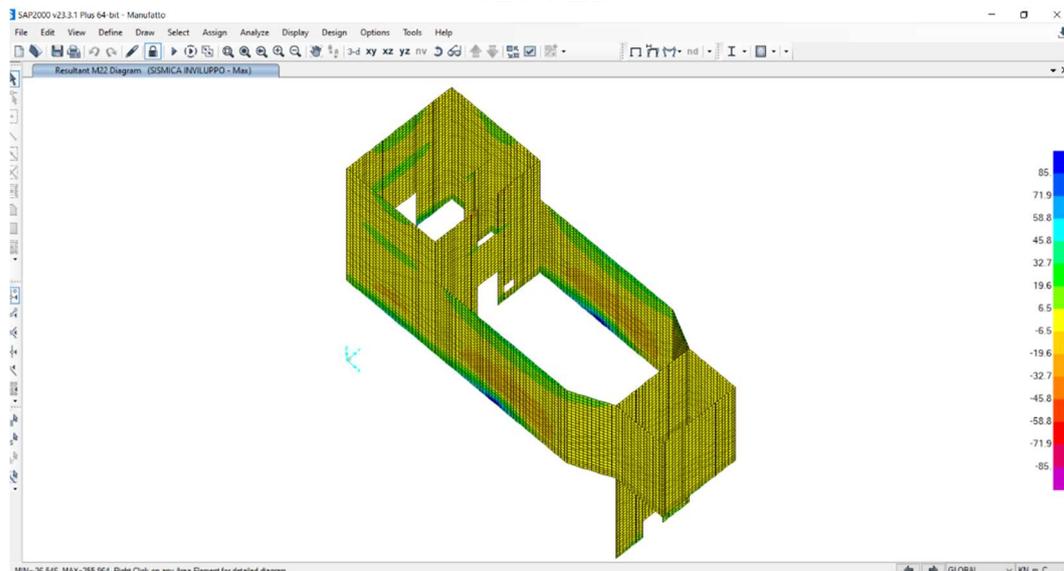


Muri sp. 40 cm

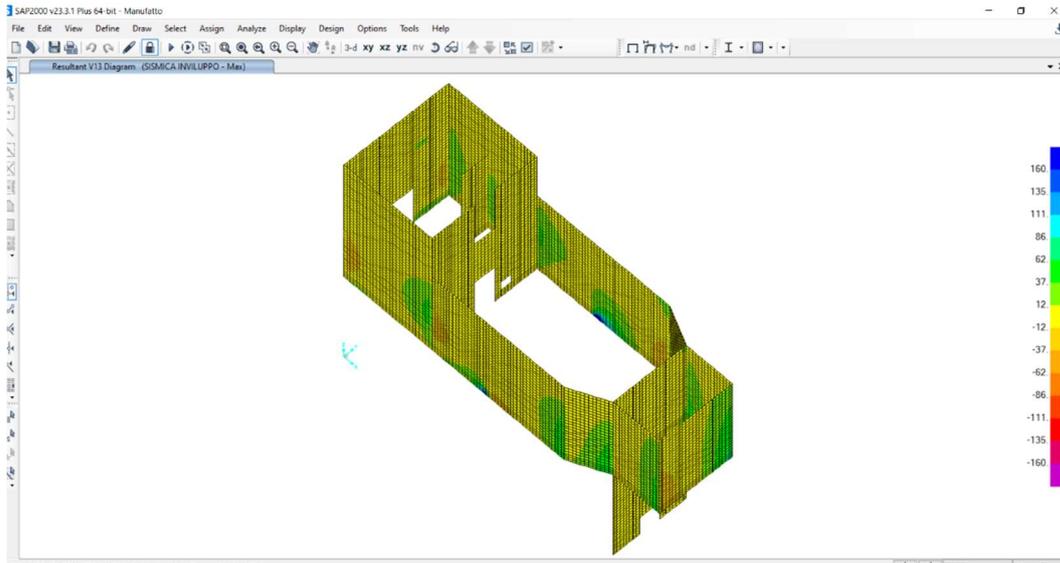
SLU M11



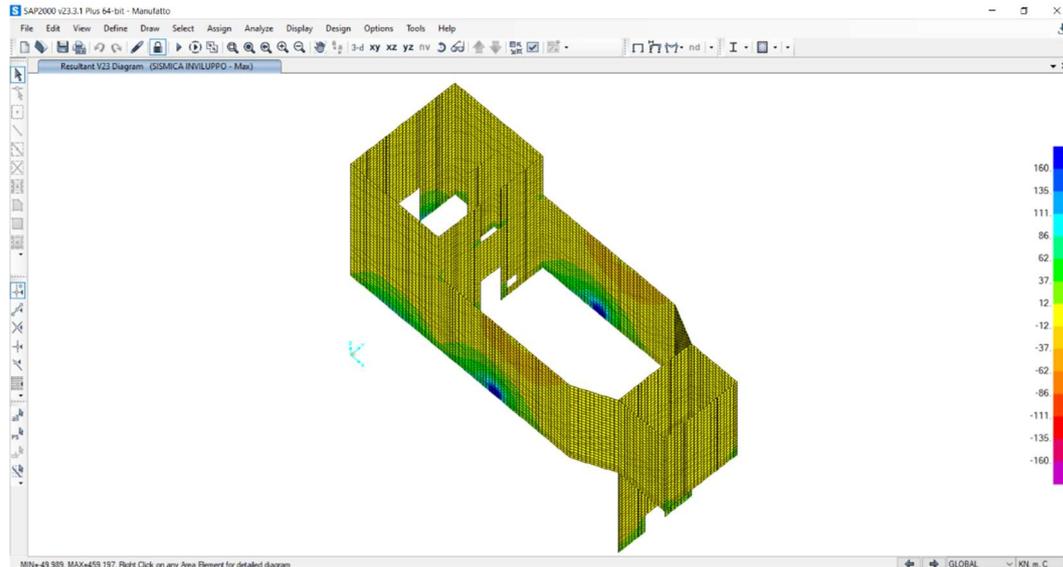
SLU M22



SLU V13



SLU V23



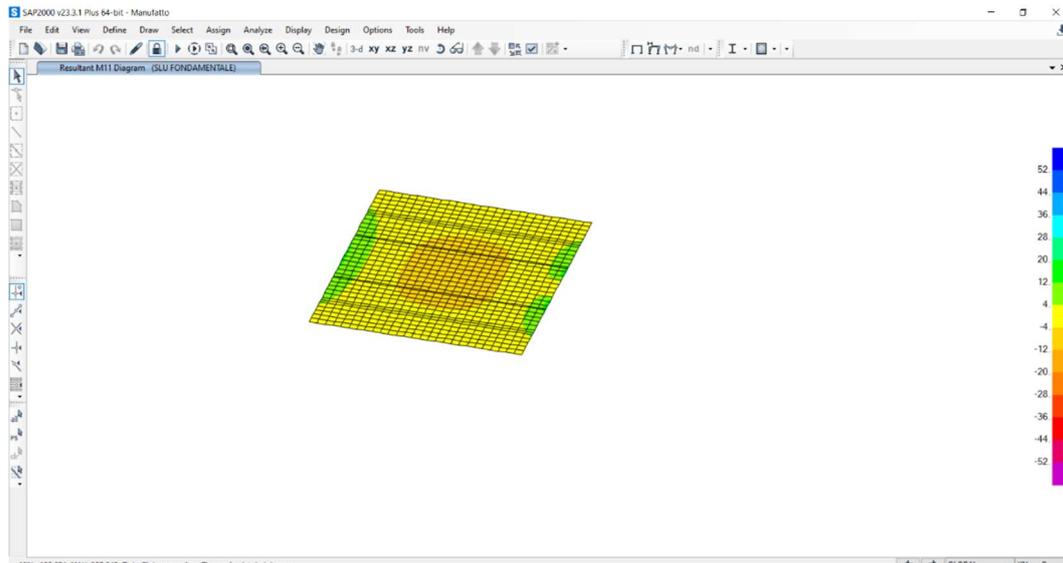
Si riportano i valori del taglio estratto nei nodi in corrispondenza della zona dove vengono superati i valori della resistenza. Il valore della sollecitazione agente è ottenuto dalla media delle sollecitazioni agenti su 1 m di muro.

VERTICALI		
MEDIA		164.35
Joint	OutputCase	V23
Text	Text	KN/m
~14829	SISMICA INVILUPPO [MAX]	148.45
~14829	SISMICA INVILUPPO [MAX]	146.11
~14829	SISMICA INVILUPPO [MAX]	144.34
~14829	SISMICA INVILUPPO [MAX]	145.80
~18432	SISMICA INVILUPPO [MAX]	204.04
~18432	SISMICA INVILUPPO [MAX]	210.12
~18432	SISMICA INVILUPPO [MAX]	199.30
~18432	SISMICA INVILUPPO [MAX]	198.81
~8825	SISMICA INVILUPPO [MAX]	225.79
~8825	SISMICA INVILUPPO [MAX]	224.34
~8825	SISMICA INVILUPPO [MAX]	222.33
~8825	SISMICA INVILUPPO [MAX]	220.41
~8824	SISMICA INVILUPPO [MAX]	190.53
~8824	SISMICA INVILUPPO [MAX]	187.01
~8824	SISMICA INVILUPPO [MAX]	194.05
~8824	SISMICA INVILUPPO [MAX]	188.96
~8828	SISMICA INVILUPPO [MAX]	132.57
~8828	SISMICA INVILUPPO [MAX]	132.77
~8828	SISMICA INVILUPPO [MAX]	129.99
~8828	SISMICA INVILUPPO [MAX]	134.18
~8831	SISMICA INVILUPPO [MAX]	91.25
~8831	SISMICA INVILUPPO [MAX]	91.82
~8831	SISMICA INVILUPPO [MAX]	89.84
~8831	SISMICA INVILUPPO [MAX]	91.47

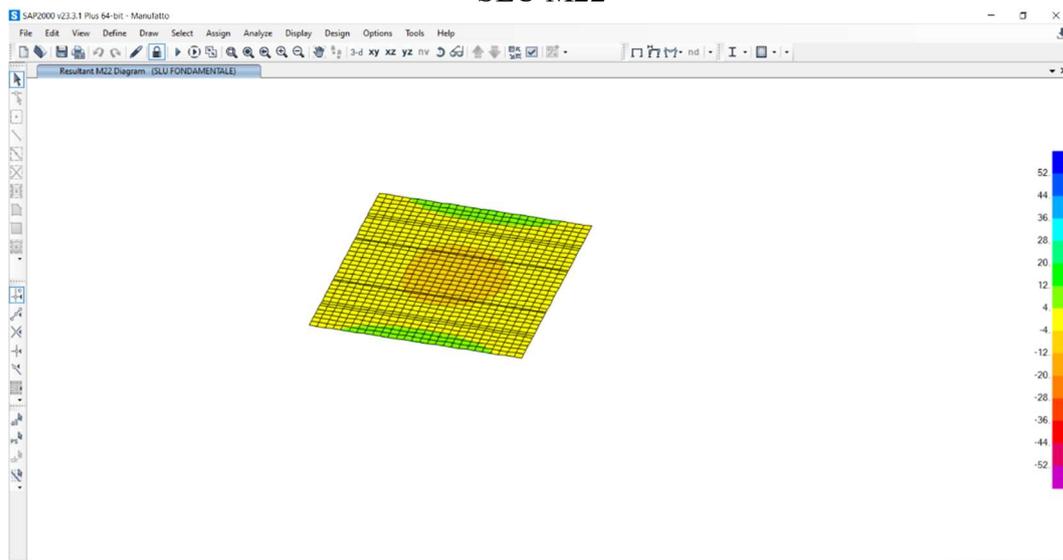
Com'è possibile osservare, il valore medio della sollecitazione è inferiore alla resistenza, pari a $V_{Rd} = 165.50 \text{ kN}$.

Soletta sp. 25 cm

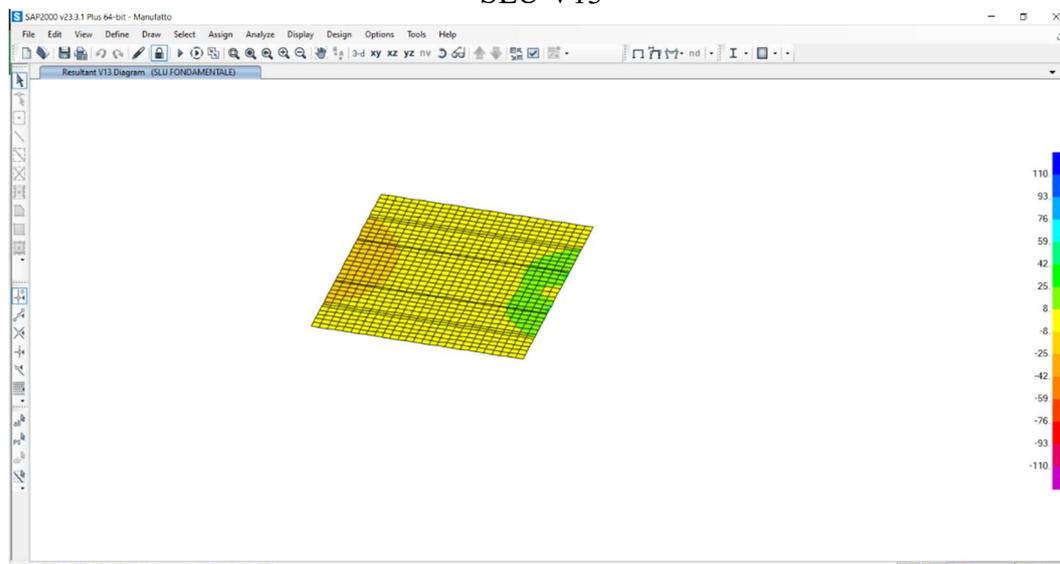
SLU M11



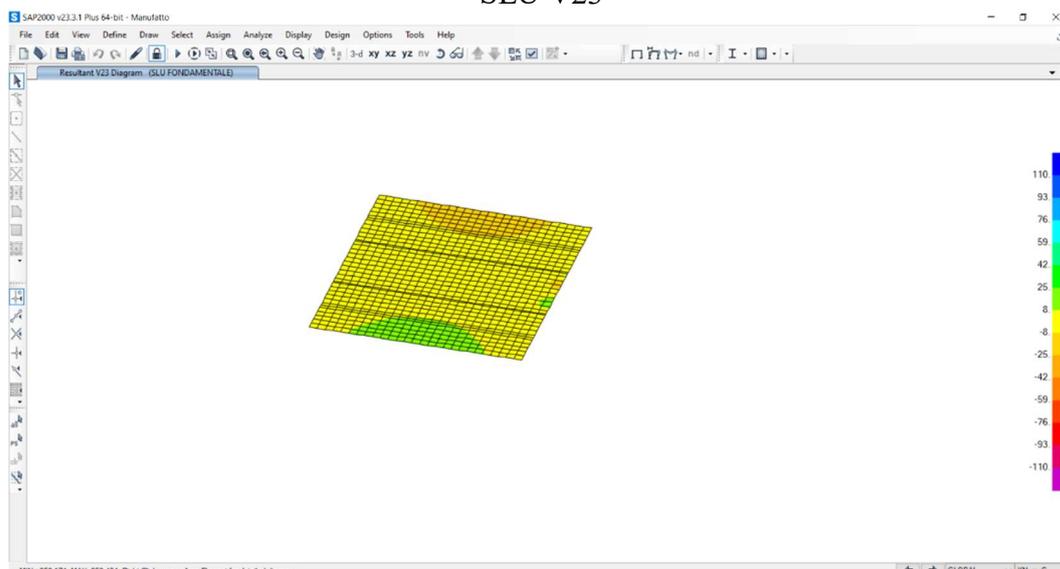
SLU M22



SLU V13



SLU V23



Come è possibile osservare, i valori delle sollecitazioni agenti risultano sempre inferiori a quelli delle resistenze e dunque il predimensionamento degli elementi e delle armature risulta verificato.

6.6.4 Verifica dei carichi applicati e giudizio motivato di accettabilità

Al fine di validare la modellazione, si sono confrontate le reazioni al piede calcolate automaticamente dal software per il *load case* _PESO PROPRIO (ovvero considerando unicamente il peso proprio della struttura) con i volumi di calcestruzzo del manufatto determinati dagli elaborati grafici.

L'output fornito dal software è il seguente:

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	KN	KN	KN
PESO PROPRIO	0.00	0.00	10471.04

Si riportano di seguito i volumi estratti dalla modellazione:

ELEMENTO	VOLUME [m³]
PLATEA sp. 120 cm QUOTA 38.50 m slm	70.35
MURO 80cm LATO POMPE	22.37
MURO 80 cm SUD	44.79
Muro 80 CM NORD	44.79
Muro 80 cm EST (con buco)	11.57
MURO 40 cm ingresso vano pompe - ALTEZZA FINO A COPERTURA	7.77
MURO 40 cm ingresso vano pompe H=5.5 m	6.31
MURO 40 cm EST	8.24
Muro 40 cm NORD	36.47
Muro 40 cm SUD	36.47
SETTO PORTA INTERNA - 40 cm	9.86
SETTO PARTENZA SCATOLARE	9.25
PLATEA sp. 40 cm QUOTA 44.00 m slm	22.93
SOLETTA sp.40 cm COPERTURA	37.94
SOLETTA sp.25 cm EDIFICIO SERVIZI	9.57
MURO EST ED. SERV	4.30
MURO SUD ED SERV	5.80
MURO NORD ED SERV	5.80
MURO OVEST ED SERV	5.80
MURO APPOGGIO SCALA	2.72
TOTALE=	403.10

Considerando un peso specifico $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$, risulta $P_{cls} = \gamma_{cls} * V_{cls} = 10077.5 \text{ kN}$.

L'errore nella modellazione è quindi pari a +4%. Ciò è dovuto al fatto che gli elementi sono stati modellati rispetto ai loro assi, comportando così un aumento dell'altezza dei muri modellati ed una diminuzione dell'area degli elementi orizzontali. Calcolando i volumi in questo modo si ottiene un volume totale pari a $V_{cls} = 415.98 \text{ m}^3$, corrispondente ad un peso $P_{cls} = 25 \cdot 415.98 = 10399.4 \text{ kN}$. L'errore derivante da questo calcolo rispetto all'output della modellazione in SAP2000 risulta essere pari a +0.68%, per cui il modello risulta essere validato.

7 Scolare interrato

7.1 Descrizione delle opere

Lo scolare interrato, di dimensioni interne 250x200 cm, permetterà alla premente in acciaio DN600 e al suo scarico in acciaio DN100 di passare al di sotto dell'argine ed immettersi nel pozzetto di sconnessione di valle. Il suo asse coincide con l'asse del manufatto e della premente e gli elementi strutturali che lo compongono (platea, pareti e soletta di copertura) hanno tutti spessore pari a 40 cm.

L'estradosso della platea di fondazione, è posto a quota 44.00 m s.l.m. mentre la soletta di copertura ha estradosso a quota 46.90 m s.l.m., per un'altezza complessiva di 3.30 m. Lo sviluppo complessivo è di 18.90 m. L'accesso per l'attrezzatura per la manutenzione sarà garantito da una porzione removibile di solaio di copertura, che si sviluppa per gli ultimi 6.0 m dello scolare. Le dimensioni di quest'ultimo ne permettono comodamente l'ispezione ed al suo interno, perciò, sarà posto, lungo la premente, un misuratore di portata ad ultrasuoni. Completano l'opera sei baggioli in calcestruzzo che sosterranno la premente ed il suo scarico, permettendole di essere sollevate di 25 cm dall'estradosso della platea.

Come detto, lo scolare è completamente interrato all'interno del rilevato arginale e la massima profondità, pari a 5.1 m, viene raggiunta al di sotto della testa dell'arginale, a quota 52.00 m s.l.m..

7.2 Disegni di riferimento

Gli elaborati grafici relativi alle opere in analisi sono elencati nella tabella seguente.

Codice tavola	Titolo tavola	Scala
Tav. 4.1	Planimetria impianto di sollevamento al termine dei lavori del Lotto IV	1:200
Tav. 4.2	Planimetria impianto di sollevamento al termine dei lavori del Lotto II	1:200
Tav. 5.1	Architettonici impianto di sollevamento (sezione longitudinale, piante e particolare posa condotta alimentazione)	INDICATA
Tav. 5.2	Architettonici impianto di sollevamento (sezioni trasversali e prospetto)	1:100

7.3 Situazioni progettuali

Ai fini del predimensionamento degli elementi strutturali costituenti l'opera, si è valutata la situazione di scatolare vuoto, sia in condizioni statiche che sismiche.

7.4 Valutazione dell'azione sismica

La valutazione degli effetti riconducibili al sisma è stata condotta mediante un'analisi lineare statica [NTC2018 – Par. 7.3.3.2], cioè in sostanza il sisma è stato rappresentato applicando forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad [7.3.7]$$

dove:

F_h = $S_d(T_1) W \lambda/g$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

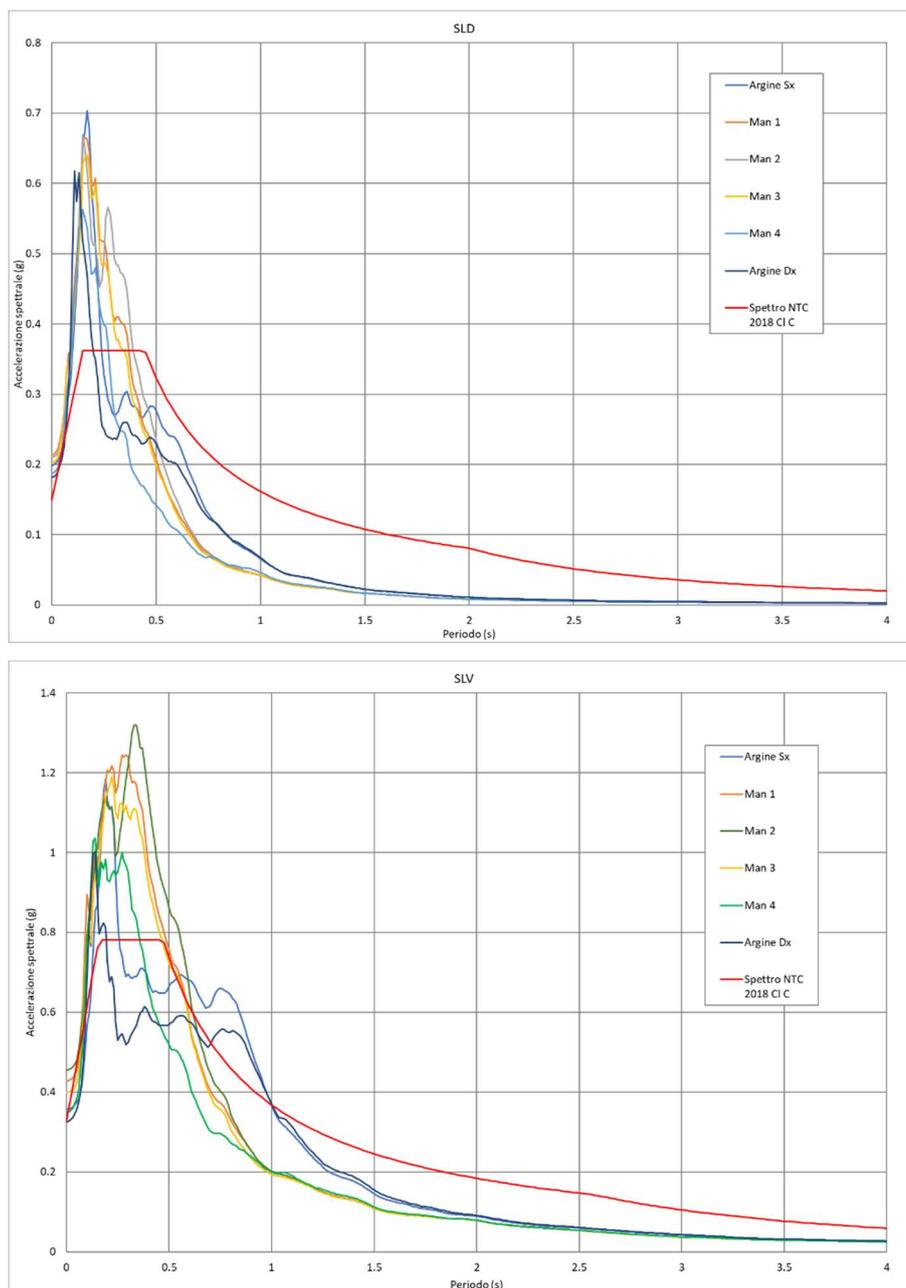
Il periodo fondamentale di vibrazione della struttura è stato individuato attraverso l'analisi modale svolta con il software SAP2000, ed è pari a $T_1 = 0.04$ s per manufatto analizzato.

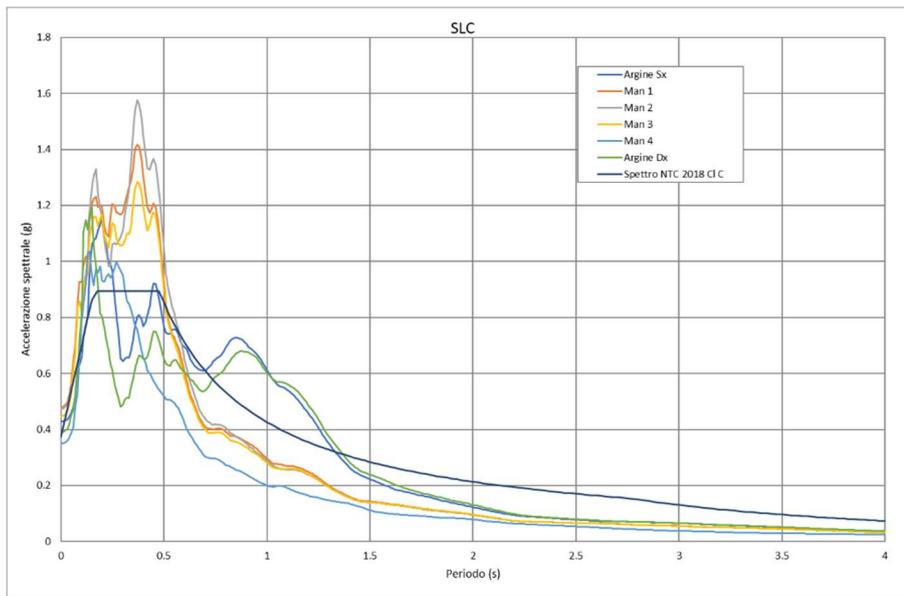
In accordo con quanto previsto dalla normativa [NTD14 – Par. C.6 e Circolare 16790 – Cap. II], la verifica sismica è stata svolta, cautelativamente, solo per SLC, ovvero sono state omesse le verifiche allo SLO e allo SLV in quanto le prestazioni per detto stati limite sono garantite con livelli di azione sismica maggiore.

La risposta sismica è stata caratterizzata a livello locale tramite modellazione bidimensionale effettuata sulla base di una sezione litostratimetrica ricavata a partire

da sondaggi effettuati in corrispondenza del manufatto regolatore (cfr. *Relazione sismotettonica e sismica*).

Gli spettri elastici rappresentativi della risposta sismica locale sono mostrati nei seguenti grafici, in cui è riportato anche lo spettro definito da NTC.





L'entità delle forze statiche equivalenti è stata calcolata come ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 per ciascuno degli spettri di risposta locale e per lo spettro fornito da normativa; il valore assunto per le verifiche è quello massimo tra la media dei valori delle RSL e il valore ottenuto da NTC, ed è evidenziato in giallo nelle tabelle seguenti.

SCATOLARE		Se (T1) [g]			
		SLO	SLD	SLV	SLC
T1=0.04 s	Spettro elastico	0.168	0.211	0.454	0.516
	Risposta sismica locale	-	0.223	0.405	0.470
	MAX	0.168	0.223	0.454	0.516

Ciò comporta che, per la valutazione del k_h relativo alle azioni inerziali del terreno si ha:

$$S_e(T1) = 0.516g$$

$$a_g = \frac{S_e(T1)}{F_0 \cdot S \cdot \eta}$$

Ove:

- $F_0 = 2.4$ per i terreni considerati,

- $S = S_s \cdot S_t = 1.28 \cdot 1 = 1.28$;

- $\eta = 1$

Pertanto si ha che:

$$a_g = \frac{0.516g}{2.4 \cdot 1.28 \cdot 1} = 0.168g$$

$$a_{max} = a_g \cdot S = 0.22g$$

Ottenendo quindi che:

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{max}}{g} = 1 \cdot \frac{0.22g}{g} = 0.22$$

7.5 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Oltre al peso proprio degli elementi portanti del manufatto (automaticamente calcolato dal software SAP2000), sono stati considerati i seguenti carichi:

➤ SPINTE DEL TERRENO

In accordo con quanto stabilito nella relazione R07-Relazione sulle verifiche di stabilità delle arginature, essendo il manufatto posto all'interno del corpo arginale nel tratto relativo ad i lavori del secondo lotto funzionale e rappresentato dalla sezione tipo E descritta nella relazione di cui sopra, si sono utilizzati i seguenti parametri per il calcolo delle spinte del terreno:

	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' (kPa)	K_A
Rilevato arginale	18	20	27	0.0	0.334

Le pressioni sono ottenute applicando la formula proposta di seguito:

$$p = \gamma_{sat} \cdot z \cdot k - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k}$$

dove:

- z è la profondità rispetto al piano campagna;
- $K_A = \frac{\sin^2(\alpha+\phi)}{\sin^2(\alpha) \cdot \sin(\alpha-\delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta) \cdot \sin(\phi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta) \cdot \sin(\alpha+\beta)}} \right]^2}$ è il coefficiente di spinta

attiva secondo la formulazione di Coulomb [Fondazioni. Progetto e analisi – Joseph E. Bowles], essendo $\alpha = 90^\circ$ l'inclinazione del muro, $\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi'_k$ l'angolo di attrito cls-terreno, e $\beta = 0^\circ$ l'inclinazione del piano campagna a monte del muro;

N.B: il peso specifico del terreno saturo è stato determinato assumendo cautelativamente che il terreno naturale abbia un grado di saturazione di circa 0.9.

➤ PESO DEL TERRENO SULLA SOLETTA

Essendo lo scatolare interrato, si è considerato agente su di esso il peso del terreno del rilevato arginale, nel punto dove lo scatolare è più profondo, cioè sotto la testa dell'argine. In questo caso, la sommità della testa arginale è posta a quota 52.00 m s.l.m. mentre l'estradosso della soletta dello scatolare è a quota 46.90 m s.l.m.. Il peso del terreno sulla soletta risulta pertanto essere pari a:

$$p = \gamma_{sat} \cdot (z_{testa,arg} - z_{estr,soletta}) = 20 \cdot (52.00 - 46.85) = 102 \text{ kN/m}^2$$

➤ FORZE INERZIALI DOVUTE AL SISMA

Le forze inerziali dovute al sisma (SLC) sono state applicate con le procedure e le accelerazioni descritte al paragrafo 7.4

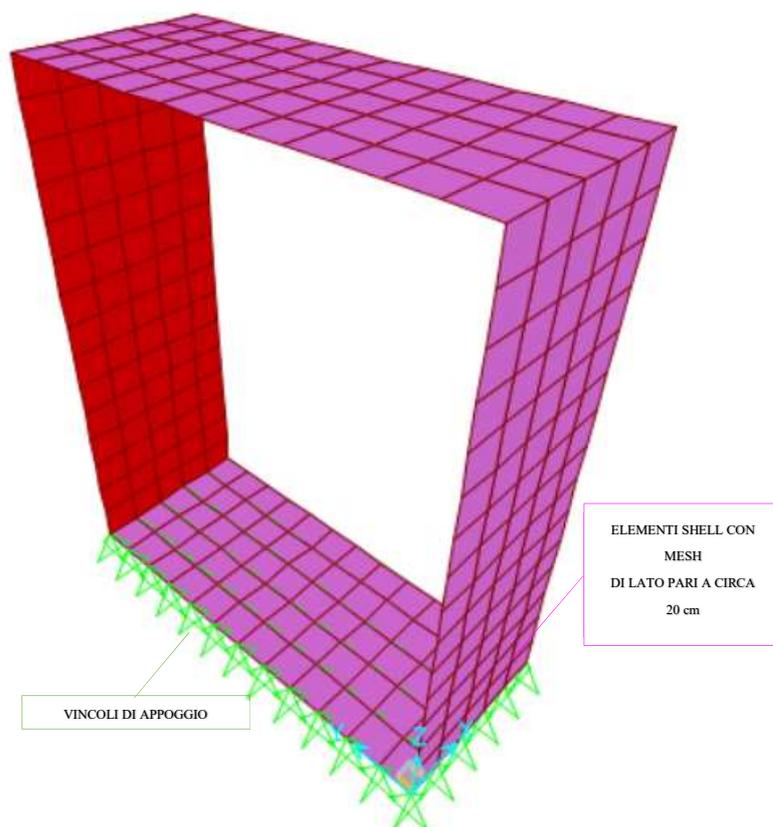
Sono state considerate le combinazioni di carico e le situazioni progettuali maggiormente conservative. I coefficienti di combinazione, riportati nella tabella seguente, sono stati definiti in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 2.5, Par. 5.1.3.14, D.M. 26/06/2014 – Cap. C.8.].

COMBINAZIONI	PESO PROPRIO	PESO TERRENO SU SOLETTA	SPINTE DEL TERRENO Y+	SPINTE DEL TERRENO Y-	SISMA			
					X+	X-	Y+	Y-
SLU FONDAMENTALE	1.3	1.3	1.3	1.3	-	-	-	-
SISMICA X+Y+	1	1	1.066	0.934	1	-	0.3	-
SISMICA X+Y-	1	1	0.934	1.066	1	-	-	0.3
SISMICA X-Y+	1	1	1.066	0.934	-	1	0.3	-
SISMICA X-Y-	1	1	0.934	1.066	-	1	-	0.3
SISMICA Y+X+	1	1	1.22	0.78	0.3	-	1	-
SISMICA Y+X-	1	1	1.22	0.78	-	0.3	1	-
SISMICA Y-X+	1	1	0.78	1.22	0.3	-	-	1
SISMICA Y-X-	1	1	0.78	1.22	-	0.3	-	1

Gli effetti dell'evento sismico sono stati ottenuti considerando l'involuppo degli effetti dovuti ad accelerazioni caratterizzate da versi opposti [NTC 2018 – Par. 7.3.5.].

7.6 Modellazione e risultati dell'analisi

Si è modellato, per semplicità, un metro lineare di scatolare come segue.

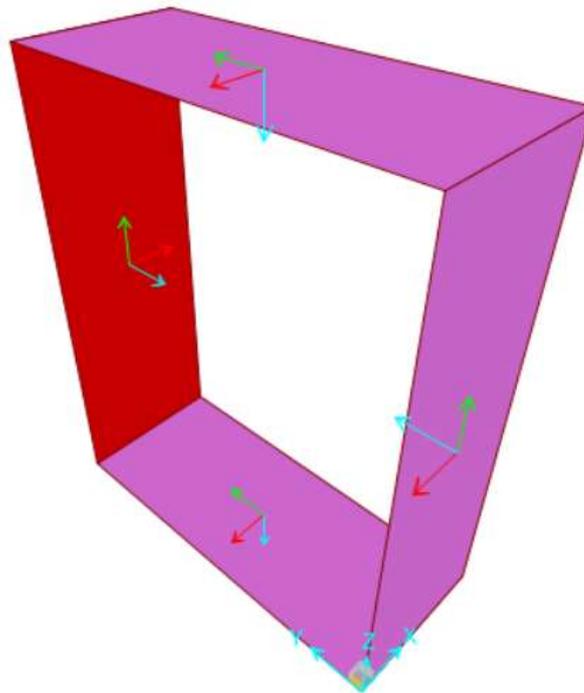


Di seguito si riportano i diagrammi ed i valori delle azioni flettenti e di taglio maggiormente critiche agenti negli elementi strutturali agli SLU, rappresentati rispetto una scala di colori i cui valori massimi e minimi coincidono con i valori delle resistenze a taglio e a momenti di ciascun elemento.

NB: i valori delle sollecitazioni riportati nei diagrammi sono espressi in kN/m (forze) e kN·m/m (momenti).

7.6.1 Convenzioni di segno

Le convenzioni di segno utilizzate nella modellazione sono visibili nell'immagine seguente, dove l'asse 1 è colorato in rosso, l'asse 2 in verde e l'asse 3 in azzurro.



Per superfici verticali, gli assi 1 e 2 giacciono nel piano dell'elemento considerato, e in particolare l'asse 1 è orizzontale e l'asse 2 è verticale, mentre l'asse 3 è invece perpendicolare alla superficie. Di conseguenza, il momento M_{11} (che ruota attorno all'asse 2) e il taglio V_{13} sono utilizzati per il predimensionamento delle armature orizzontali, mentre il momento M_{22} (che ruota attorno all'asse 1) e il taglio V_{23} sono utilizzati per il predimensionamento delle armature verticali.

Per tutti gli elementi verticali di questo manufatto, l'asse 3 è rivolto verso l'interno.

Nei paragrafi successivi:

- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura verticale saranno sinteticamente identificati come “ M_{22} ” e “ V_{23} ”;
- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura orizzontale saranno sinteticamente identificati come “ M_{11} ” e “ V_{13} ”.

Per superfici orizzontali, gli assi 1 e 2 giacciono nel piano dell'elemento considerato, mentre l'asse 3 è perpendicolare alla superficie, ovvero si trova in direzione verticale. Per tutti gli elementi orizzontali di questo manufatto, l'asse 3 è rivolto verso il basso. Di conseguenza, il momento M11 (che ruota attorno all'asse 2) e il taglio V13 sono utilizzati per il predimensionamento delle armature longitudinali, mentre il momento M22 (che ruota attorno all'asse 1) e il taglio V23 sono utilizzati per il predimensionamento delle armature trasversali.

Nei paragrafi successivi:

- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura trasversale saranno sinteticamente identificati come "M22" e "V23";
- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura longitudinale saranno sinteticamente identificati come "M11" e "V13".

7.6.2 Predimensionamento degli elementi strutturali e della loro armatura

Il manufatto analizzato è composto dai seguenti elementi strutturali:

- Platea di fondazione con estradosso a quota 44.00 m s.l.m. di spessore 40 cm;
- Pareti laterali da quota 44.00 a quota 46.50 m s.l.m. di spessore 40 cm;
- Soletta di copertura con estradosso a quota 46.90 m s.l.m. di spessore 40 cm;

Il predimensionamento delle armature è il seguente:

- Platea sp. 40 cm: armatura trasversale e longitudinale $\phi 14/20$;
- Muri sp. 40 cm: armatura verticale ed orizzontale $\phi 14/20$;
- Soletta sp. 40 cm: armatura trasversale e longitudinale $\phi 14/20$;

Si riportano di seguito, i valori di momento e taglio resistente ottenuti dal predimensionamento dell'armatura.

Platea, Pareti e Soletta sp. 40 cm

VERIFICA PLATEA, PARETI E SOLETTA sp. 40 cm - ARMATURA

Caratteristiche dei materiali

- Cls $R_{ck} \geq 35$ MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa
$\alpha_{cc} =$	0.85	
$\gamma_C =$	1.5	
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33,643	MPa

*coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
 coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo*

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa
$\gamma_S =$	1.15	
$E_S =$	210,000	MPa

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per $f_{ck} \leq 50$ N/mm²
- un asse neutro reale dove $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	40	cm
$d' =$	6.1	cm
$d =$	33.9	cm

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	0.00	kN				
$A_{S, compr} =$	passo 20	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	7.70	cm ²
$A_{S, tesa} =$	passo 20	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	7.70	cm ²

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	6.1	cm	$d =$	33.9	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	141.03	kN
--	---------------	----

con:

$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1.77	\leq	2
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0.0023	\leq	0.02

A_{SI} = armatura longitudinale tesa

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.00	MPa	$<$	$0.2 f_{cd} =$	3.76	MPa
--------------------------------	-------------	-----	-----	----------------	------	-----

$N_{Ed} =$	0.00	kN
------------	------	----

$A_c = b * h =$	4,000	cm ²
-----------------	-------	-----------------

N_{Ed} = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	160.73	kN
--	---------------	----

con

$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$	0.474
--	-------

$V_{Rd} = \max(V_{Rd1}; V_{Rd2}) =$	160.73	kN	$>$	$V_{Ed} =$	0.00	kN
-------------------------------------	---------------	----	-----	------------	-------------	----

Verifica a flessione

	$M_{Ed} =$	0.00	kNm			
	$N_{Ed} =$	0.00	kN			
dove:	$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	7.70 cm ²
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	7.70 cm ²

con:	$b =$	100	cm		$h =$	40	cm
	$d' =$	6.1	cm		$d =$	33.9	cm
	$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	13.0	cm				

- Ipotesi $x < x_1$:

$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035		
$\sigma'_s < f_{yd}$			armatura compressa in campo elastico
$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa	armatura tesa alla tensione f_{yd}

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1,987 \text{ kN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Ed} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

15,230	x^2	+	264,539	x	-34,509,060	= 0	
	$x =$	3.97	cm	<	$x_1 =$	13.04	cm

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -394.28 \text{ MPa}$$

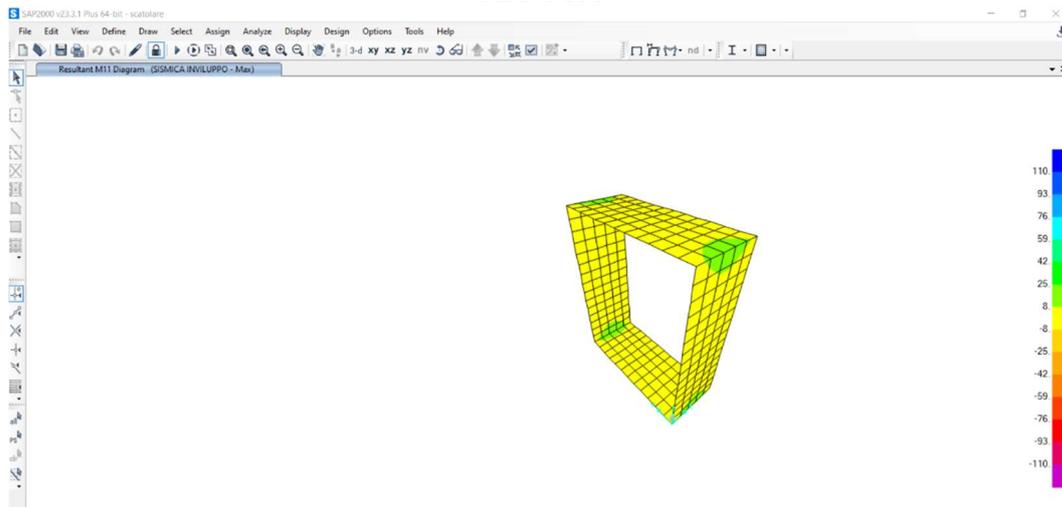
$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	110.63	kNm	>	$M_{Ed} =$	0.00	kNm
------------	--------	-----	---	------------	------	-----

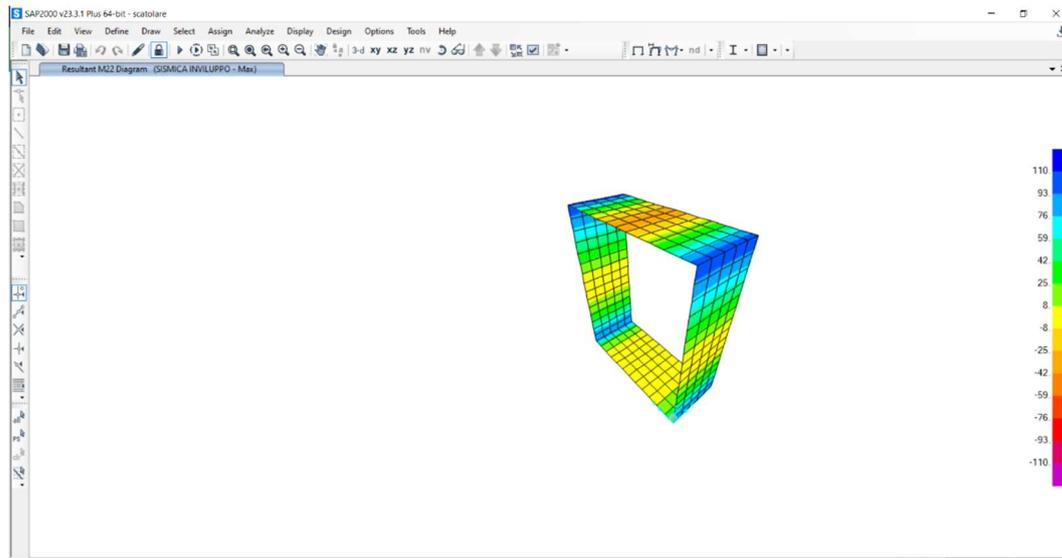
7.6.3 Risultati SLU

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni agenti dimensionanti sullo scatolare. La scala di colori, come detto, ha come valore minimo e massimo quello pari alla resistenza dell'elemento alla specifica sollecitazione.

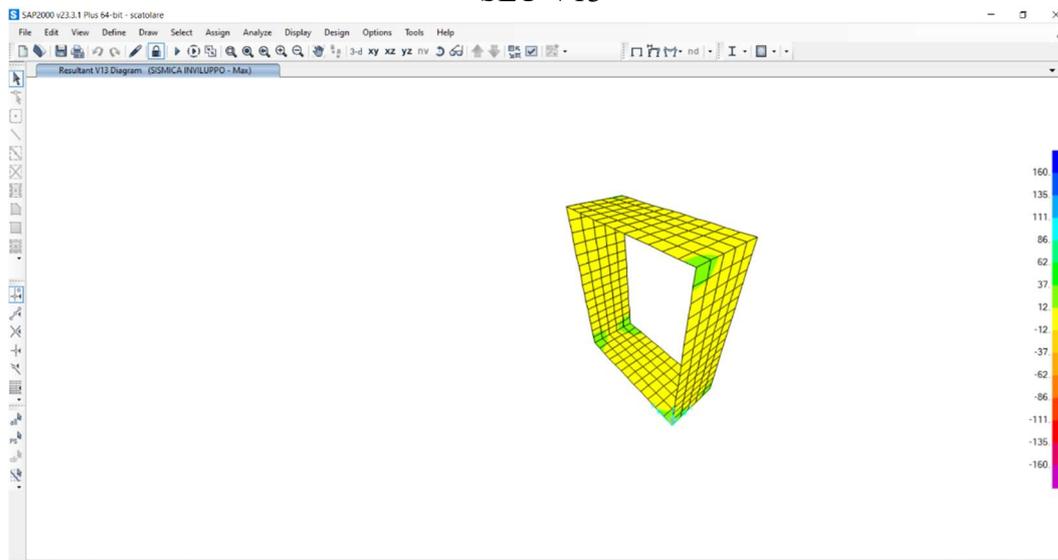
SLU M11



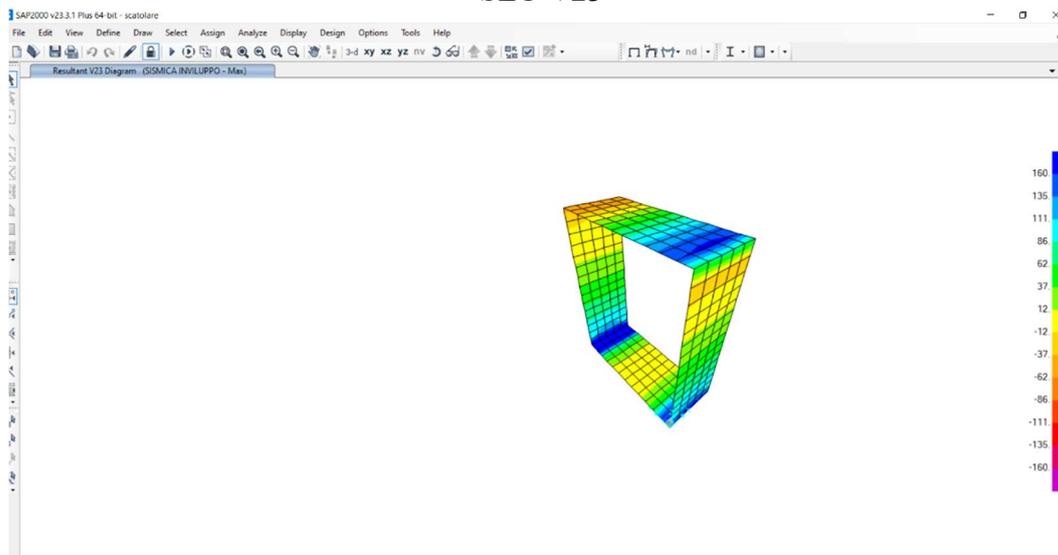
SLU M22



SLU V13



SLU V23



Come è possibile osservare, i valori delle sollecitazioni agenti risultano sempre inferiori a quelli delle resistenze e dunque il predimensionamento degli elementi e delle armature risulta verificato.

7.6.4 Verifica dei carichi applicati e giudizio motivato di accettabilità

Al fine di validare la modellazione, si sono confrontate le reazioni al piede calcolate automaticamente dal software per il *load case* _PESO PROPRIO (ovvero considerando unicamente il peso proprio della struttura) con i volumi di calcestruzzo del manufatto determinati dagli elaborati grafici.

L'output fornito dal software è il seguente:

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	KN	KN	KN
PESO PROPRIO	0.00	0.00	105.97

Si riportano di seguito i volumi di un metro lineare di scatolare:

	Volume [m ³]
Pareti	2.0
Platea	1.0
Soletta	1.0
TOTALE	4.0

Considerando un peso specifico $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$, risulta $P_{cls} = \gamma_{cls} * V_{cls} = 100 \text{ kN}$.

L'errore nella modellazione è quindi pari a +5.6%. Ciò è dovuto al fatto che gli elementi sono stati modellati rispetto ai loro assi, comportando così un aumento dell'altezza dei muri modellati ed una diminuzione dell'area degli elementi orizzontali. Calcolando i volumi in questo modo si ottiene un volume totale pari a $V_{cls} = 4.24 \text{ m}^3$, corrispondente ad un peso $P_{cls} = 25 \cdot 4.24 = 106 \text{ kN}$. L'errore derivante da questo calcolo rispetto all'output della modellazione in SAP2000 risulta essere nullo, per cui il modello risulta essere validato.

Al fine di verificare i carichi applicati, si sono analizzate le reazioni al piede calcolate automaticamente dal software per i seguenti *load cases*, uno per ciascun carico verticale.

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	KN	KN	KN
TERRENO SU SOLETTA	0.00	0.00	244.80

Poiché nella modellazione SAP si è fatto riferimento come misure geometriche agli assi delle pareti e delle solette, si riportano di seguito sia i valori del volume “all’estradosso” delle pareti dell’opera sia quelli con riferimento agli assi:

- Peso del terreno sulla soletta

L’area della soletta, misurata all’estradosso delle pareti è:

$$A = 2.8 \text{ m}^2$$

Considerando un carico neve $q = 102 \text{ kN/m}^2$, come specificato nel paragrafo §7.5 risulta $P_{\text{terreno}} = q \cdot A = 102 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.8 \text{ m}^2 = 285.60 \text{ kN}$

L’errore nel modello è quindi pari a -14.3% ed è dovuto al fatto che i muri sono stati modellati in corrispondenza dei loro assi. Contrariamente, misurando l’area della soletta sugli assi delle pareti, essa risulta:

$$A_{\text{Assi}} = 2.4 \text{ m}^2 \rightarrow P_{\text{terreno}} = 244.80 \text{ kN}$$

da cui deriva un errore nullo, a supporto della rispondenza della modellazione in SAP.