COMUNE DI QUILIANO
PROVINCIA DI SAVONA

Committente:
Comune Quiliano

Livello di Progetto:
Definitivo

Titolo:

ADEGUAMENTO IDRAULICO DEL TRATTO TERMINALE DEL RIO SANTO

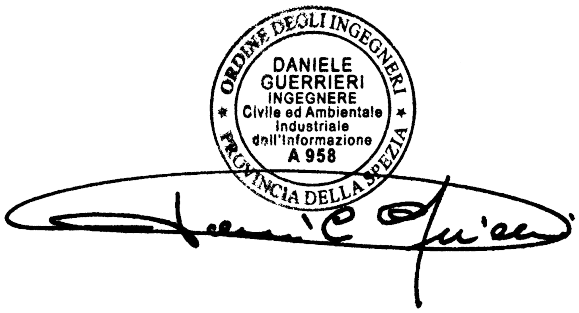
Oggetto:

- Relazione tecnica strutturale
- Relazione sui materiali
- Relazione sulle fondazioni
- Relazione geotecnica
- Relazione sull'attendibilità dei codici di calcolo

Codice Progetto:
P063-21

Nome File:
P063-21-D-RE-STR-001-A

Firme:



Rev.	Modifiche/Revisioni	Redatto	Data	Contr./Appr.	Data
A	PRIMA EMISSIONE	VP MIN	20/07/2021	DG	20/07/2021

ASSOCIATO oice CONFINDUSTRIA
efca FIDIC
apave certification ISO 9001 N° SC 10-2588/IAF 34 ISO 14001 N° SCA 19-3491/IAF

ITEC engineering S.r.l.
19038 SARZANA (SP)
Via Variante Aurelia, 98
TEL. +39 0187 610532
info@itec-engineering.it

16129 GENOVA
Via Antonio Cecchi 7/9-10
TEL. +39 010 5959690
www.itec-engineering.it

È vietata a norma di legge la riproduzione, anche parziale, non autorizzata di questo documento

INDICE

1 PREMESSA 4

2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO 5

3 RELAZIONE SUI MATERIALI 6

3.1 OPERE IN C.A. 6
3.1.1 Acciaio d'armatura 6
3.1.2 Conglomerato cementizio 6

4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA 7

4.1 RIFERIMENTI NORMATIVI 7
4.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI 8
4.2.1 Carichi permanenti strutturali (g_1) 8
4.2.2 Carichi permanenti NON strutturali (g_2) 8
4.2.3 Azioni variabili da traffico 9
4.2.3.1 Carichi verticali (q_2) 9
4.2.3.2 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione (q_3) 10
4.2.4 Spinta delle terre in condizioni statiche ($S_{t,0}$) 11
4.2.5 Spinta del sovraccarico (S_{q2}) 11
4.2.6 Azione Sismica 12
4.2.6.1 Azioni Inerziali 12
4.2.6.2 Sovra-Spinta sismica 12
4.2.7 Azioni eccezionali 15
4.3 COMBINAZIONI DI CARICO 16
4.3.1 Combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU) 16
4.3.2 Combinazioni sismiche 16
4.3.3 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE) 16
4.4 SCELTE PROGETTUALI 20
4.4.1 Copriferro opere in C.A 20
4.4.2 Armatura minima 20

5 RELAZIONE STRUTTURALE 21

5.1 MODELLAZIONE 21
5.1.1 Attraversamento Via Tecci 21
5.1.2 Attraversamento Sez.6-Sez.7 27
5.1.3 Paratie 36
5.1.4 Scatolare aperto 37
5.1.5 Muri di sostegno 42
5.2 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI (IN AMBITO STRUTTURALE) 43
5.2.1 Attraversamento Via Tecci (Sez.0-1) 43
5.2.1.1 Travi SLU – Verifica a flessione 44
5.2.1.2 Travi SLU – Verifica a taglio 45
5.2.1.3 Soletta SLU – Verifica a flessione 47
5.2.1.4 Soletta SLU – Verifica a taglio 51
5.2.2 Attraversamento carrabile Sez.6-7 53
5.2.2.1 Platea SLU - Verifica a flessione 54
5.2.2.2 Platea SLU – Verifica a taglio 58

5.2.2.3 Setti SLU – Verifica a flessione 61
5.2.2.4 Setti SLU – Verifica a taglio 63
5.2.2.5 Soletta SLU – Verifica a flessione 65
5.2.2.6 Soletta SLU – Verifica a taglio 69
5.2.3 Scatolare aperto 72
5.2.3.1 Paramento SLU – Verifica a flessione 72
5.2.3.2 Paramento SLU – Verifica a taglio 74
5.2.3.3 Fondazione SLU – Verifica a flessione 77
5.2.3.4 Fondazione SLU – Verifica a taglio 79
5.2.4 Paratia Via Tecci (Sez.0-1) 81
5.2.5 Muri di sostegno 83
6 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI 84
7 RELAZIONE GEOTECNICA 84
7.1 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA 84
7.2 VERIFICHE EFFETTUATE IN AMBITO GEOTECNICO 86
7.3 APPROCCIO DI VERIFICA ADOTTATO IN AMBITO GEOTECNICO 86
7.3.1 Paratie 86
7.3.2 Muri di sostegno 87
7.4 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI (IN AMBITO GEOTECNICO) 88
7.4.1 Paratia Via Tecci 88
7.4.2 Muri di contenimento 89
8 ATTENDIBILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO AUTOMATICO 90
8.1 MIDAS GEN 90
8.1.1 Tipo di analisi svolta 90
8.1.2 Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo – MIDAS GEN 90
8.1.3 Affidabilità dei Codici di Calcolo 90
8.1.4 Modalità di presentazione dei risultati 90
8.1.5 Informazioni generali sull'elaborazione 91
8.1.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati 91
8.2 PAC 16.0 92
8.2.1 Tipo di analisi svolta 92
8.2.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo 92
8.2.3 Affidabilità dei codici di calcolo 92
8.2.4 Modalità di presentazione dei risultati 92
8.2.5 Informazioni generali sull'elaborazione 92
8.2.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati 92
8.3 MAX 15.0 93
8.3.1 Tipo di analisi svolta 93
8.3.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo 93
8.3.3 Affidabilità dei codici di calcolo 93
8.3.4 Modalità di presentazione dei risultati 93
8.3.5 Informazioni generali sull'elaborazione 93
8.3.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati 94
8.4 V.C.A. S.L.U. 95
8.4.1 Tipo di analisi svolta 95

8.4.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo 95
8.4.3 Affidabilità dei codici di calcolo 96
8.4.4 Modalità di presentazione dei risultati..... 96
8.4.5 Informazioni generali sull'elaborazione 96
8.4.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati 96

Allegati:

1 PREMESSA

Nella presente relazione viene descritto il progetto strutturale di adeguamento del tratto terminale del Rio Santo, affluente del torrente Quazzola nel Comune di Quiliano (SV).



Figura 1-1 – Inquadramento planimetrico dell'area d'intervento



Figura 1-2 – Intersezione rampa stradale Rio Santo con Via Tecci

2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Allo stato attuale, il Rio Santo ospita una sede stradale soggetta ad allagamenti nei casi di forti piogge. Obiettivo del corrente progetto è quello separare la sede stradale e l'alveo nel tratto terminale del suddetto Rio, canalizzando le acque di deflusso per mezzo di nuovi muri d'argine in calcestruzzo armato fino alla confluenza nel torrente Quazzola.

L'intervento si sviluppa per circa 140 m a partire dalla foce. Le quote, le livellette ed i raccordi verticali della strada di progetto sono stati determinati nell'ottica di mantenere gli accessi alle abitazioni alle stesse quote attuali.

Lungo lo sviluppo della strada verranno realizzati n°2 attraversamenti carrabili, in corrispondenza dei tratti tombinati di progetto: uno in corrispondenza dell'intersezione con Via Tecci, l'altro a circa 90 m dalla stessa intersezione in direzione monte.

3 RELAZIONE SUI MATERIALI

3.1 OPERE IN C.A.

Per la costruzione della opere strutturali in C.A. è previsto l'impiego dei seguenti materiali strutturali:

3.1.1 Acciaio d'armatura

- Qualità: **B450C**
- $f_{tk}/f_{yk} \geq$ 1.15
- $f_{tk}/f_{yk} \leq$ 1.35
- $(f_y)_{\text{nominale}}$: 450 N/mm^2
- $(f_t)_{\text{nominale}}$: 540 N/mm^2
- $f_{yk} \geq$ $(f_y)_{\text{nominale}}$
- $f_{tk} \geq$ $(f_t)_{\text{nominale}}$
- E = 210000 N/mm^2.

3.1.2 Conglomerato cementizio

- Classe di resistenza e durabilità: **C30/37** (R_{ck} = 37 MPa)
- Classe di cemento: CEM II
  - Aggregati: D_{max} = 22.5 mm
- Classe di durabilità: XC4
- Classe di contenuto ioni cloruro: Cl. 0.4
- Classe di consistenza: S4
- Massimo rapporto A/C: 0.60
- Dosaggio min. cemento 300 kg/m^3
- Aria intrappolata max: 2.5%
- Volume di acqua di bleeding: <0.1%.

Il calcestruzzo utilizzato per la realizzazione delle opere in c.a. dovrà essere conforme e controllato secondo le norme UNI EN 206, UNI EN 11104, UNI EN 934-2.

4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

4.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione e la verifica degli interventi sono state condotte ai sensi del DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e della Circolare Esplicativa 21 gennaio 2019 n° 7/C.S.LL.PP.
Per quanto non specificato nel D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018 è stato fatto riferimento ad altre normative di comprovata affidabilità ed in particolare:

- UNI EN 1992-1-1 "*Progettazione delle strutture di calcestruzzo*. Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici";
- UNI EN 1997-1-1:2015 "*Progettazione geotecnica*. Parte 1-1: Regole generali";

4.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

4.2.1 Carichi permanenti strutturali (g_1)

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati stimati seguendo le indicazioni contenute nel DM al par. 3.1 e, laddove necessario, con riferimento alla Circolare Esplicativa 21 gennaio 2019 n°7/C.S.LL.PP in particolare:

- Pesi propri permanenti:
  - Pesi elementi strutturali
    - Calcestruzzo strutturale 25.0 kN/m^3
    - Acciaio 78.5 kN/m^3

Il peso per unità di volume γ è implementato automaticamente dal software di calcolo.

4.2.2 Carichi permanenti NON strutturali (g_2)

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati stimati seguendo le indicazioni contenute nel DM al par. 3.1 e, laddove necessario, con riferimento alla Circolare Esplicativa 21 gennaio 2019 n° 7/C.S.LL.PP in particolare:

- Pesi permanenti NON strutturali:
  - Pesi dei terreni: Relazione geotecnica specialistica
  - Acqua: 10.0 kN/m^3
  - Pacchetto stradale: 25.00 kN/m^2

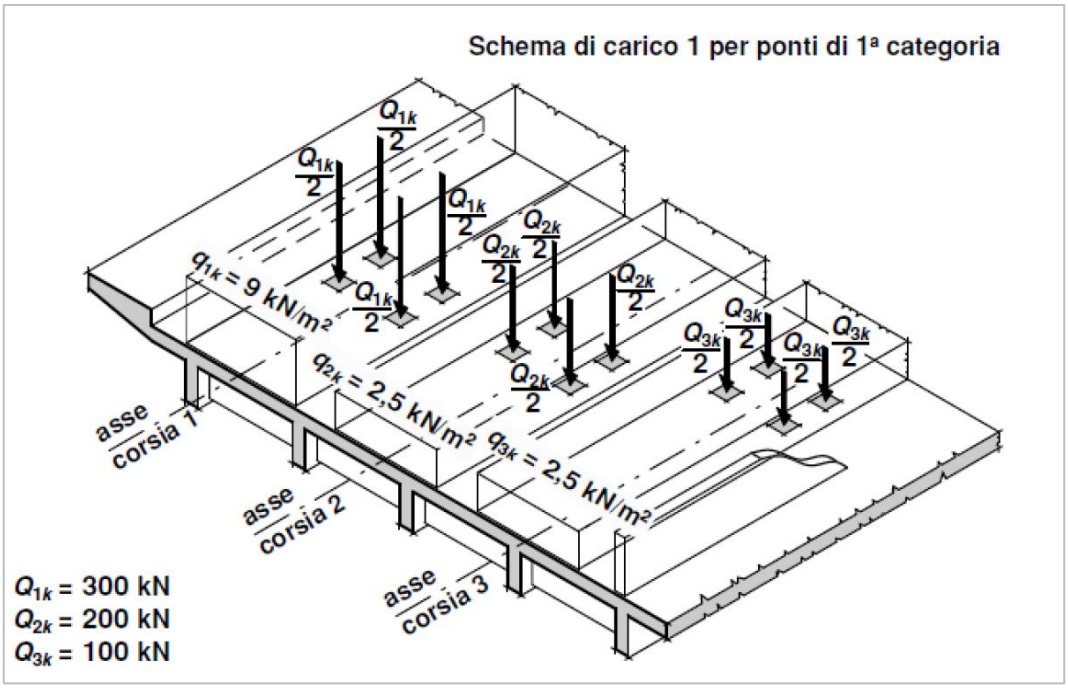
Risulta un carico a g_2 caratteristico agente sulla soletta pari a 2.50 kN/m^2.

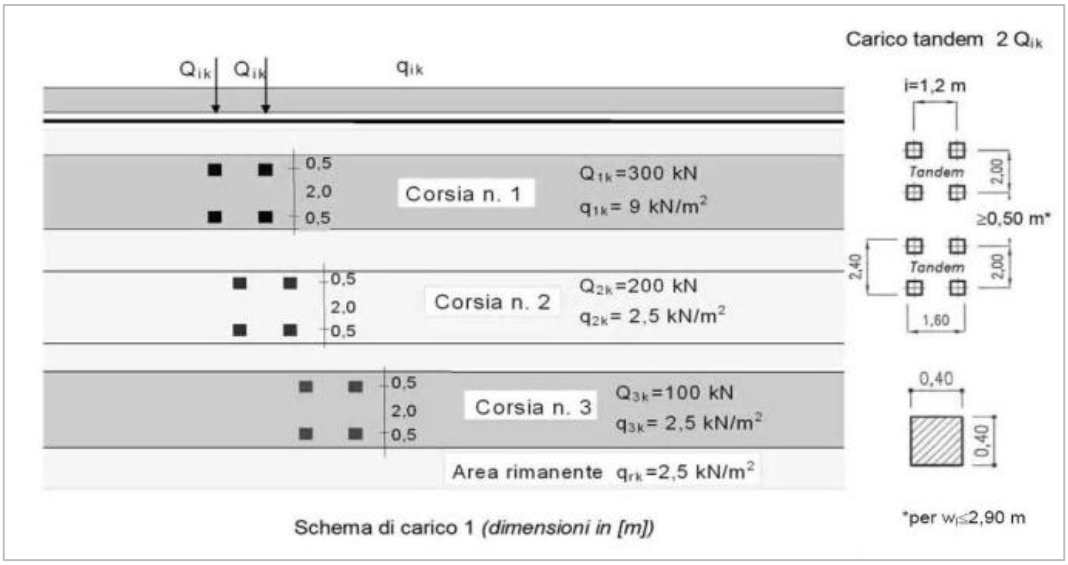
4.2.3 **Azioni variabili da traffico**

Gli schemi di carico considerati sono relativi a *ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore.*
Si considera una larghezza dell'impalcato pari a 4.50 m, risulta pertanto un **numero di corsie convenzionali pari a 1** di **larghezza di 3.0 m**. La restante porzione di impalcato è considerata *Area Rimanente*.

4.2.3.1 Carichi verticali (q_2)

Si considera lo **schema di carico n°1:**





Schema di carico 1 *(dimensioni in [m])*

Il numero di corsie da considerare caricate, la loro diposizione sulla carreggiata e la loro numerazione sono scelte in modo che gli effetti della disposizione risultino i più sfavorevoli sia per gli elementi della tombinatura che delle opere di sostegno provvisorie.

Diffusione dei carichi locali
La diffusione dei carichi tandem attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della soletta sottostante.
L'impronta di carico ha le seguenti dimensioni:

$L_1 = L_2 = l_1 + 2*t_{st} + 2*t_{sl} = 0.40 + 2*0.10 + 2*0.15 = 0.90$ m

Dove t_{st} e t_{sl} rappresentano, rispettivamente, lo spessore del pacchetto stradale e della soletta.

Azione sui terrapieni
Sui terrapieni a tergo delle spalle si considera un sovraccarico pari a 20 kN/m^2.

4.2.3.2 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione (q_3).
La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n°1 ed è uguale a:

$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6*(2*Q_{1k}) + 0.10*q_{1k}*w_1*L \leq 900 \text{ kN}$

$q_3 = 0.6*(2*300) + 0.10*9*3*4.9 = 375$ kN

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

4.2.4 **Spinta delle terre in condizioni statiche ($S_{t,0}$)**

A tergo delle spalle il terreno esercita una spinta, l'entità di tale spinta dipende dalla deformabilità dell'opera.

In base alla stratigrafia rilevata lungo lo sviluppo dell'intervento si definisce la spinta sui setti dello scatolare.

L'attraversamento posizionato tra le sezioni 6 e 7 interessa gli Orizzonti R (Depositi Alluvionali) e A (Sabbia Ghiaiosa).
L'opera si ritiene di tipo rigido, pertanto si applica la spinta in condizioni di riposo sull'intera altezza dei setti considerando, cautelativamente, un angolo di attrito interno del terreno pari a 23°. Il terreno che esercita la spinta è di tipo granulare, si applica quindi la formula di Jacky semplificata:

$K_0 = 1 - \text{sen}\varphi' = 1\text{- sen}(23°) = 0.61$

L'entità delle tensioni orizzontali si ottengono moltiplicando le tensioni verticali litostatiche per il coefficiente K_0, ovvero:

$\sigma_{ht}' = k_0*(\gamma*z) = 0.61*19*z = 12.0*z$ kN/m^2

4.2.5 **Spinta del sovraccarico (S_{q2})**

Si valuta considerando il sovraccarico come azione uniformemente distribuita con estensione infinita, pertanto la pressione orizzontale si ricava come segue:

$\sigma_{hq2}' = k_0*q_2 = 0.61*20 = 12.2$ kN/m^2

4.2.6 **Azione Sismica**

Nell'ottica della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese, le opere in oggetto rientrano nella categoria delle opere di importanza ordinaria (vita nominale **V_N=50 anni**) ed una classe d'uso II (**c_u=1.0**), da cui in definitiva un periodo di riferimento dell'opera **V_R=50 anni**. Ai fini della caratterizzazione dell'azione sismica di progetto, il Comune di Quiliano ricade in zona sismica 3, secondo la classificazione sismica della regione Liguria e in accordo con il DGR n°962/2018. Si considerano i seguenti tempi di ritorno T_R:

- 30 anni con riferimento allo SLO (pari ad una probabilità di superamento del 81% in 50 anni).
- 50 anni con riferimento allo SLD (pari ad una probabilità di superamento del 63% in 50 anni).
- 475 anni con riferimento allo SLV (pari ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni).
- 975 anni con riferimento allo SLC (pari ad una probabilità di superamento del 5% in 50 anni).

Parametri sismici

	T_R [anni]	a_g [m/s^2]	F_0 [---]	T_C^* [s]
SLO	30	0,183	2,577	0,159
SLD	50	0,241	2,542	0,187
SLV	475	0,560	2,611	0,306
SLC	975	0,716	2,652	0,325

Con riferimento alle caratteristiche del sottosuolo, secondo quanto indicato nella relazione geologica, la **Categoria del sottosuolo** è pari a **C** (da cui un coefficiente di amplificazione stratigrafico **S_S=1.500**) ed una **Categoria topografica T1** (da cui un coefficiente di amplificazione topografico **S_T=1.000**).
L'analisi della sicurezza in condizioni sismiche si esegue con il metodo pseudo-statico, dove l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità (peso del terreno e sovraccarico in combinazione sismica) per un opportuno coefficiente sismico.

I coefficienti parziali dei parametri geotecnici (peso per unità di volume) e delle azioni sono unitari.
L'accelerazione di picco al suolo è determinata con il programma Spettri per il sito in esame e con riferimento agli stati limite previsti dal DM.

4.2.6.1 Azioni Inerziali

Le azioni inerziali dovute al peso proprio degli elementi si assumo pari al prodotto della massa superficiale dei singoli elementi per la massima accelerazione al suolo attesa nel sito.

4.2.6.2 Sovra-Spinta sismica

Durante l'evento sismico le terre producono delle sovra-spinte sugli elementi di contenimento.

L'analisi in presenza di azione sismica si esegue utilizzando le indicazioni del § 7.11.6.2 del DM 17/01/2018 e C.7.11.6.2 della Circolare 21/01/2019. La verifica è condotta con approccio pseudo-statico, modellando l'azione sismica con una forza statica equivalente funzione dell'accelerazione massima attesa al sito e di un fattore di riduzione dell'accelerazione massima, β_m, che assume i valori specificati al diagramma di Fig. 7.11.3 del DM 17/01/2018. L'impiego di un $\beta_m<1$ implica che l'opera durante l'evento sismico possa subire spostamenti permanenti lungo la sua base e che questi spostamenti siano quindi liberi di verificarsi e compatibili con la sicurezza delle strutture che interagiscono con l'opera stessa. Nel caso in cui ciò non fosse possibile, si devono assumere valori di β_m più elevati fino ad assumere un valore unitario per le opere nelle quali la traslazione è impedita.

Nel caso in esame non sono possibili spostamenti permanenti lungo la base per la presenza di platea e soletta quali elementi di connessione tra i setti. Ne risulta un coefficiente $\beta_m = 1$.

I valori dei coefficienti di spinta sismici orizzontale k_h e verticale k_v, possono essere valutati mediante le espressioni:

$k_h = \beta_m * (a_{max}/g)$

$k_v = \pm 0.5 * k_h$

β_m	=	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
a_{max}	=	accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g	=	accelerazione di gravità.

Le opere di contenimento sono opere di sostegno che subiscono deformazioni sufficienti, ovvero per consentire la formazione di un meccanismo dei rottura individuato da una o più superficie di scorrimento lungo le quali siano raggiunte condizioni di plasticizzazione del materiale per produrre condizioni di equilibrio limite.
La distribuzione delle pressioni complessivamente agente a tergo dell'opera è determinata con la formulazione di Mononobe-Okabe.

$S_{tE} = \gamma * (1 \pm k_v) * K_{A,E} * z$

Dove il coefficiente si spinta attiva $K_{A,E}$ si ricava dalla seguente espressione:

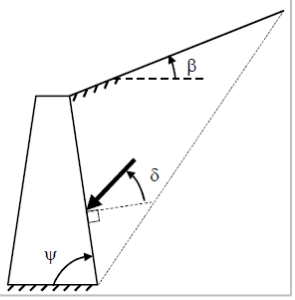
CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA

$\beta \le \phi - \theta$:

$$K_{A,E} = \frac{sen^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \, sen^2\psi \, sen(\psi - \theta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\phi + \delta)sen(\phi - \beta - \theta)}{sen(\psi - \theta - \delta)sen(\psi + \beta)}}\right]^2} \quad (3\text{-}6)$$

$\beta > \phi - \theta$:

$$K_{A,E} = \frac{\mathrm{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \mathrm{sen}^2\psi \mathrm{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$



Nel caso in esame non c'è alcuna azione dovuta all'acqua. Come peso specifico γ si deve assumere il peso secco γ_d, la forza orizzontale Fh è apri alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale Fv è il peso del cuneo incrementato o decrementato dell'accelerazione sismica verticale, quindi:

$\gamma = \gamma_d$

$\tan \theta = F_h/F_v = k_h/(1 \pm k_v)$

Il coefficiente $K_{A,E}$ è automaticamente calcolato dal codice di calcolo.

Il metodo di "Wood" (1973) fornisce la sovra-spinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, tali da poter assumere che il terreno, si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche sia durante il sisma. Per i setti della porzione scatolare situata tra le sez. 6-7 (vedere elaborati grafici) si applica tale formulazione.
L'incremento di pressione è costante lungo l'altezza degli elementi verticali ed è data dall'espressione:

$S_{tE} = S*(a_g/g)*\gamma*H = 1.0*0.15*19.5*3.50 = 11\ kN/m^2$

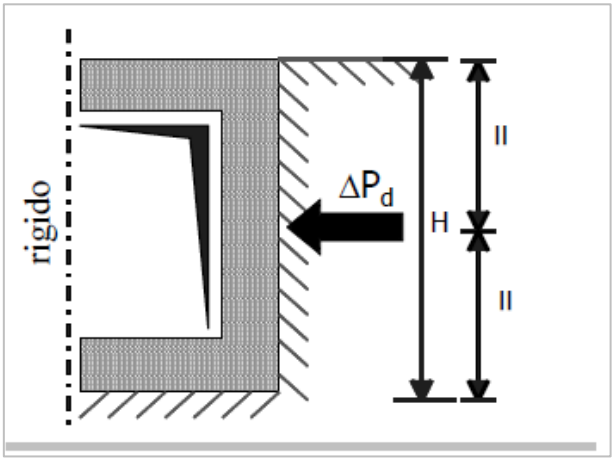


Figura 4-1 – Il metodo di Wood

4.2.7 **Azioni eccezionali**

La spinta della piena duecentennale è stata applicata come un'azione eccezionale, quindi opportunamente combinata. A favore della sicurezza, il massimo livello liquido considerato per il calcolo delle pressioni idrostatiche, è stato assunto come altezza massima tra il livello liquido della piena T200 maggiorato di 0.50 m, e il livello dell'energia totale della stessa piena T200.
Le pressioni applicate derivano sia dalla distribuzione idrostatica dell'acqua, sia dalla spinta idrodinamica (dove presente) generata dalla componente del flusso di piena ortogonale al piano del paramento dell'argine (velocità della corrente v=7.0 m/s, da cui una pressione idrodinamica di 24.5 kPa).

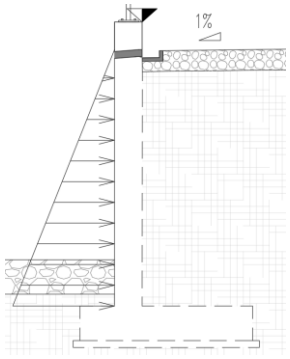


Figura 4-2 – Schema tipologico della spinta idrostatica esercitato dal livello max della colonna liquida

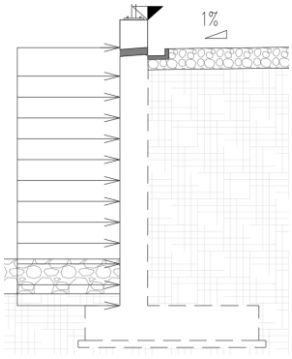


Figura 4-3 – Schema tipologico della spinta idrodinamica esercitata dal livello max della colonna liquida

4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni agli Stati Limite sono state valutate secondo quanto previsto dal paragrafo 2.5.3 del DM Infrastrutture 17 gennaio 2018.

4.3.1 Combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

La combinazione di carico fondamentale allo SLU risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

dove:

- γ_{G1} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti;
- γ_{G2} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti non strutturali;
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale di sicurezza delle azioni variabili;
- G_1 rappresenta i carichi permanenti strutturali;
- G_2 rappresenta i carichi permanenti non strutturali;
- Q_i rappresenta i carichi variabili.

Nel definire le differenti combinazioni coerenti con la formulazione sopra riportata, la condizione di carico relativa al terreno è stata considerata con i coefficienti di sicurezza a sfavore di sicurezza.

4.3.2 Combinazioni sismiche

La combinazione di carico in ambito sismico risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = E_{sism} + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$$

dove l'azione sismica E_{sism} viene valutata con riferimento allo Stato Limite considerato.

4.3.3 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Si definiscono i seguenti Stati Limite:

- SLE Raro (combinazione caratteristica)

$$E = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3}$$

- SLE Frequente

$$E = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$$

- SLE Quasi permanente

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

I valori dei coefficienti di combinazione sono riportati nelle Tabelle seguenti (Tab. 2.6.I-Tab. 5.1.V – Tab. 2.5.I – Tab. 5.1.VI) del DM. Infrastrutture 17 gennaio 2018.

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[1]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tab. 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		Coefficiente	EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		Coefficiente	EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Tab. 5.1.VI - *Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi-nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

4.4 SCELTE PROGETTUALI

4.4.1 Copriferro opere in C.A

Per la realizzazione delle opere in C.A. in oggetto sono state ipotizzate le classi di durabilità qui di seguito riportate.

- *Classe di esposizione XC4*. Data la classe si è proceduto:
  - a classificare l'ambiente circostante come "*Aggressive*" secondo il prospetto di Tab. 4.1.III del D.M. 17/01/2018;
  - ad adottare
    - una classe di resistenza del calcestruzzo pari a C30/37, conforme con la classe di resistenza minima prevista e pari a C30/37;
    - un copriferro nominale di 35 mm, conforme al valore minimo di 30 mm (Tab. C4.1.IV – Barre da C.A., elementi piastra).

4.4.2 Armatura minima

Piastre piene – Armatura a flessione

Per quanto riguarda la minima percentuale di armatura nella direzione principale della piastra si applica il p.to 9.3.1.1 della UNI EN 1992-1-1.
L'area effettiva della sezione trasversale delle armature longitudinali di trazione deve essere non minore della seguente quantità:

$A_{s,min} = \max(0.26*f_{ctm}/f_{yk}*b_t*d;\ 0.0013*b_t*d)$

dove il significato delle grandezze è il seguente:

f_{ctm}	valor medio della resistenza a trazione assiale del cls
f_{yk}	tensione di snervamento caratteristica dell'armatura ordinaria
d	l'altezza utile della sezione
b_t	la larghezza media della zona tesa

Travi – Armatura longitudinale

Per quanto riguarda la minima percentuale di armatura longitudinale delle travi si applica il p.to 9.2.1.1 della UNI EN 1992-1-1.
L'area effettiva della sezione trasversale delle armature longitudinali di trazione deve essere non minore della seguente quantità:

$A_{s,min} = \max(0.26*f_{ctm}/f_{yk}*b_t*d;\ 0.0013*b_t*d)$

dove il significato delle grandezze è il seguente:

f_{ctm}	valor medio della resistenza a trazione assiale del cls
f_{yk}	tensione di snervamento caratteristica dell'armatura ordinaria
d	l'altezza utile della sezione
b_t	la larghezza media della zona tesa

5 RELAZIONE STRUTTURALE

5.1 MODELLAZIONE

5.1.1 Attraversamento Via Tecci

La sicurezza strutturale della porzione di opera realizzata in calcestruzzo armato è stata valutata mediante la costruzione di un modello FEM 3D creato con il programma di calcolo MIDAS Gen 2021 v1.1.

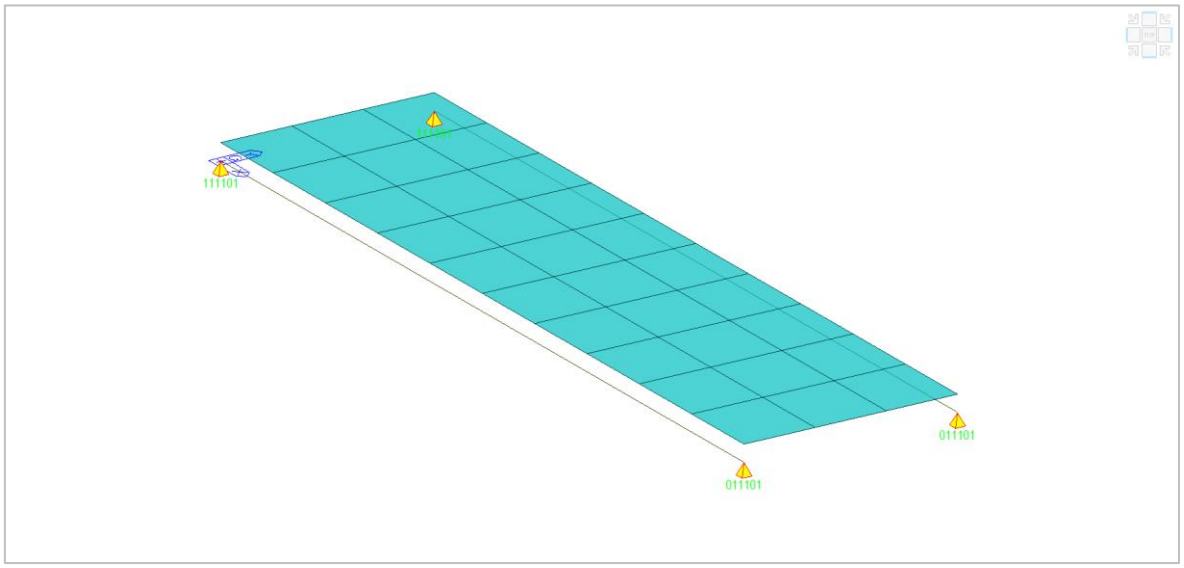


Figura 5-1 – Modello FEM soletta (attraversamento carrabile Via Tecci)

Le sottostrutture sono state modellate a parte (par. 5.1.3) per mezzo del software PAC, ove i carichi applicati corrispondono alle reazioni vincolari, cambiate di segno, restituite dall'analisi del modello FEM della soletta.

Gli elementi in esame hanno comportamento monodirezionale, pertanto la modellazione è stata condotta su una solo elemento caratterizzato da:

- Condizioni di vincolo: semplice appoggio, gdl: Ry
- Carichi variabili da traffico: corsia convenzionale n°1.

Il modello è composto da:

- 2 elementi beam, sezione 0.50×0.50 m, interasse i = 1.30 m, lunghezza L = 6.0 m;
- Elementi plate: spessore t_{sl} = 0.30 m.

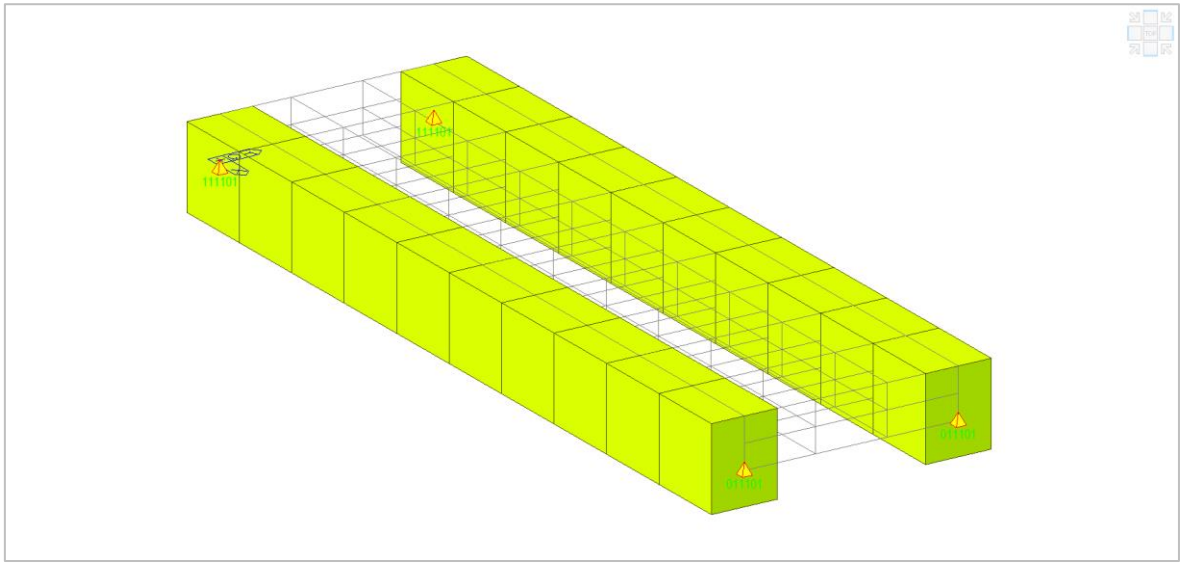


Figura 5-2 – Travi dell'elemento

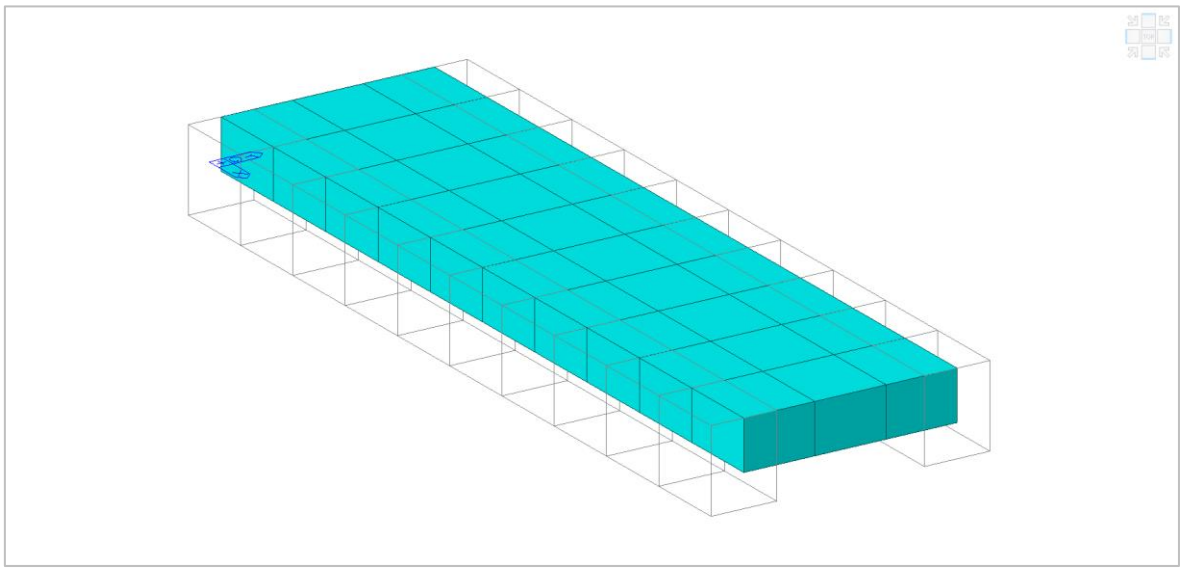


Figura 5-3 – Soletta dell'elemento

La modellazione della struttura lato masse è svolta mediante l'approccio lumped che prevede una matrice delle masse di forma diagonale. Per quanto riguarda la modellazione lato rigidezza, si assumono sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo, non sono applicati coefficienti riduttivi che tengano conto della fessurazione indotta dall'evento sismico.

Tutti gli elementi sono considerati vincolati tra loro mediante condizioni di mutuo incastro. La struttura è invece vincolata esternamente mediante vincoli elastici bilaterali (suolo alla Winkler) nei confronti della traslazione verticale, e con cerniere fisse in direzione orizzontale in numero minimo da rendere la struttura isostatica.

Le condizioni di carico elementari applicate nel modello di calcolo sono indicate di seguito.

Peso proprio elementi (G_1)
Sono applicati dal software di calcolo agli elementi finiti in base alle proprietà dei materiali.

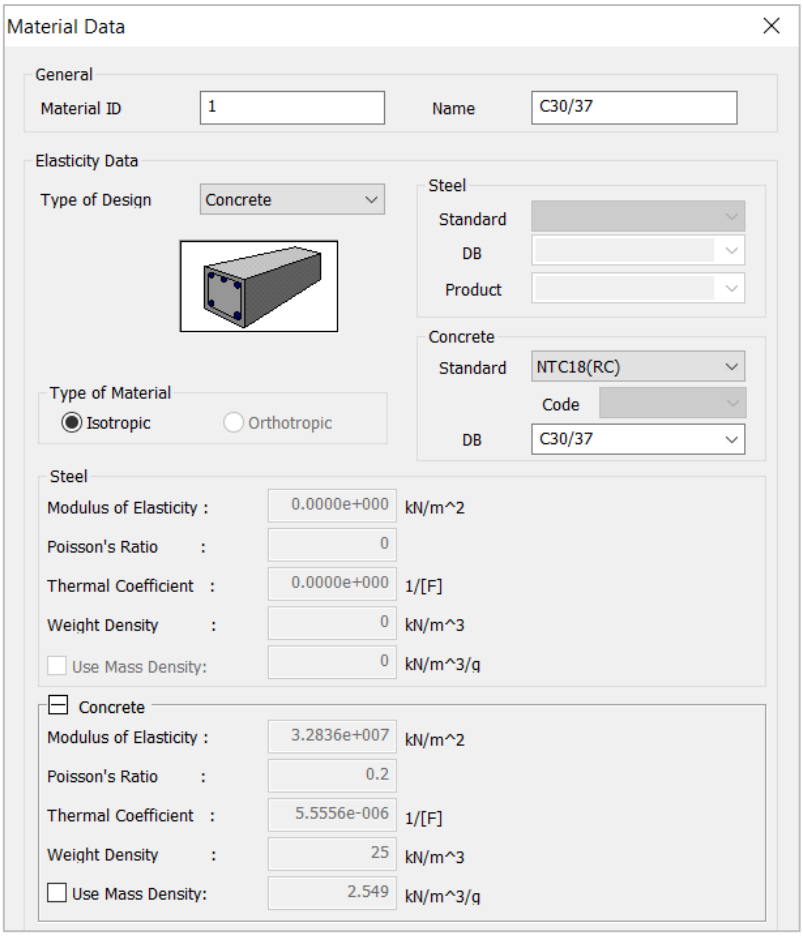


Figure 5-1 – Proprietà del calcestruzzo impiegato per gli elementi strutturali

Pesi permanenti NON strutturali (G_2)

Rientra in questa categoria il pacchetto stradale al di sopra della soletta.

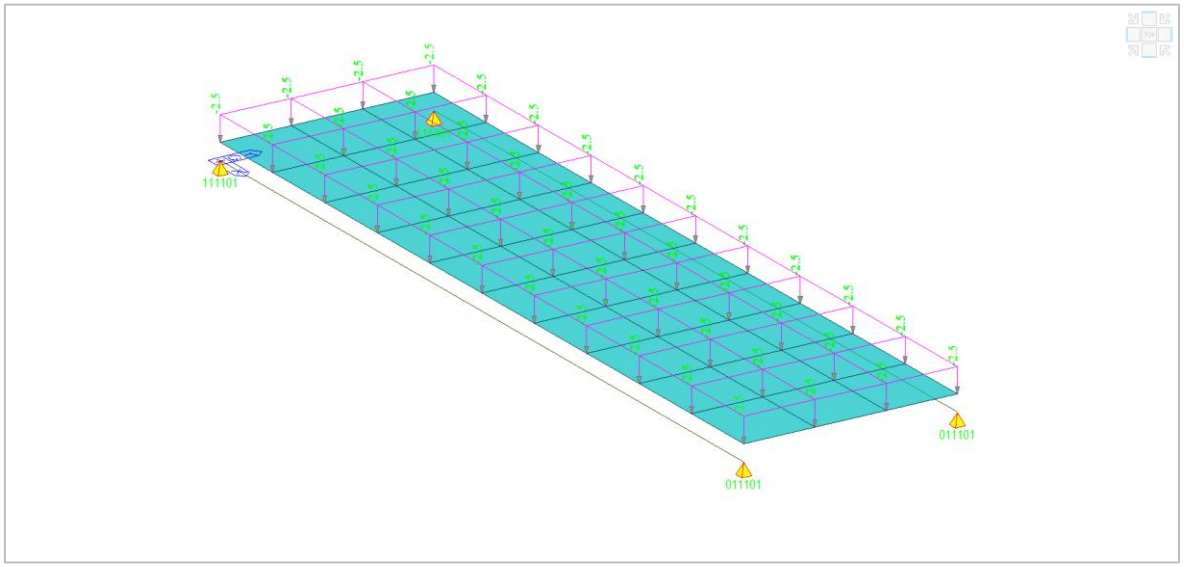


Figure 5-2 – Applicazione dei carichi permanenti NON strutturali

Sovraccarico stradale (q_2)

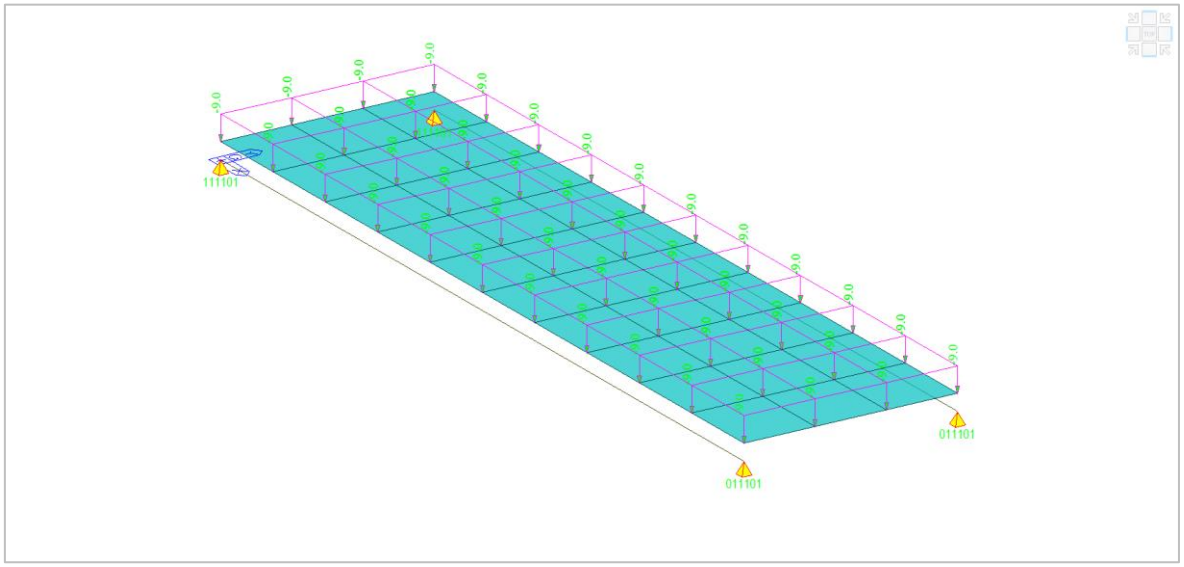


Figure 5-3 – Sovraccarico verticale dovuto ai carichi stradali, carico uniforme

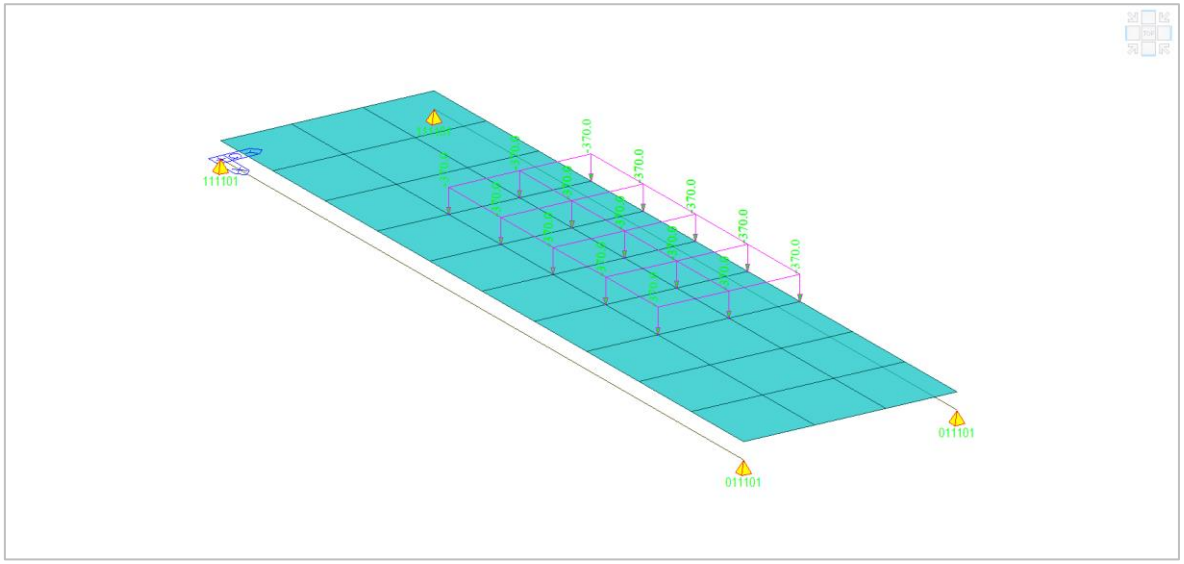


Figure 5-4 – Sovraccarico verticale dovuto ai carichi stradali, carico tandem, M_{max}

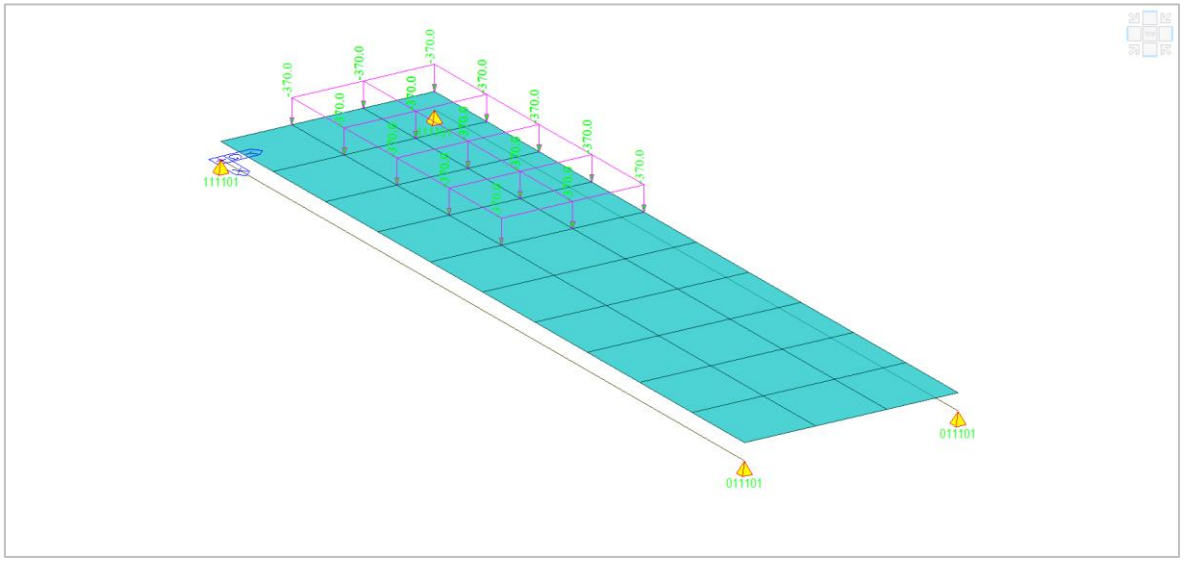


Figure 5-5 – Sovraccarico verticale dovuto ai carichi stradali, carico tandem, V_{max}

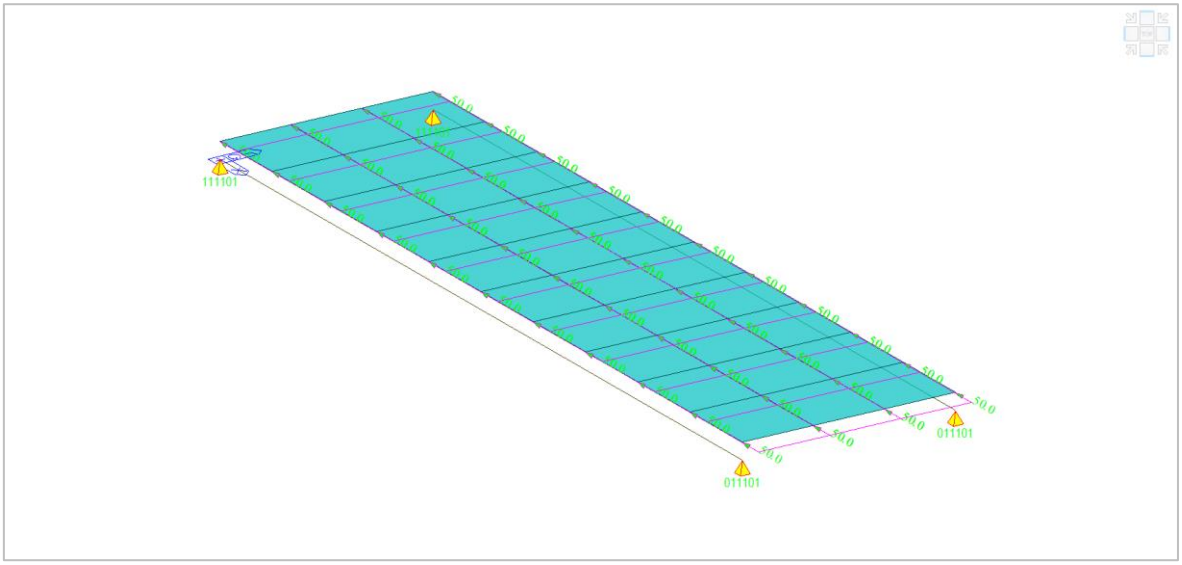


Figure 5-6 – Sovraccarico orizzontale dovuto ai carichi stradali, frenamento/accelerazione

5.1.2 **Attraversamento Sez.6-Sez.7**

La sicurezza strutturale della porzione di opera realizzata in calcestruzzo armato è stata valutata mediante la costruzione di un modello FEM 3D creato con il programma di calcolo MIDAS Gen 2021 v1.1.

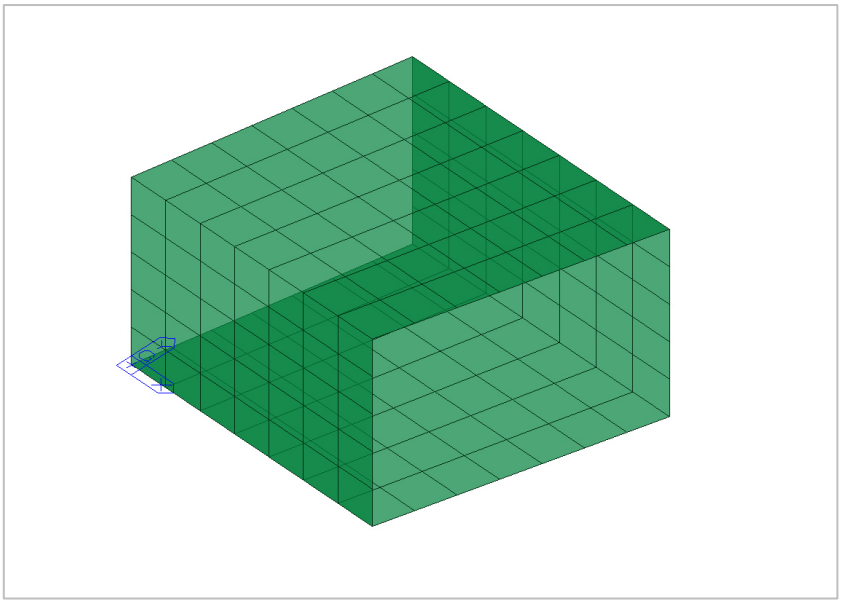


Figure 5-7 – Vista 3d del modello FEM

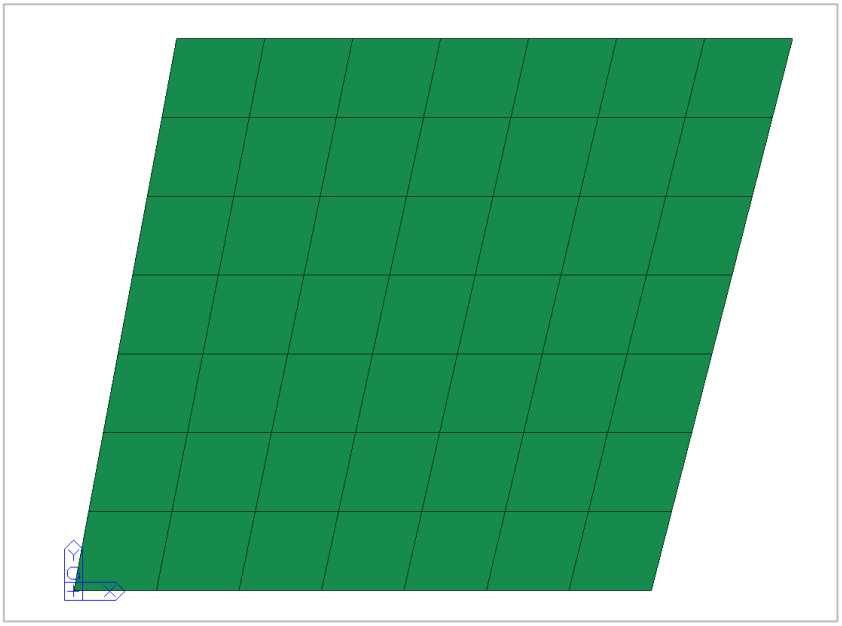


Figure 5-8 – Vista in pianta del modello FEM

La struttura è stata modellata mediante l'impiego di elementi shell con comportamento tipo plate, ovvero in grado di resistere ad azioni esterne sia di tipo membranale che flessionale. La struttura è suddivisa in tre parti denominate platea, setti e soletta. Sono impiegati elementi plate a 3 e 4 nodi.

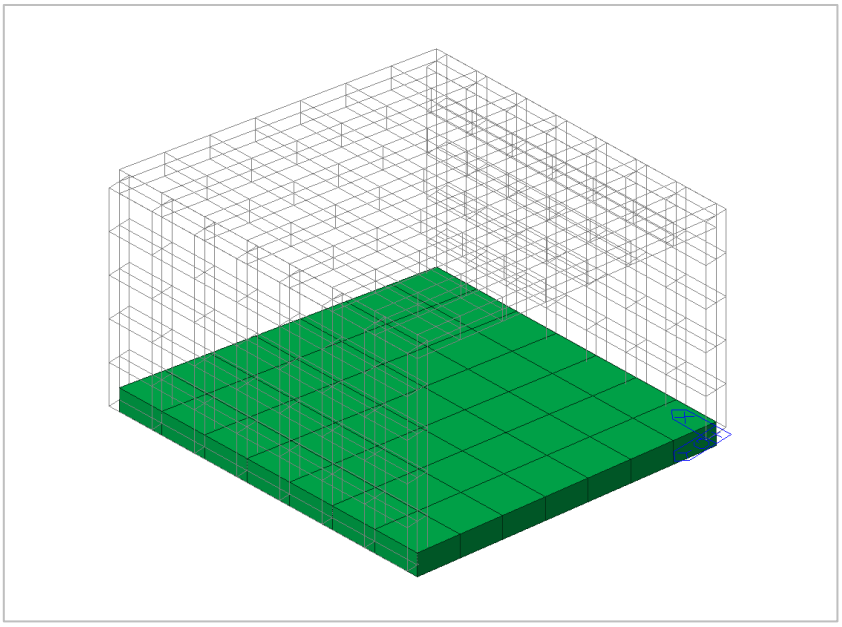


Figura 5-4 – Elementi che costituiscono la platea del tombino

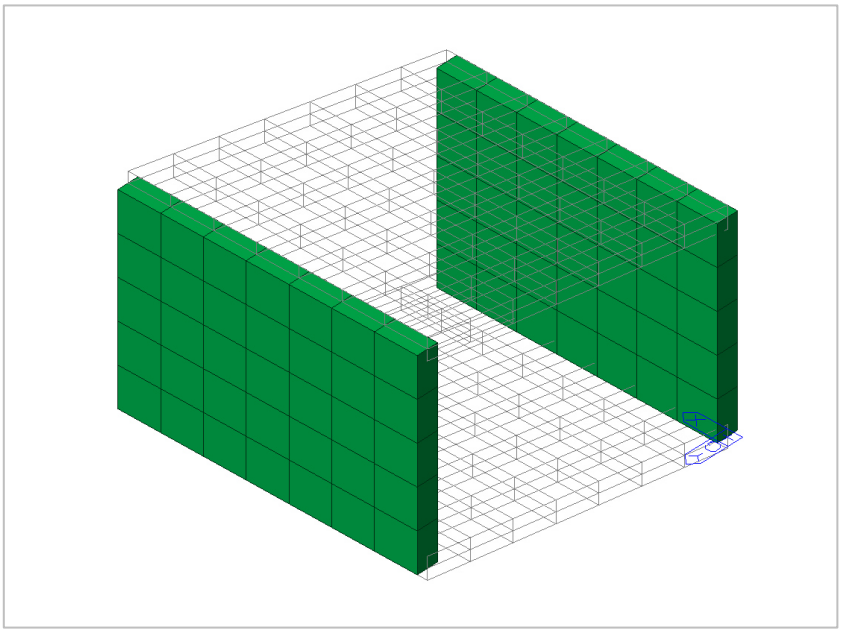


Figura 5-5 - Elementi che costituiscono i setti del tombino

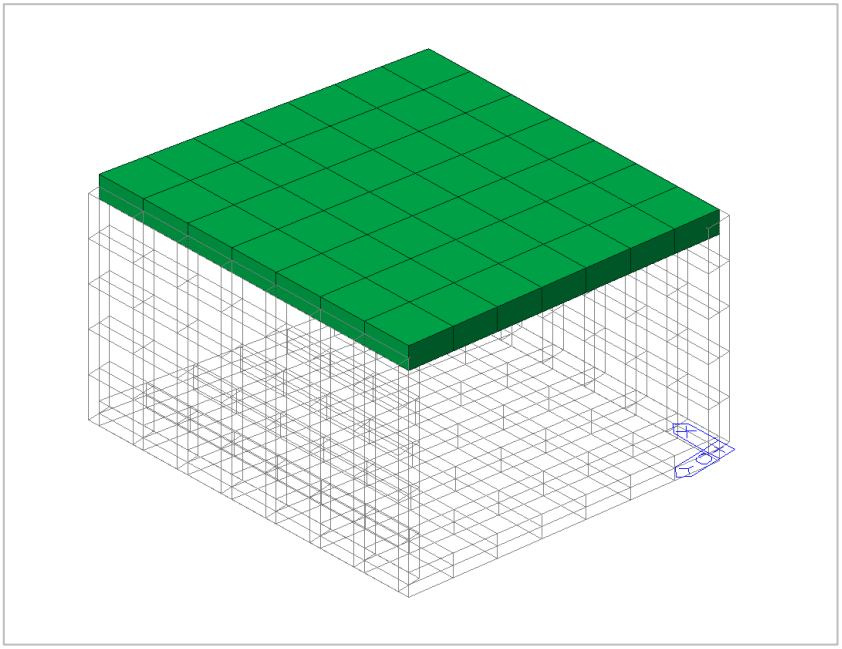


Figura 5-6 – Elementi che costituiscono la soletta del tombino

La modellazione della struttura lato masse è svolta mediante l'approccio lumped che prevede una matrice delle masse di forma diagonale. Per quanto riguarda la modellazione lato rigidezza, si assumono sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo, non sono applicati coefficienti riduttivi che tengano conto della fessurazione indotta dall'evento sismico.

Tutti gli elementi sono considerati vincolati tra loro mediante condizioni di mutuo incastro. La struttura è invece vincolata esternamente mediante vincoli elastici bilaterali (suolo alla Winkler) nei confronti della traslazione verticale, e con cerniere fisse in direzione orizzontale in numero minimo da rendere la struttura isostatica.

Le condizioni di carico elementari applicate nel modello di calcolo sono indicate di seguito.

Peso proprio elementi (G_1)
Sono applicati dal software di calcolo agli elementi finiti in base alle proprietà dei materiali.

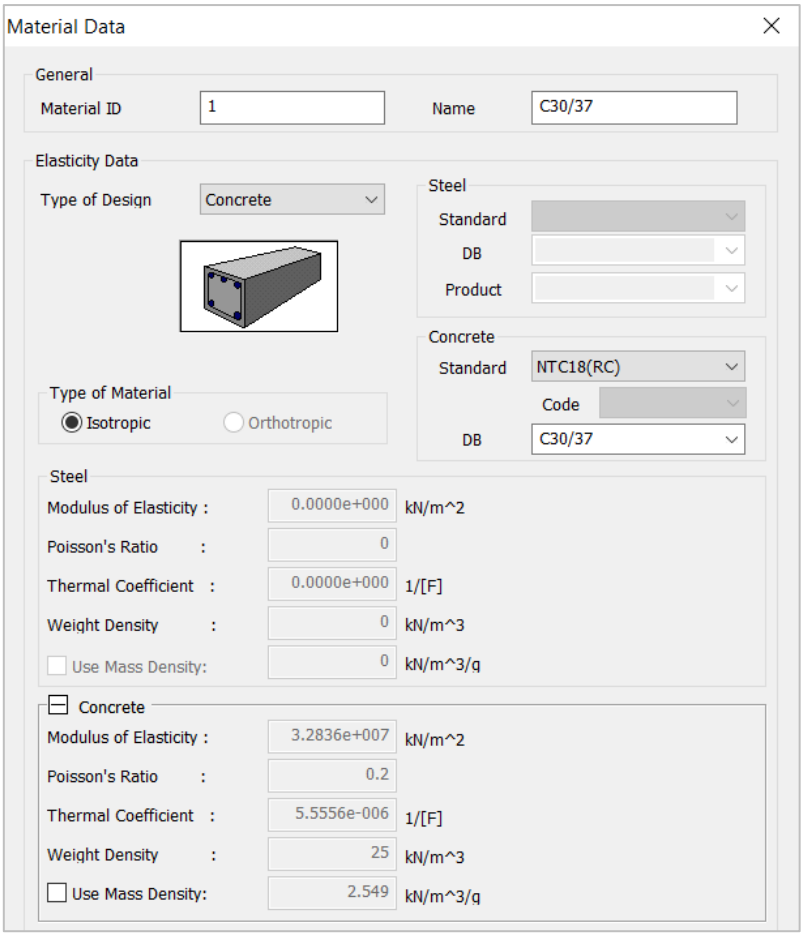


Figure 5-9 – Proprietà del calcestruzzo impiegato per gli elementi strutturali

Pesi permanenti NON strutturali (G_2)

Rientra in questa categoria il pacchetto stradale al di sopra della soletta.

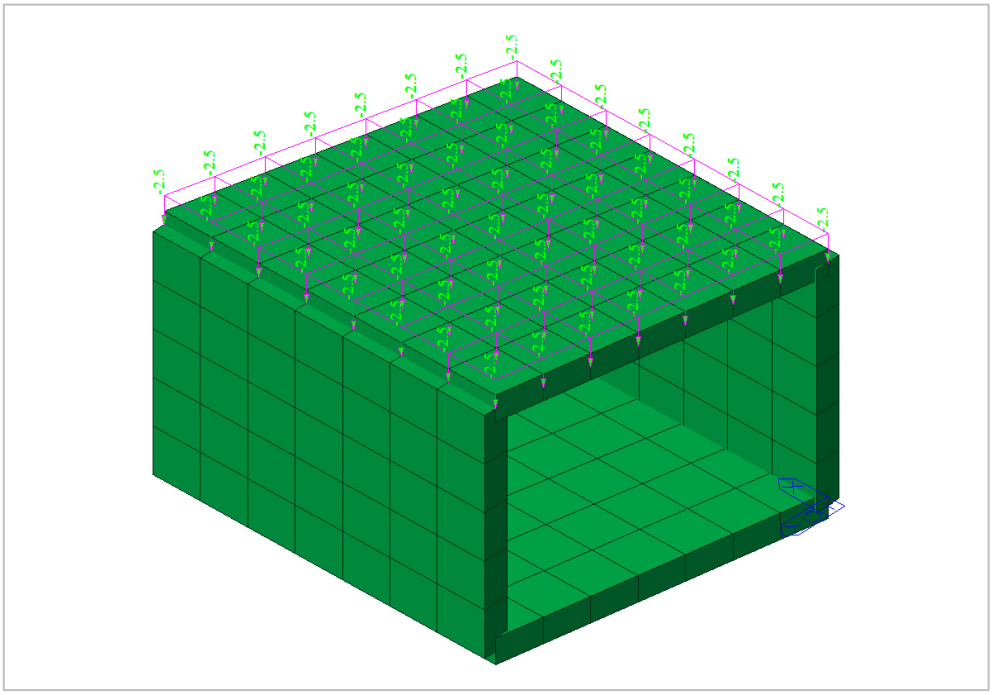


Figure 5-10 – Applicazione dei carichi permanenti NON strutturali

Sovraccarico stradale (q_2)

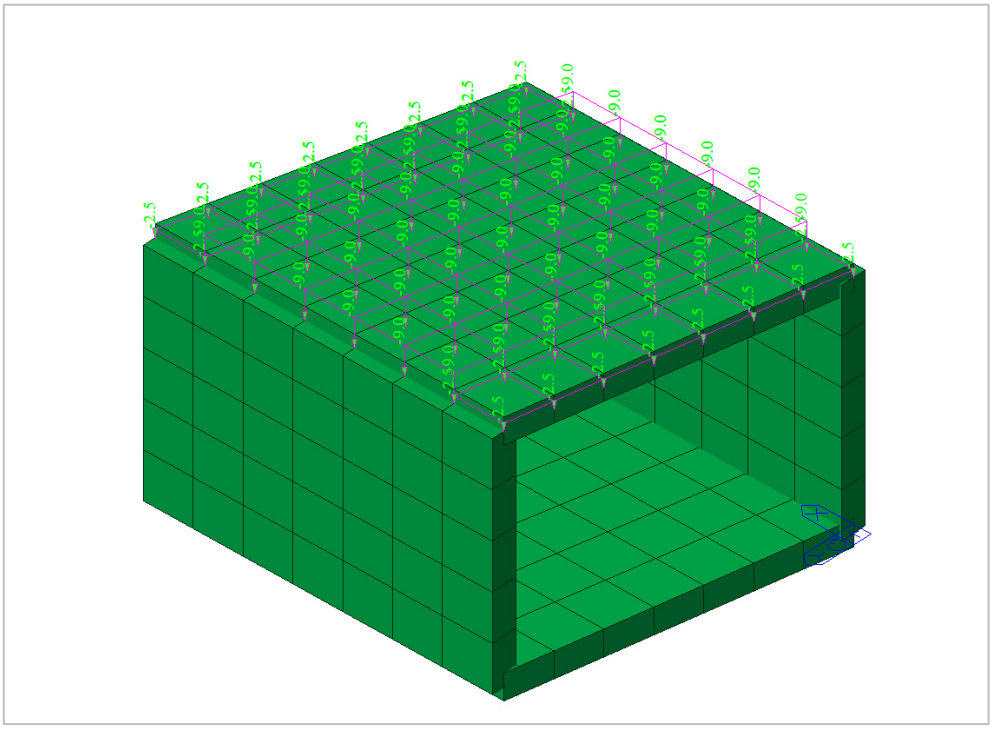


Figure 5-11 – Sovraccarico verticale dovuto ai carichi stradali, carico uniforme

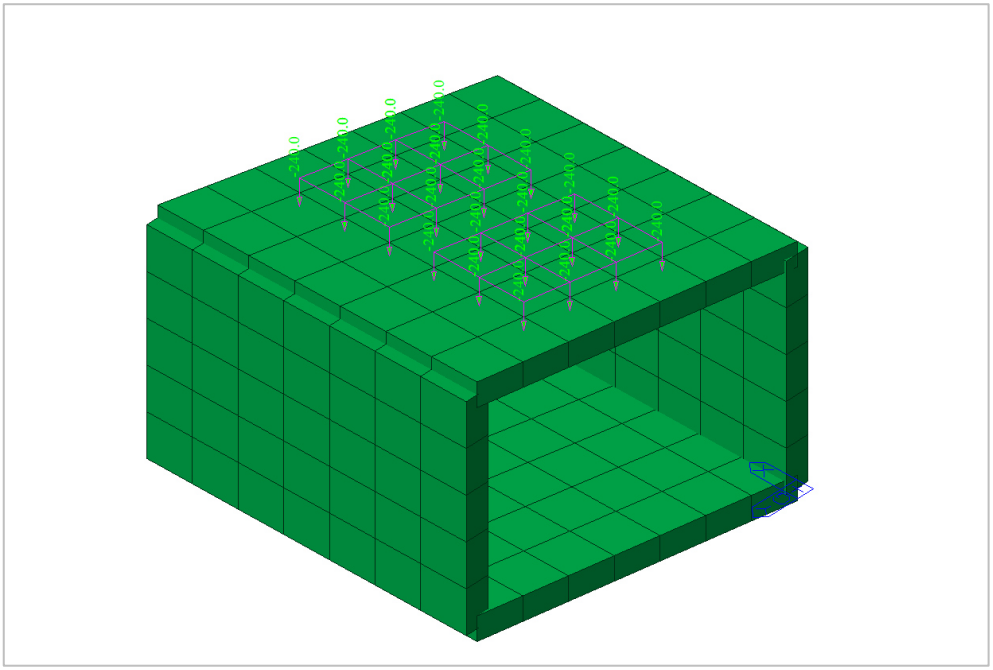


Figure 5-12 – Sovraccarico verticale dovuto ai carichi stradali, carico tandem, M_{max}

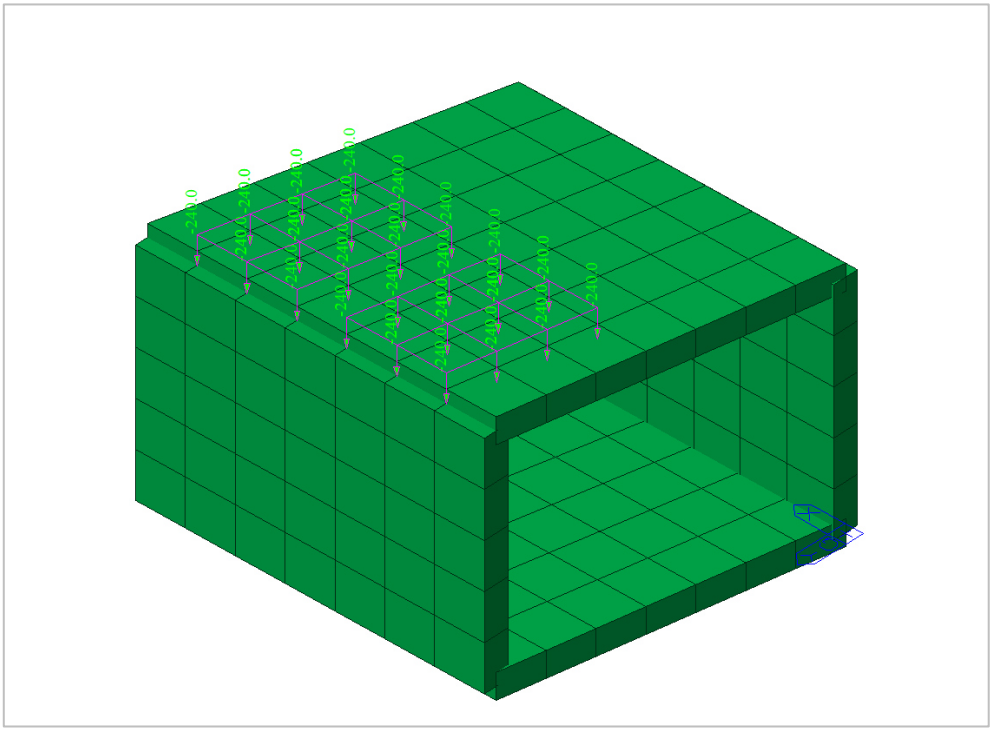


Figure 5-13 – Sovraccarico verticale dovuto ai carichi stradali, carico tandem, V_{max}

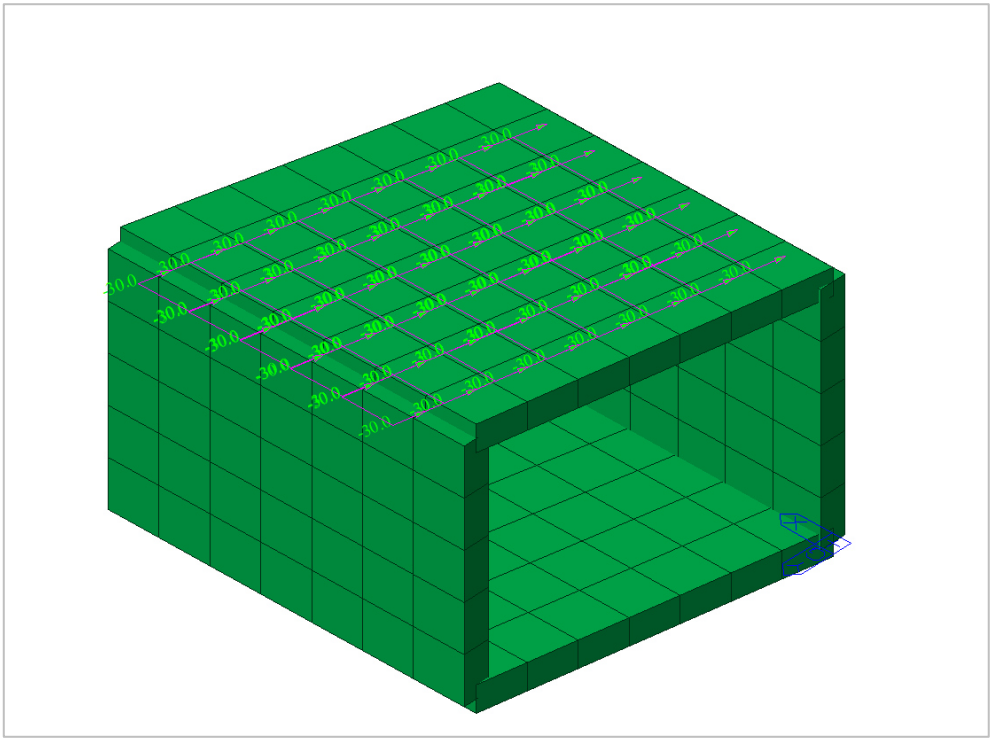


Figure 5-14 – Sovraccarico orizzontale dovuto ai carichi stradali, frenamento/accelerazione

Spinta delle terre in condizioni statiche (S_{t_0})

La spinta è applicata ai muri del canale secondo una legge lineare variabile con la profondità (direzione Z- del modello FEM).

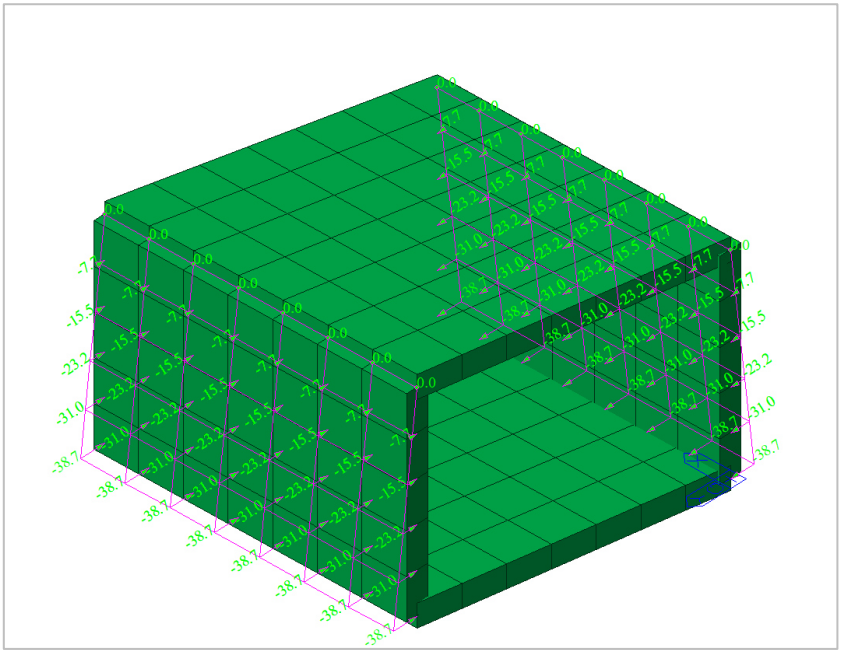


Figura 5-7 – Applicazione della spinta statica delle terre

Spinta statica dovuta al sovraccarico (S_{q_0})

Il sovraccarico produce un incremento della spinta orizzontale delle terre alle spalle dei muri. Si assume un valore costante con la profondità.

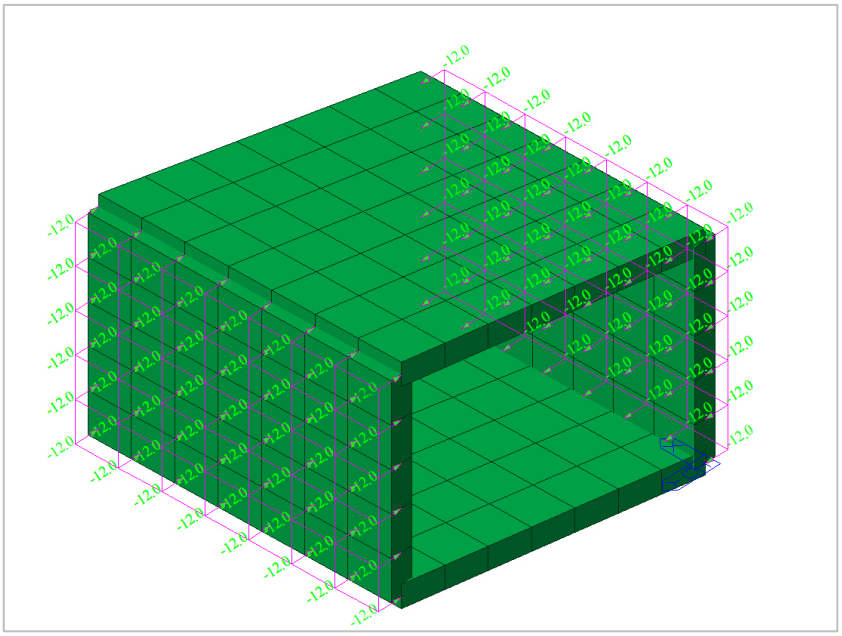


Figura 5-8 - Applicazione della spinta statica del sovraccarico

Azione sismica inerziale (E_{pp})

L'azione inerziale è applicata in modo tale da incrementare gli effetti dei carichi statici.

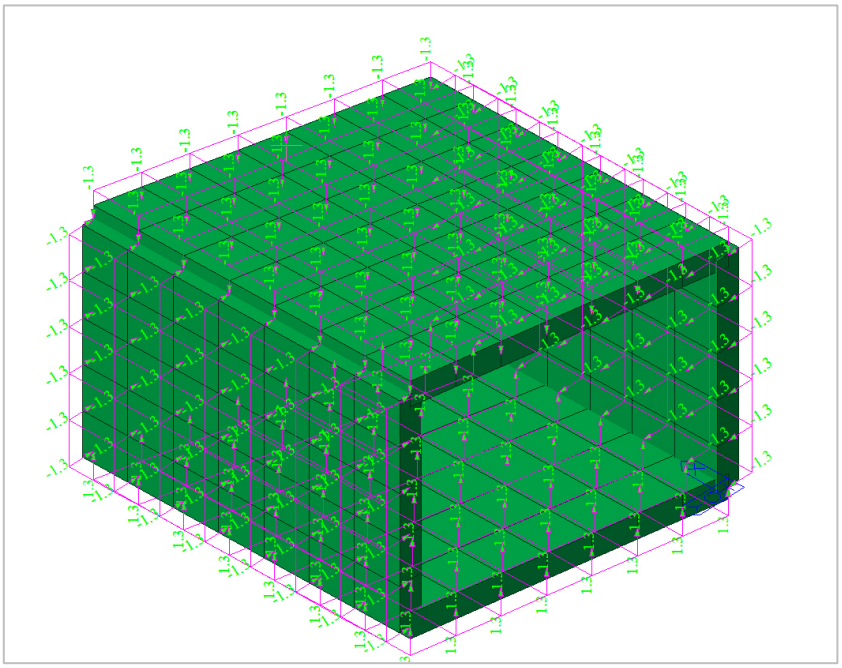


Figura 5-9 - Applicazione dell'azione sismica inerziale (E_{pp})

Sovra-spinta sismica delle terre (S_{tE})

Per semplicità si riporta una delle tre condizioni indicate nella caratterizzazione delle azioni.

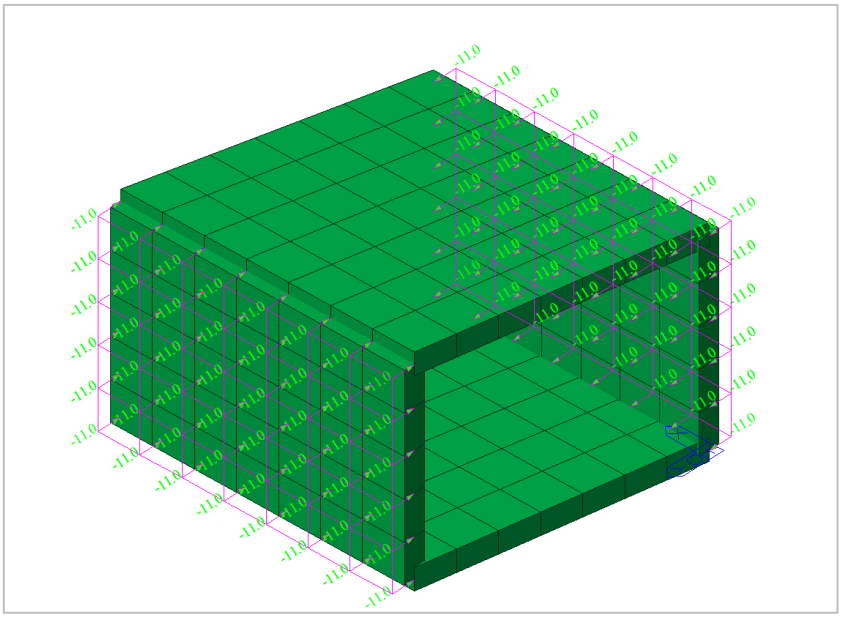


Figura 5-10 - Applicazione della sovra-spinta sismica delle terre (S_{tE})

5.1.3 **Paratie**

Schematizzazione delle paratie

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica delle paratie in oggetto sono stati messi a punto modelli di calcolo monodimensionali pseudo-statici, per mezzo del software Pac16 di Aztec Informatica, in cui ogni paratia viene schematizzata con elementi a prevalente sviluppo lineare in altezza (si fa riferimento ad un metro di larghezza) caratterizzati da un comportamento a "trave". Come caratteristiche geometriche della sezione si assumono il momento d'inerzia del tubolare in acciaio e del calcestruzzo interno, e l'area A per metro lineare di paratia.

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno, identicamente per le tre paratie, si rifà al classico schema di Winkler. Esso viene visto come un letto di "molle indipendenti fra di loro" reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler). La matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

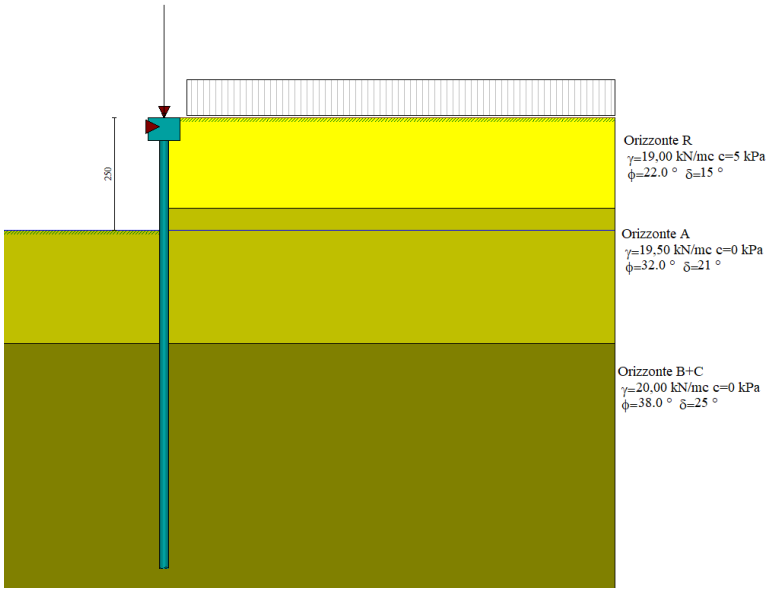


Figura 5-11 – Modello di calcolo paratia

Per schematizzare la rigidezza assiale della soletta, viene assegnato un vincolo agli spostamenti orizzontali in corrispondenza del cordolo di testa dei micropali. I carichi assegnati direttamente alla paratia derivano dalle reazioni vincolari, cambiate di segno, restituite modello FEM descritto al par. 5.1.1.

Le configurazioni di carico modellate per la paratia simulano due condizioni principali:

1. La presenza dei carichi tandem sulla soletta, per massimizzare le sollecitazioni in fondazione, dimensionanti per la capacità portante dei micropali;
2. La presenza dei carichi tandem a tergo della paratia, per massimizzare la spinta orizzontale ai danni delle strutture di sostegno, dimensionante per l'inerzia dei micropali.

5.1.4 **Scatolare aperto**

La sicurezza strutturale della porzione di opera realizzata in calcestruzzo armato è stata valutata mediante la costruzione di un modello FEM 3D creato con il programma di calcolo MIDAS Gen 2021 v1.1.
La porzione modellata dello scatolare corrisponde al tratto compreso tra la sez.5 e la sez.6 (ved. tavole progettuali).

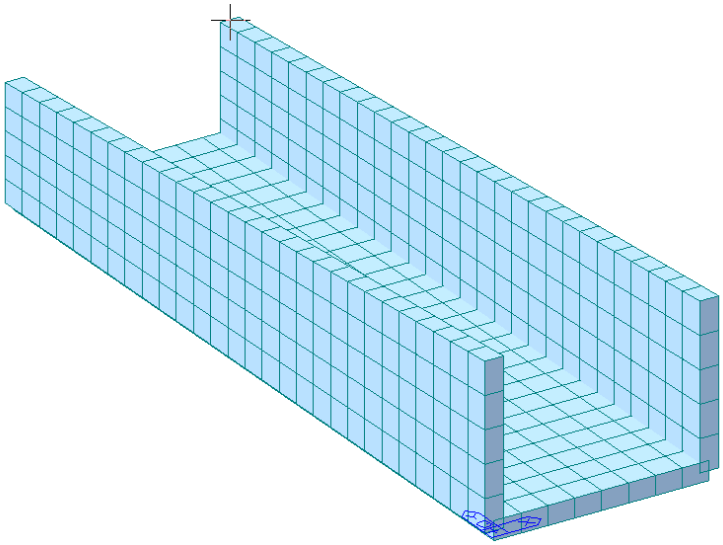


Figure 5-15 – Vista 3d del modello FEM

La struttura è stata modellata mediante l'impiego di elementi shell con comportamento tipo plate, ovvero in grado di resistere ad azioni esterne sia di tipo membranale che flessionale. La struttura è suddivisa in tre parti denominate platea, setti e soletta. Sono impiegati elementi plate a 4 nodi.

Tutti gli elementi sono considerati vincolati tra loro mediante condizioni di mutuo incastro. La struttura è invece vincolata esternamente mediante vincoli elastici bilaterali (suolo alla Winkler) nei confronti della traslazione verticale, e con cerniere fisse in direzione orizzontale in numero minimo da rendere la struttura isostatica.

Le condizioni di carico elementari applicate nel modello di calcolo sono indicate di seguito.

Peso proprio elementi (G_1)
Sono applicati dal software di calcolo agli elementi finiti in base alle proprietà dei materiali.

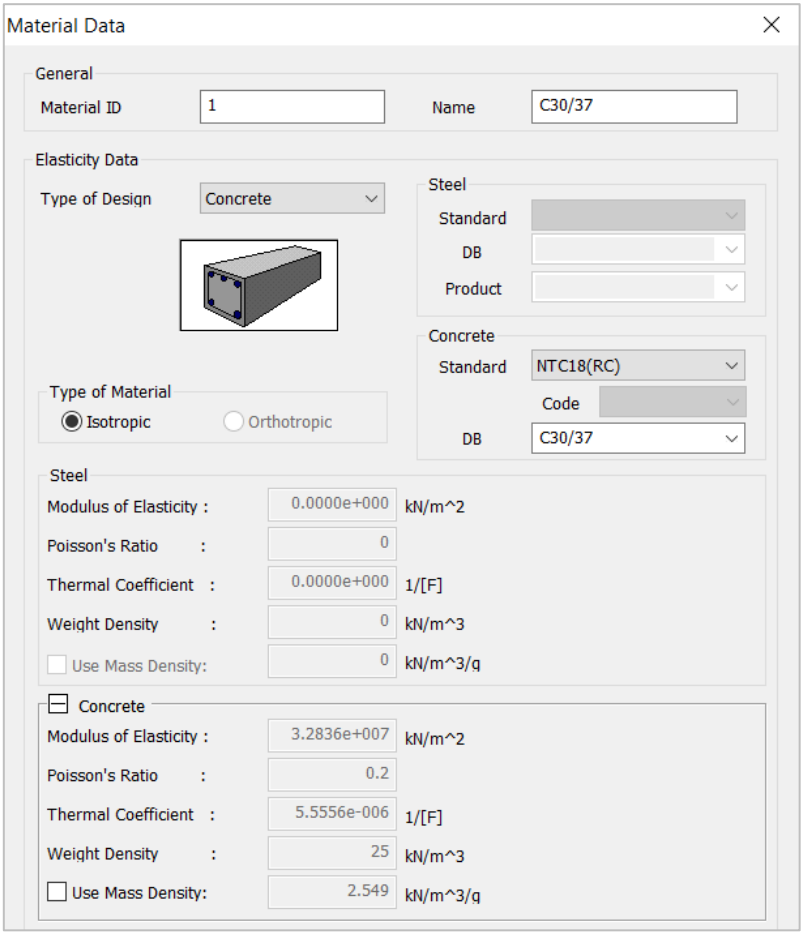


Figure 5-16 – Proprietà del calcestruzzo impiegato per gli elementi strutturali

Azioni permanenti NON strutturali (G_2)

Rientra in questa categoria la spinta del terreno applicata in condizioni statiche.

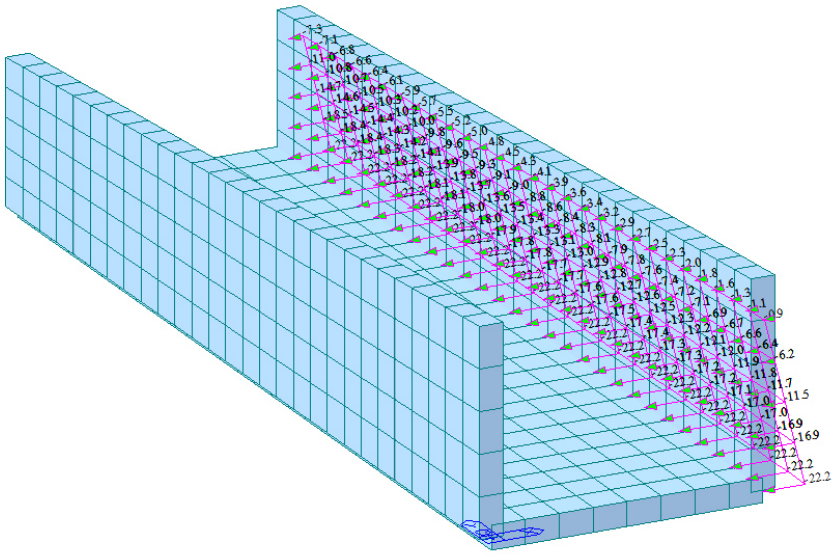


Figure 5-17 – Applicazione azioni permanenti NON strutturali

Sovraccarico stradale (q)

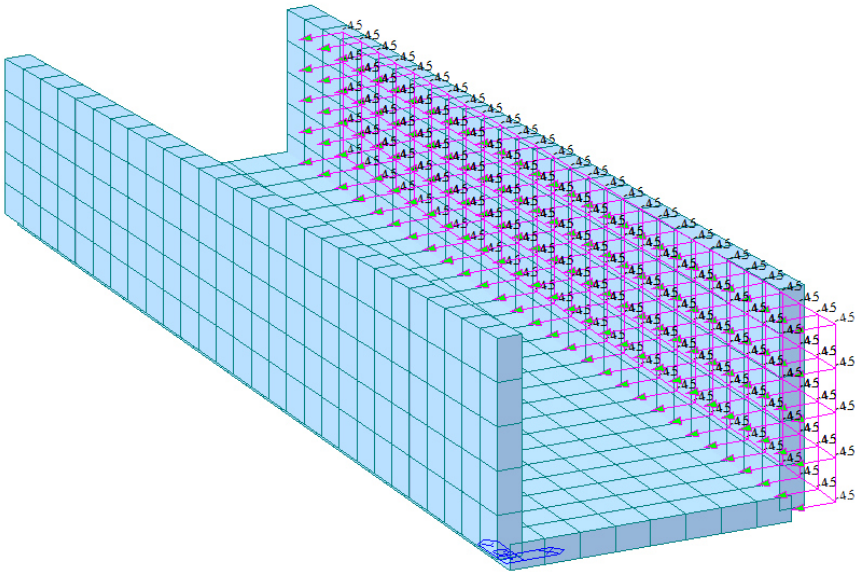


Figure 5-18 – Sovraccarico verticale dovuto ai carichi stradali, carico uniforme

Incremento dinamico della spinta delle terre (E)

Il sovraccarico produce un incremento della spinta orizzontale delle terre alle spalle dei muri. Si assume un valore costante con la profondità.

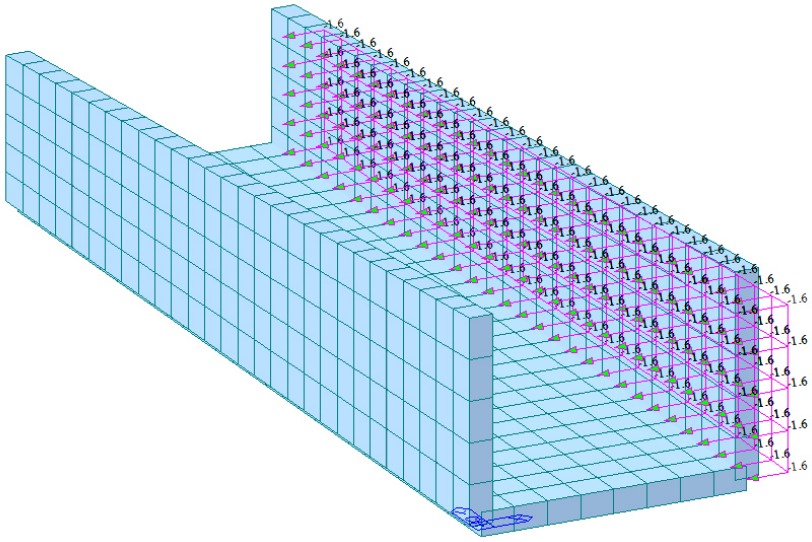


Figura 5-12 - Applicazione dell'incremento di spinta sismica delle terre

Azione sismica inerziale (E)

L'azione inerziale è applicata in modo tale da incrementare gli effetti dei carichi statici.

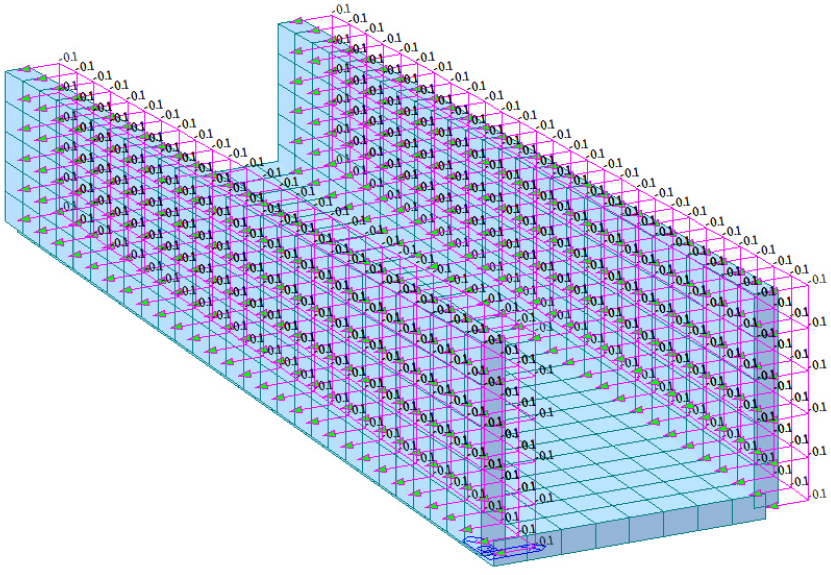


Figura 5-13 - Applicazione dell'azione sismica inerziale (E_{pp})

Spinta idrostatica dell'acqua in condizioni di piena T200 (A)

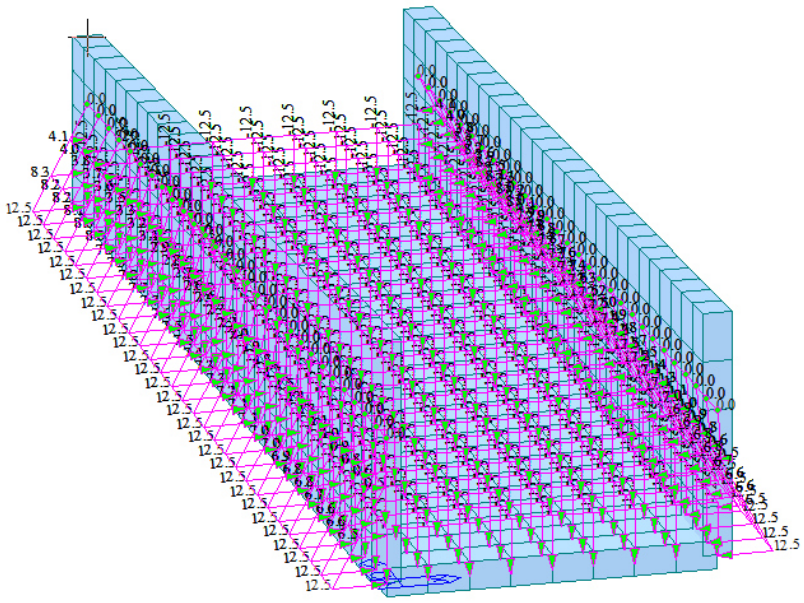


Figura 5-14 – Distribuzione idrostatica delle pressioni della colonna d'acqua

5.1.5 **Muri d'argine in C.A.**

I muri d'argine in C.A. vengono modellati secondo la geometria dell'argine in sponda DX della sezione 8, presentando questa la maggiore altezza di svettamento del paramento e le condizioni di carico più gravose. Il modello di calcolo è stato schematizzato come descritto nel seguito.

Schematizzazione dei muri

I muri vengono considerati caricati dal diagramma delle pressioni dovuto alla spinta del terreno a tergo (in condizioni statiche ed in condizioni sismiche), dalla forza d'inerzia del paramento stesso, dalla componente tangenziale della spinta (se l'angolo d'attrito terra-muro è diverso da zero), dalla spinta idrostatica dell'acqua in condizioni di piena duecentennale e, infine, dalla spinta del sovraccarico dovuto al traffico a tergo del muro . Il calcolo delle armature di ogni muro viene eseguito considerando la sezione alla generica quota soggetta a pressoflessione.

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso viene visto come un letto di "molle indipendenti fra di loro" reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler). La matrice di rigidezza di tutto il sistema muro-terreno è data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi del muro (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

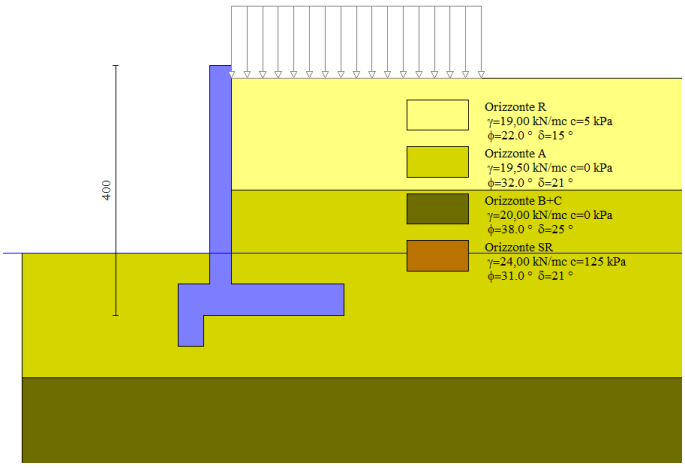


Figura 5-15 – Modello di calcolo argine DX sez.8 (ved. elaborati grafici)

5.2 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI (IN AMBITO STRUTTURALE)

5.2.1 Attraversamento Via Tecci (Sez.0-1)

L'elemento oggetto di studio si compone di due travi di sezione 0.40×0.50 m e una soletta di spessore 0.30 m.
Il layout delle armature a flessione e taglio è il seguente:

	Arm. Long.	Arm. Trasv.	Taglio
Travi	6ø24 inf, 4ø14 sup	-	Staffe
Soletta	ø24/20 inf, ø14/20 sup	1+1ø14/20 (con eventuali integrazioni)	Ferri piegati

Il quantitativo minimo di armatura longitudinale e trasversale degli elementi strutturali è pari a quanto di seguito:

Armatura longitudinale minima a trazione - UNI-EN-1992 § 9.2.1.1

classe di resistenza cls		=	C30/37
valore medio della resistenza a trazione assiale del cls	f_{ctm}	=	2.90 MPa
tensione di snervamento caratteristica dell'armatura ordinaria	f_{yk}	=	450 MPa
altezza utile della sezione	d	=	45 cm
larghezza media della zona tesa	b_t	=	40 cm
$A_{s,min}$ = max(0.26*f_{ctm}/f_{yk}*b_t*d; 0.0013*b_t*d)		=	**3.01** cm^2

I quantitativi di armatura impiegata possono essere espressi in termini di area per metro di larghezza degli elementi costituenti l'opera.

	arm. long. (As, As')	arm. trasv. (As, As')
Travi	22.62 cm^2	7.70 cm^2
Soletta	31.67 cm^2	7.70 cm^2

5.2.1.1 Travi SLU – Verifica a flessione

La resistenza a flessione viene calcolata per mezzo del software free VCA SLU. Si riportano di seguito le mappature delle sollecitazioni e il confronto capacità-domanda.

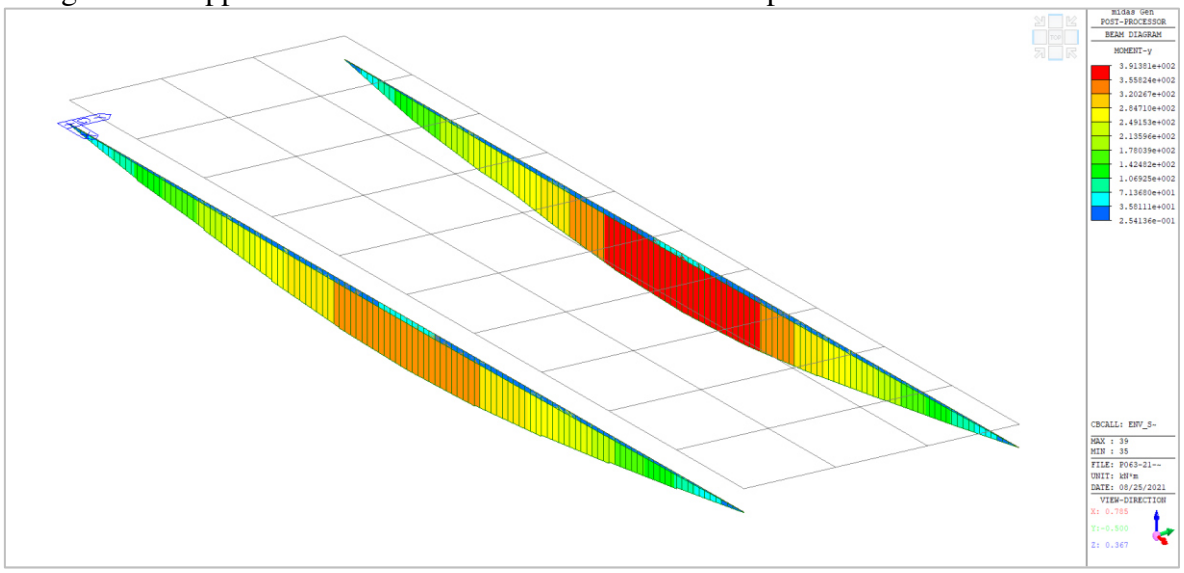


Figura 5-16 – Mappatura del momento Mxx top – Env_SLU

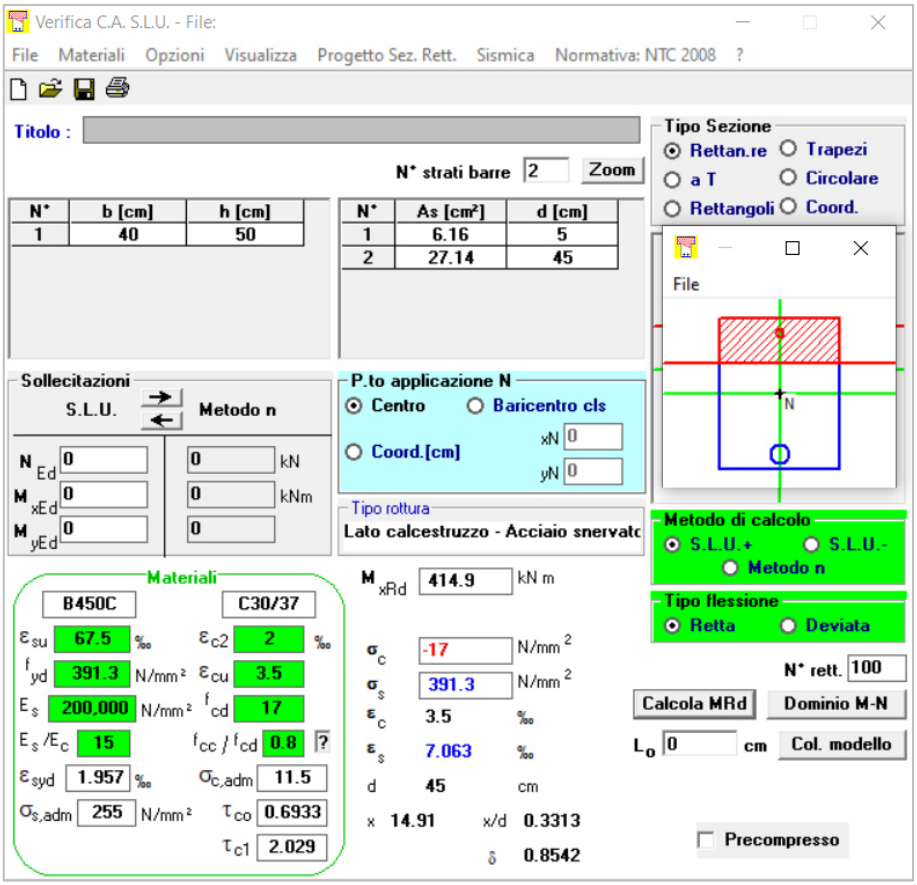


Figura 5-17 – Resistenza a flessione M_{Ed}

Verifica a flessione

M_{Ed} = 400 kNm/m < M_{Rd} = 415 kNm/m Verifica soddisfatta

5.2.1.2 Travi SLU – Verifica a taglio

La resistenza a flessione viene calcolata per mezzo del software free VCA SLU. Si riportano di seguito le mappature delle sollecitazioni e il confronto capacità-domanda.

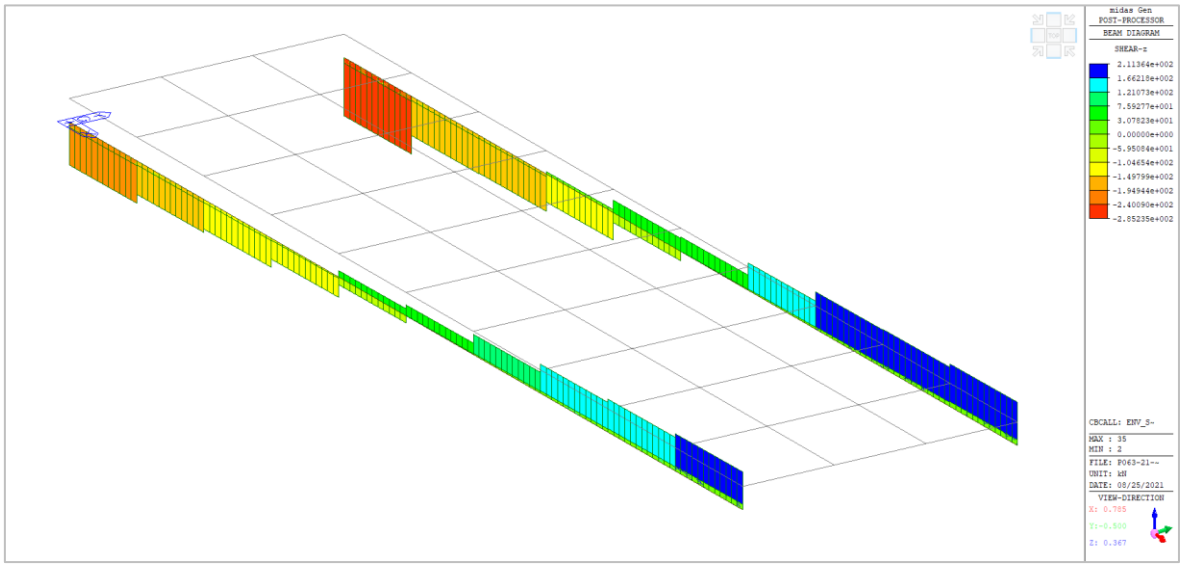


Figura 5-18 – Mappatura del taglio V_{Ed} – Env_SLU

Si prevede armatura a taglio costituita da staffe a 2 braccia ø10/20 per tutto lo sviluppo delle travi. Si riporta la verifica di resistenza.

Elementi con armatura a taglio (§ 4.1.2.3.5.2 - NTC18) *Ing. Vittorio Puca ©*

Caratteristiche materiali

Classe di calcestruzzo di progetto		C30/37	
Resistenza caratteristica cubica a compressione cls	R_{ck} =	37	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica cls	f_{ck} =	30	MPa
Coefficiente riduttivo resistenza lunga durata	α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c =	1.50	
Resistenza di progetto a compressione cls *(§ 4.1.2.1.1.1)*	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{yk} / \gamma_c$ =	17.0	MPa
Resistenza caratteristica a trazione acciaio armatura	f_{yk} =	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s =	1.15	
Resistenza di progetto a trazione acciaio *(§ 4.1.2.1.1.3)*	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ =	391.3	MPa

Armatura e geometria della sezione

Diametro ferri longitudinali	ϕ_{long} =	24	mm
Diametro staffe / ferri piegati	ϕ_{st} =	10	mm
Passo staffe / ferri piegati	s =	200	mm
N° bracci staffe / ferri piegati	n° =	2	
Inclinazione armatura staffe (90°) o ferri piegati (45°)	α =	90	°
Area sezione trasversale acciaio armatura	A_{sw} =	157.08	mm²
Altezza sezione	h =	500	mm
Larghezza sezione	b_w =	400	mm
Copriferro	c =	50	mm
Altezza utile sezione	$d = h - c - \phi_{st} - \phi_{long}/2$ =	428	mm

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante	V_{Ed} =	290.00	kN
Sforzo normale sollecitante	N_{Ed} =	0.0	kN
Tensione di compressione nel cls	σ_{cp} =	0.00	MPa
Coefficiente maggiorativo per effetto della compressione	α_c =	1.00	

Fattori di resistenza e resistenza di progetto

Coeff. riduzione resist. a compres.		ν =	0.50
Cotg ϑ (ϑ = inclin. puntoni)	$1 \le \cot g\,\theta = \sqrt{\frac{\nu f_{cd} b_w}{\frac{A_{sw}}{s} f_{yd}} - 1} = 3.17 \le 2.5$	$\cot\vartheta$ =	2.50

Resistenza di progetto a "*taglio trazione*"
(Lato acciaio) $V_{Rsd} = 0.9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\vartheta)\ sin\alpha$ = 295.96 kN

Resistenza di progetto a "*taglio compressione*"
(Lato calcestruzzo) $V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd}\ (ctg\alpha + ctg\vartheta)/(1+ctg^2\vartheta)$ = 451.61 kN

Resistenza di progetto $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ = 295.96 kN

Risultato verifica	**VERIFICA SODDISFATTA**
Rapporto sollecitazione resistenza	V_{Ed} / V_{Rd} = 0.98 < 1

5.2.1.3 Soletta SLU – Verifica a flessione

La resistenza a flessione viene calcolata per mezzo del software free VCA SLU. Si riportano di seguito le mappature delle sollecitazioni e il confronto capacità-domanda.

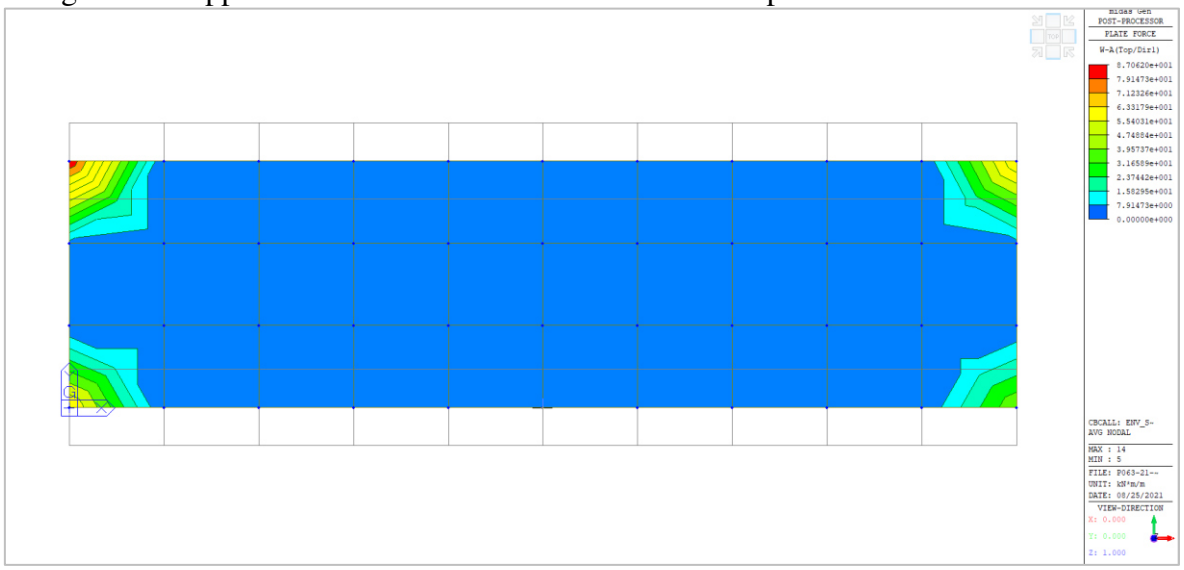


Figura 5-19 – Mappatura momenti Mxx top – Env_SLU-SLV

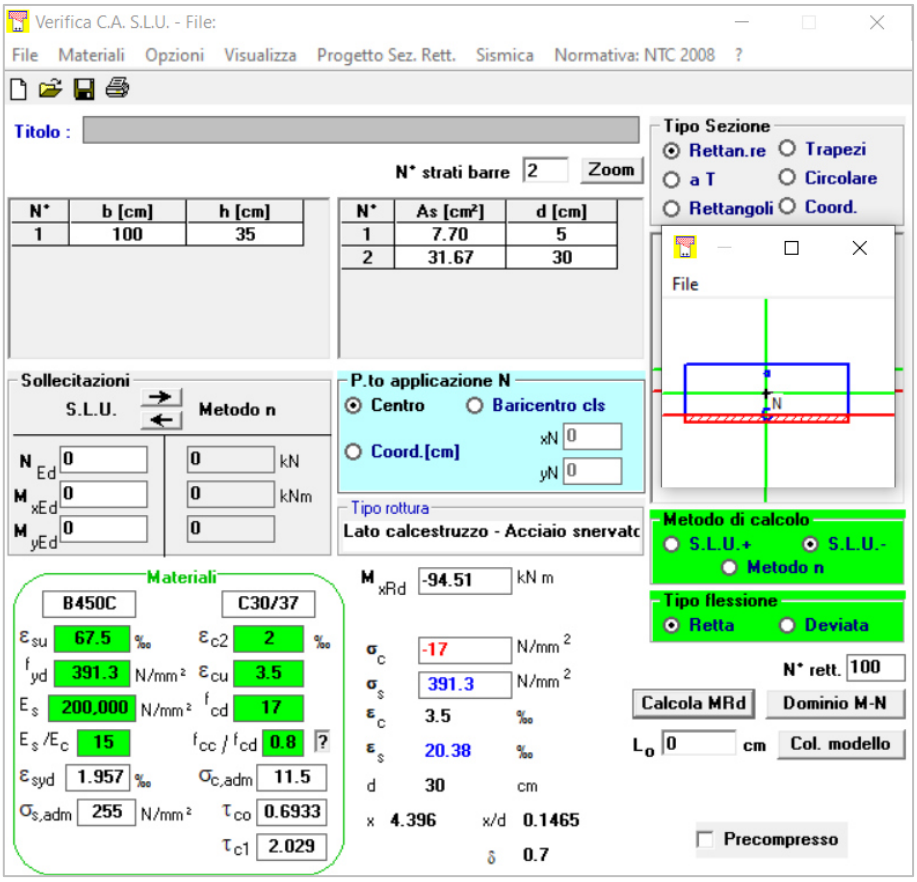


Figura 5-20 – Resistenza a flessione Mxx top

Verifica a flessione

M_{Ed} = 90 kNm/m < M_{Rd} = 94 kNm/m Verifica soddisfatta

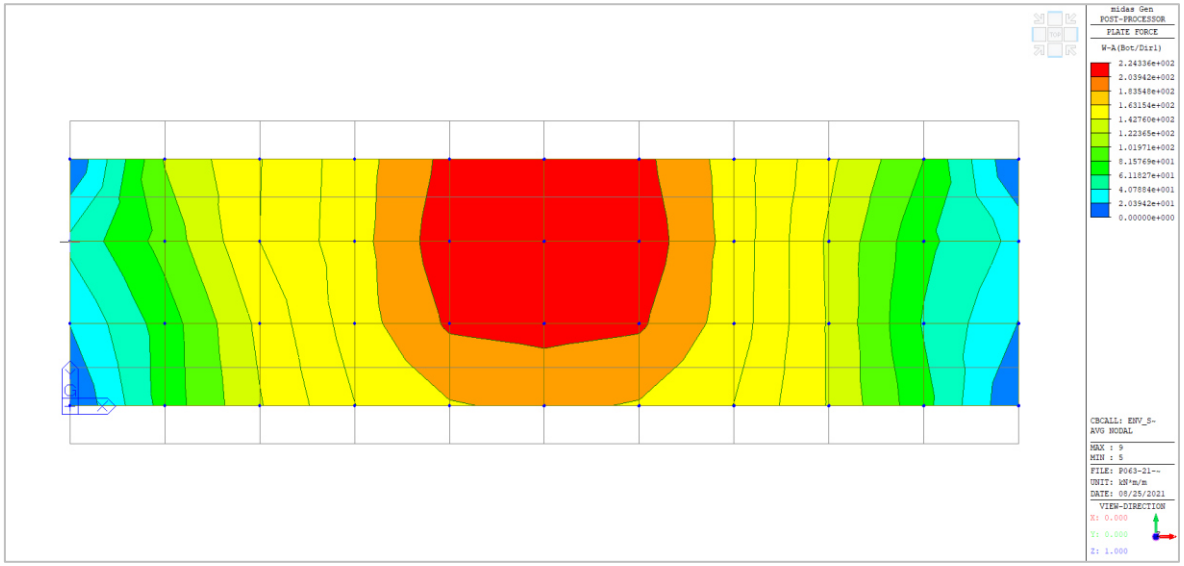


Figura 5-21 – Mappatura momenti Mxx bottom – Env_SLU-SLV

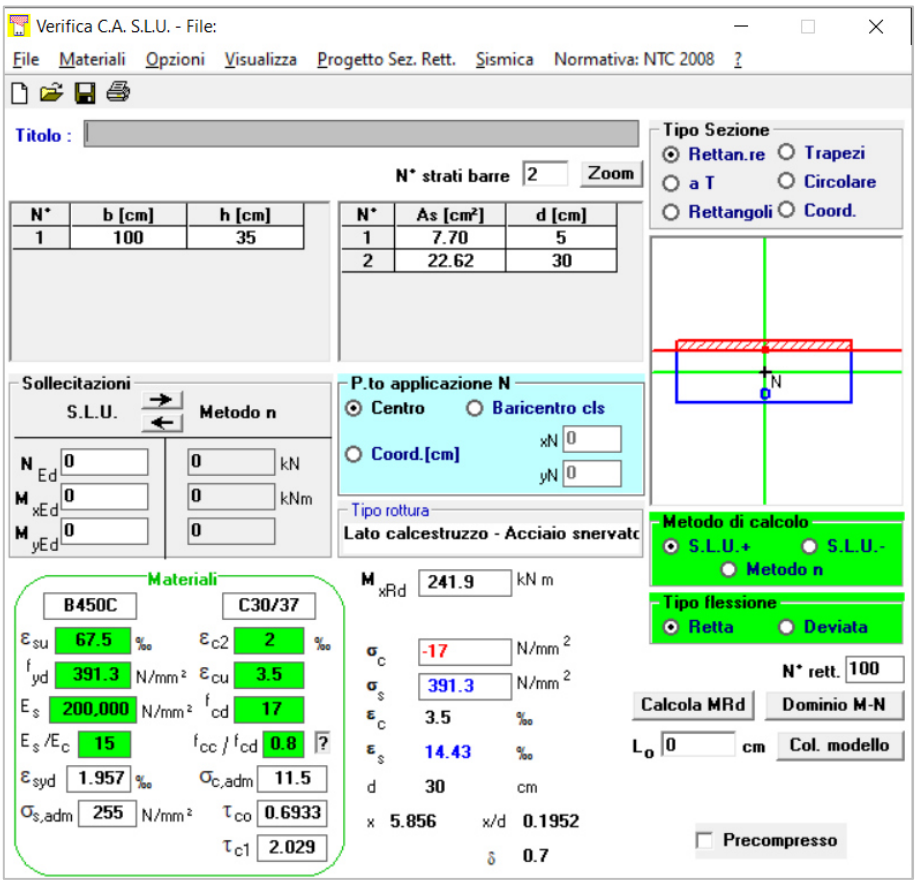


Figura 5-22 – Resistenza a flessione in Mxx bottom

Verifica a flessione

M_{Ed} = 230 kNm/m < M_{Rd} = 240 kNm/m Verifica soddisfatta

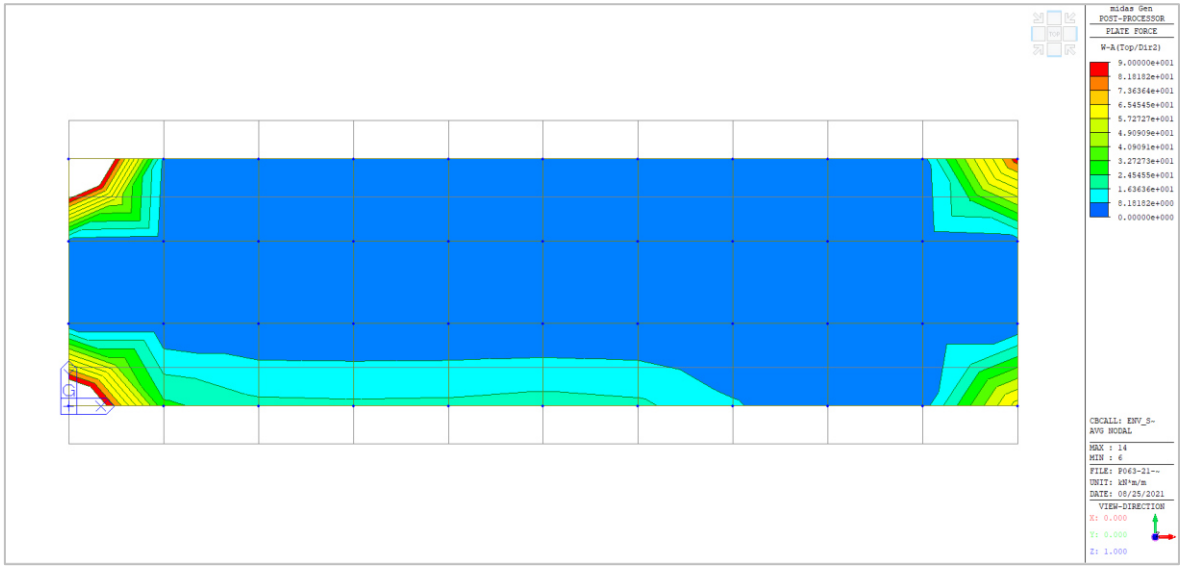


Figura 5-23 – Mappatura momenti Myy top – Env_SLU-SLV

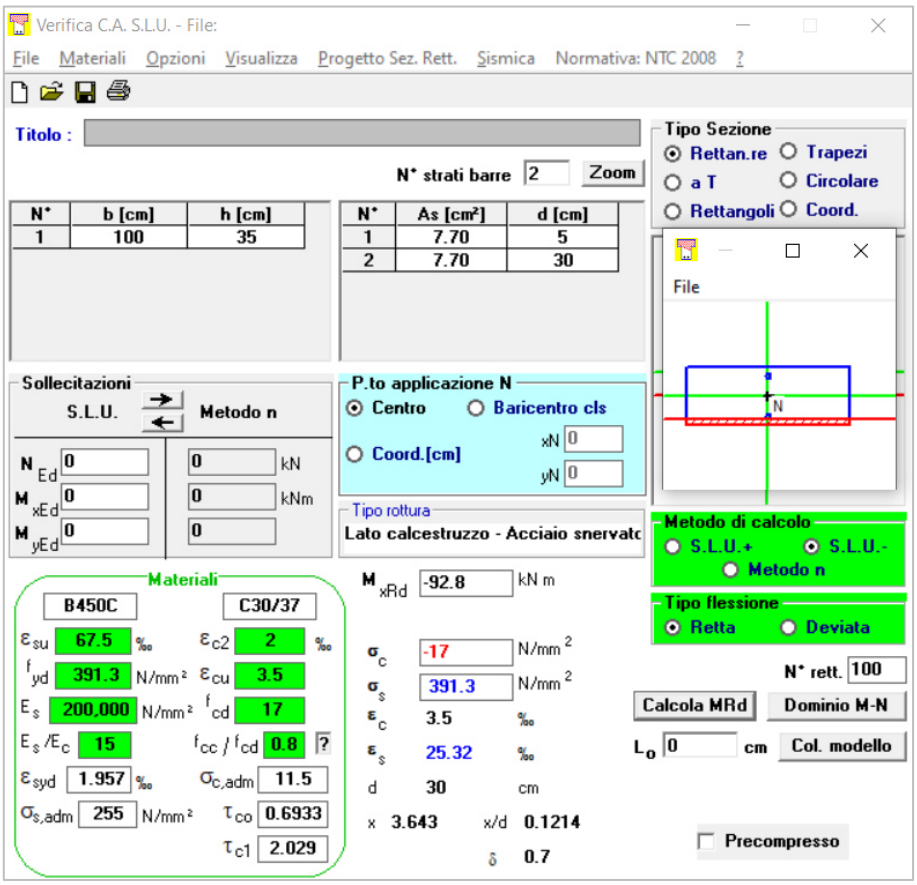


Figura 5-24 – Resistenza a flessione Mxx top

Verifica a flessione

Ad esclusione delle aree campite di bianco nell'immagine ad inizio pagina.

M_{Ed} = 92 kNm/m < M_{Rd} = 92 kNm/m Verifica soddisfatta

Nelle aree scoperte si procede al raddoppio dell'armatura in modo tale da soddisfare la verifica.

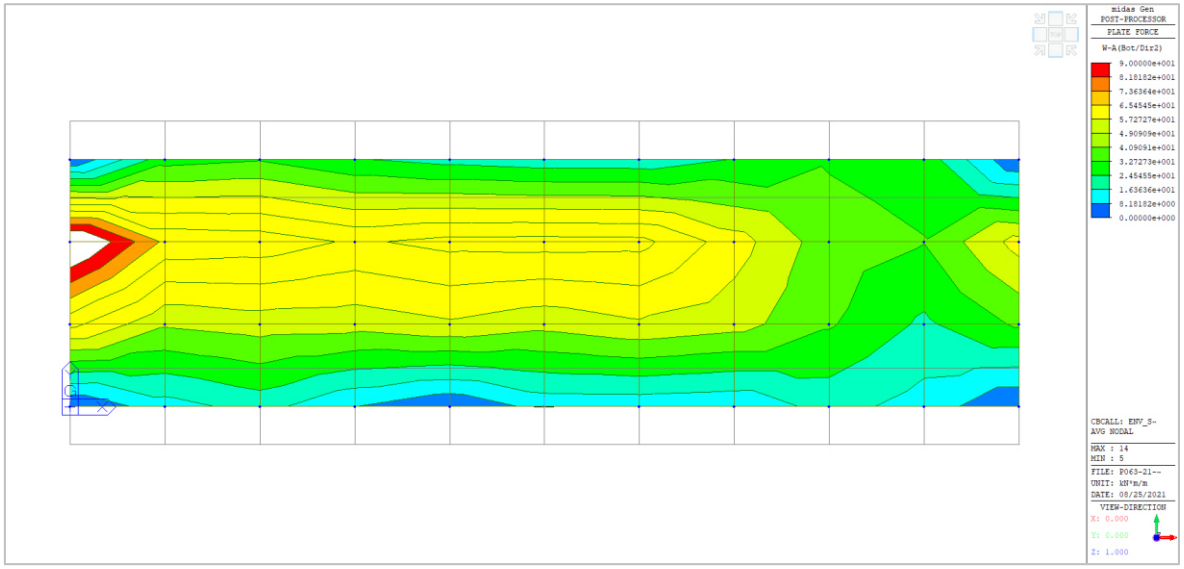


Figura 5-25 – Mappatura momenti Myy top – Env_SLU-SLV

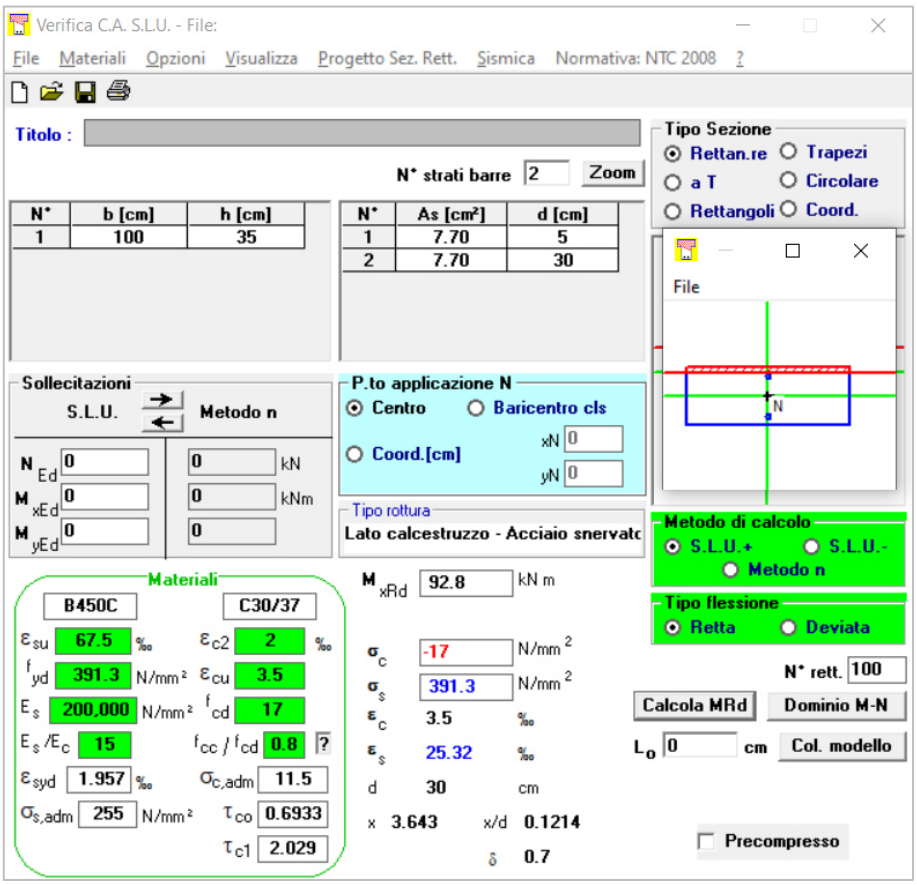


Figura 5-26 – Resistenza a flessione Mxx top

Verifica a flessione

Ad esclusione delle aree campite di bianco nell'immagine ad inizio pagina.

M_{Ed} = 92 kNm/m < M_{Rd} = 92 kNm/m Verifica soddisfatta

Nelle aree scoperte si procede al raddoppio dell'armatura in modo tale da soddisfare la verifica.

5.2.1.4 Soletta SLU – Verifica a taglio

Nell'immagine seguente è riportato il contour delle sollecitazioni limitando la scala delle gradazioni alla resistenza dell'elemento senza specifica armatura a taglio.

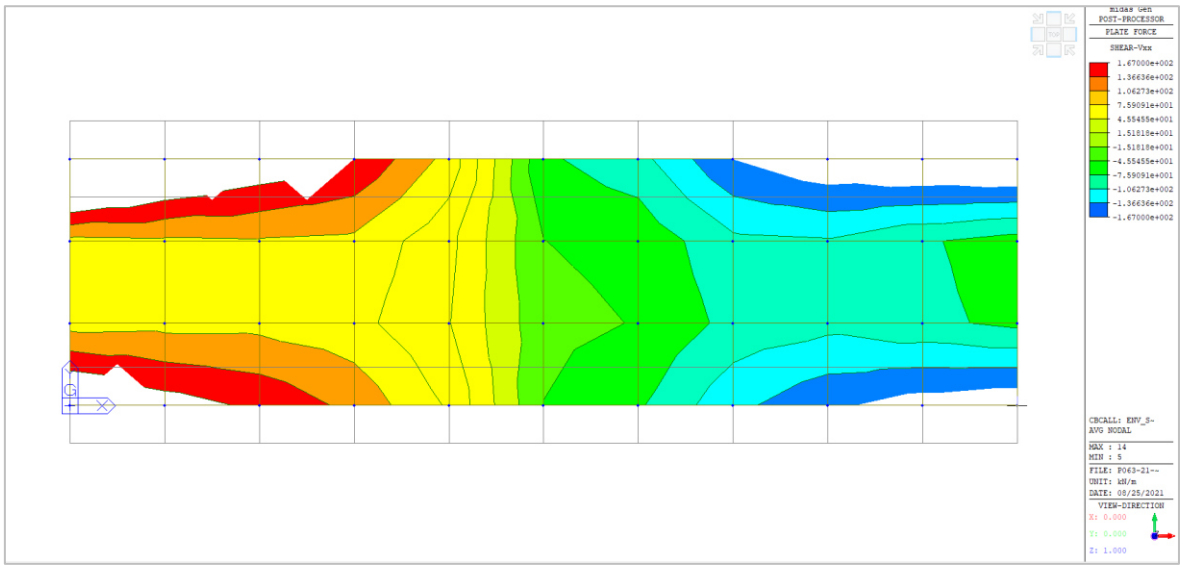


Figura 5-27 – Mappatura taglio Vxx – Env_SLU-SLV

Elementi senza armatura a taglio (§ 4.1.2.3.5.1 - NTC18) *Ing. Vittorio Puca ©*

Caratteristiche materiali			
Classe di calcestruzzo di progetto		C30/37	
Resistenza cubica caratteristica cls	R_{ck} =	37	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica cls	f_{ck} =	30	MPa
Coefficiente riduttivo resistenze lunga durata	α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c =	1.5	
Resistenza a compressione di progetto cls (§ 4.1.2.1.1.1)	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{yk} / \gamma_c$ =	17.0	MPa
Resistenza caratteristica a trazione acciaio d'armatura	f_{yk} =	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s =	1.15	
Resistenza di progetto a trazione acciaio *(§ 4.1.2.1.1.3)*	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ =	391.3	MPa
Armatura e geometria della sezione			
Larghezza sezione cls	b_w =	1000	mm
Altezza sezione cls	h =	300	mm
Copriferro	c =	50	mm
Diametro barre d'armatura al lembo teso	ϕ =	24	mm
N° barre d'armatura al lembo teso	n° =	5	
Altezza utile sezione	$d = h - c - \phi/2$ =	238	mm
Area del ferro in zona tesa	A_s =	2261.9	mm²
Rapporto geometrico di armatura tesa longitudinale	$\rho_l = A_{sl} / b_w d \leq 2\%$ =	0.0095	= 0.95 %
Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante	V_{Ed} =	167.0	kN
Sforzo normale di compressione agente nella sezione	$N_{Ed,cp}$ =	0	kN
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)	σ_{cp} =	0.00	MPa
Fattori di resistenza e resistenza di progetto			
Resistenza minima a taglio del solo cls non armato	$\nu_{min} = 0.035\, k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ =	0.509	MPa
Fattore di ingranamento degli inerti (↗ per *d* ↘)	$k = 1 + (200/d)^{0.5}$ =	1.917	≤ 2
Resistenza C.A.	$V_{Rd,s} = (C_{Rd,c}\, k\, (100\, \rho_l\, f_{ck})^{1/3} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d$ =	167.2	kN
Resistenza solo cls NON armato	$V_{Rd,c} = (\upsilon_{min} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d$ =	121.1	kN
Resistenza di progetto	$V_{Rd} = V_{Rd,s} \geq V_{Rd,c}$ =	167.2	kN
Risultato verifica		VERIFICA SODDISFATTA	
Rapporto sollecitazione resistenza		V_{Ed} / V_{Rd} = 1 < 1	

Le aree campite di bianco sono, in realtà, interne alle travi e pertanto non sono a considerare nella verifica delle solette che, in base a ciò, è soddisfatta.

5.2.2 **Attraversamento carrabile Sez.6-7**

Gli elementi che compongono lo scatolare hanno spessore pari a 0.35 m e presentano il seguente layout di armature a flessione e taglio:

	Arm. Long.	Arm. Trasv.	Taglio
Platea	1+1ø24/20	1+1ø14/20	Ferri piegati
Setti	1ø24/15 ext+ 1ø14/20int	1+1ø14/20	-
Soletta	1+1ø24/15	1+1ø14/20	Ferri piegati

Il quantitativo minimo di armatura longitudinale e trasversale degli elementi strutturali è pari a quanto di seguito:

Armatura longitudinale minima a trazione - UNI-EN-1992 § 9.2.1.1

classe di resistenza cls		=	C30/37
valore medio della resistenza a trazione assiale del cls	f_{ctm}	=	2.90 MPa
tensione di snervamento caratteristica dell'armatura ordinaria	f_{yk}	=	450 MPa
altezza utile della sezione	d	=	30 cm
larghezza media della zona tesa	b_t	=	100 cm
$A_{s,min}$ = max(0.26*f_{ctm}/f_{yk}*b_t*d; 0.0013*b_t*d)		=	**5.02** cm^2

I quantitativi di armatura impiegata possono essere espressi in termini di area per metro di larghezza degli elementi costituenti l'opera.

	arm. long. (As, As')	arm. trasv. (As, As')
Platea	22.62 cm^2	7.70 cm^2
Setti	31.67 cm^2, 7.70 cm^2	7.70 cm^2
Soletta	31.67 cm^2	7.70 cm^2

5.2.2.1 Platea SLU - Verifica a flessione

La resistenza a flessione viene calcolata per mezzo del software free VCA SLU. Si riportano di seguito le mappature delle sollecitazioni e il confronto capacità-domanda.

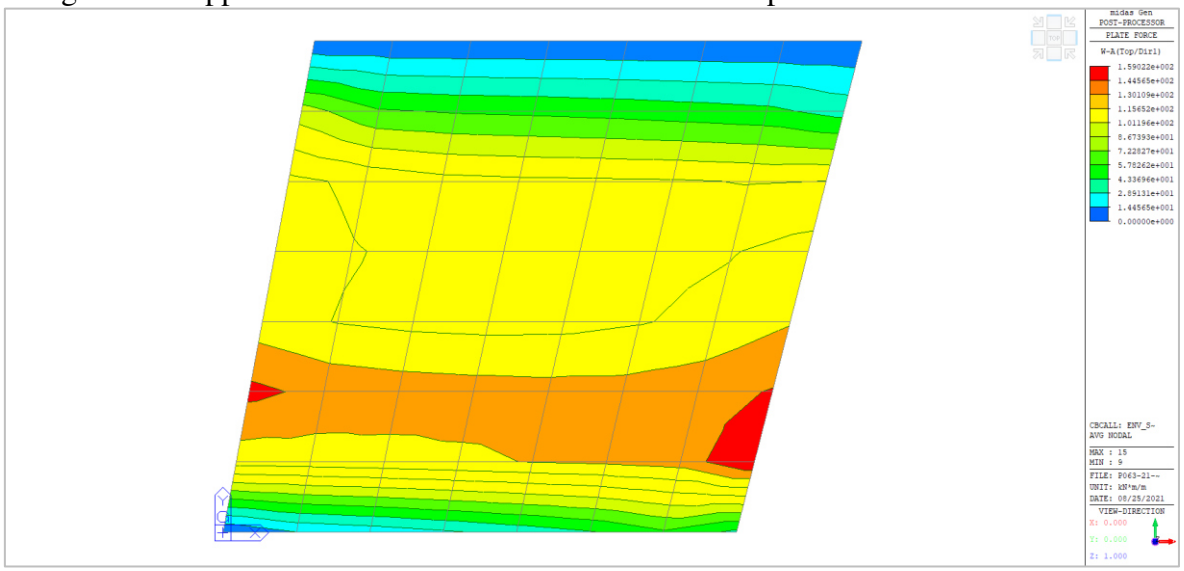


Figura 5-28 – Mappatura momenti Mxx top – Env_SLU-SLV

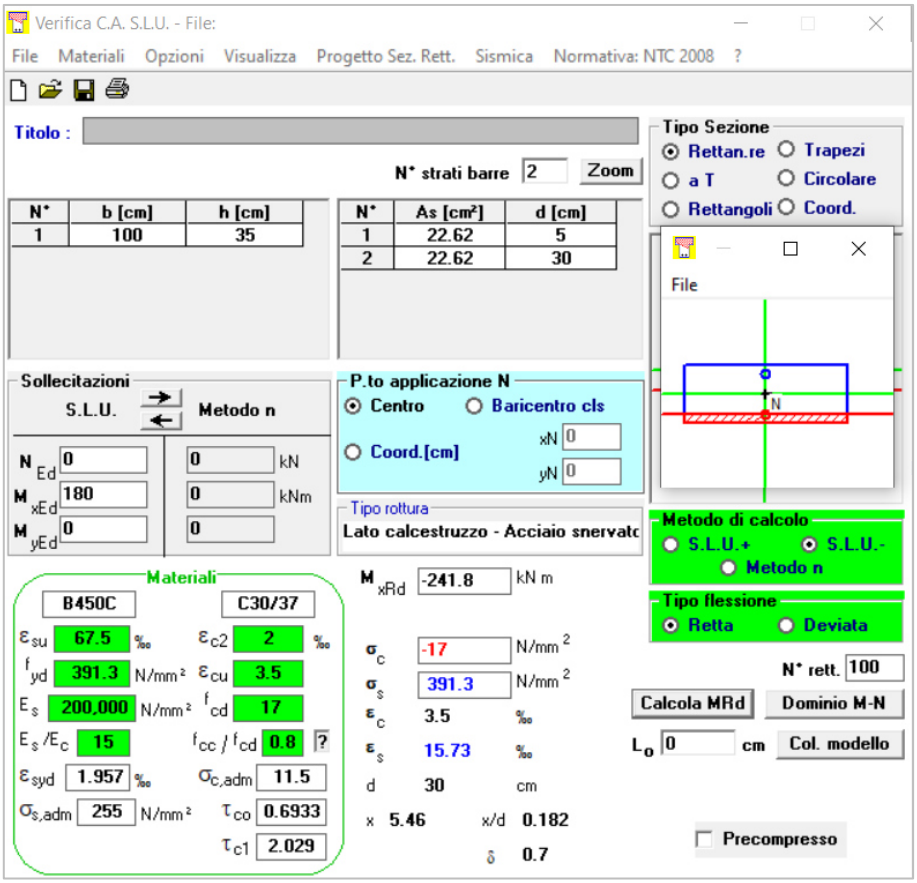


Figura 5-29 – Resistenza a flessione Mxx top

<u>*Verifica a flessione*</u>

M_{Ed} = 180 kNm/m < M_{Rd} = 241 kNm/m Verifica soddisfatta

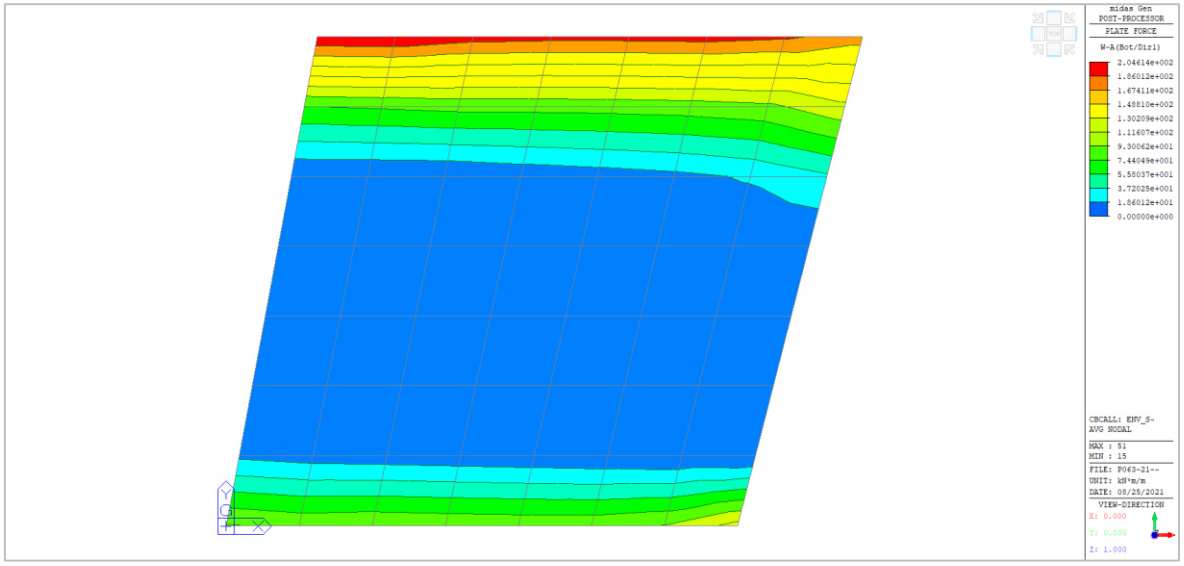


Figura 5-30 – Mappatura momenti Mxx bottom – Env_SLU-SLV

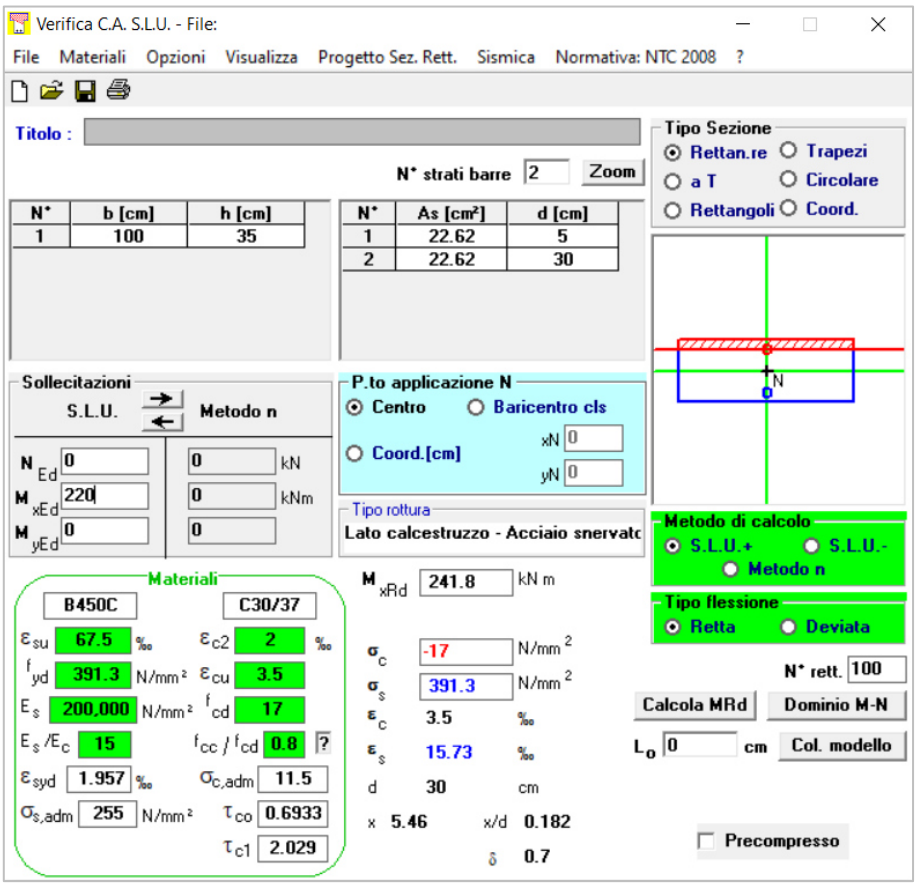


Figura 5-31 – Resistenza a flessione in Mxx bottom

Verifica a flessione

M_{Ed} = 220 kNm/m < M_{Rd} = 241 kNm/m Verifica soddisfatta

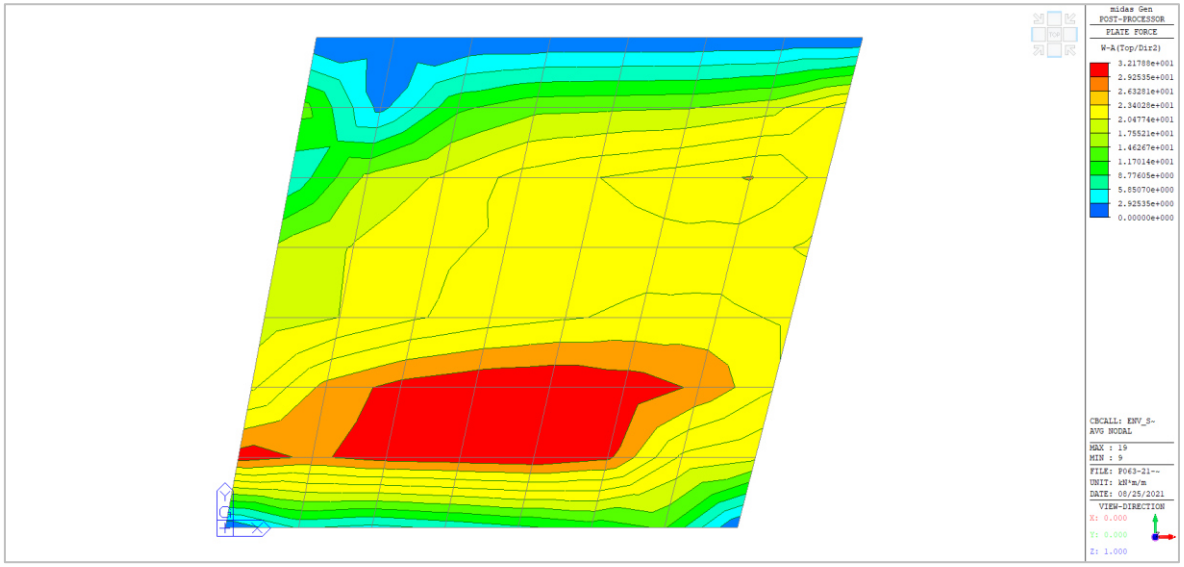


Figura 5-32 – Mappatura momenti Myy top – Env_SLU-SLV

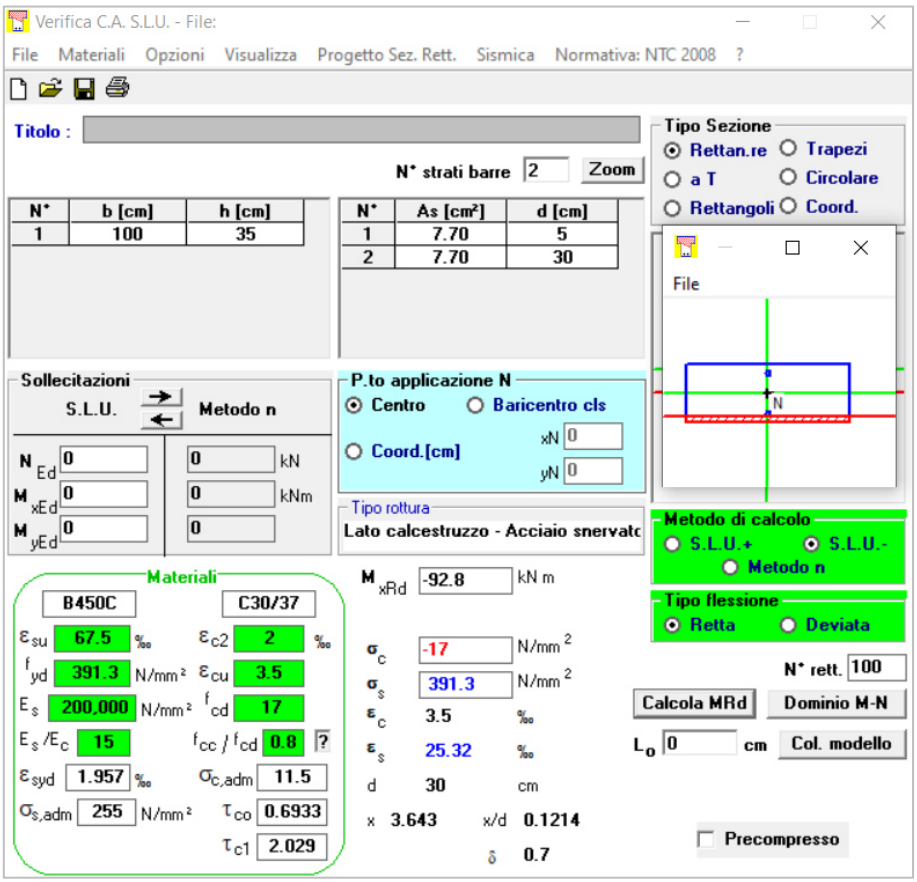


Figura 5-33 – Resistenza a flessione Mxx top

Verifica a flessione

M_{Ed} = 50 kNm/m < M_{Rd} = 116 kNm/m Verifica soddisfatta

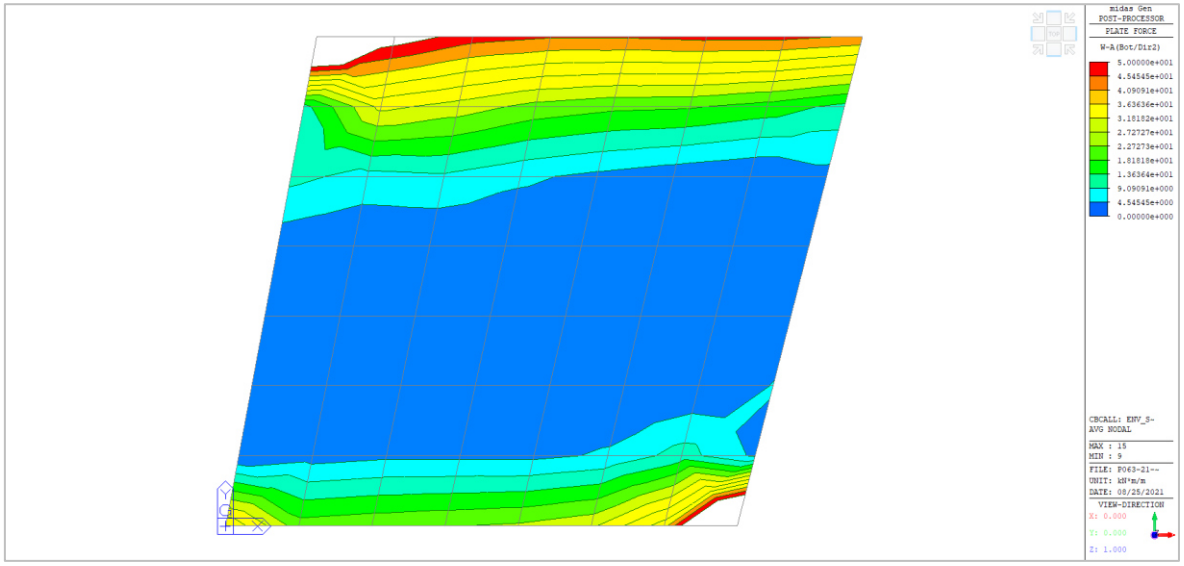


Figura 5-34 – Mappatura momenti Myy bottom – Env_SLU-SLV

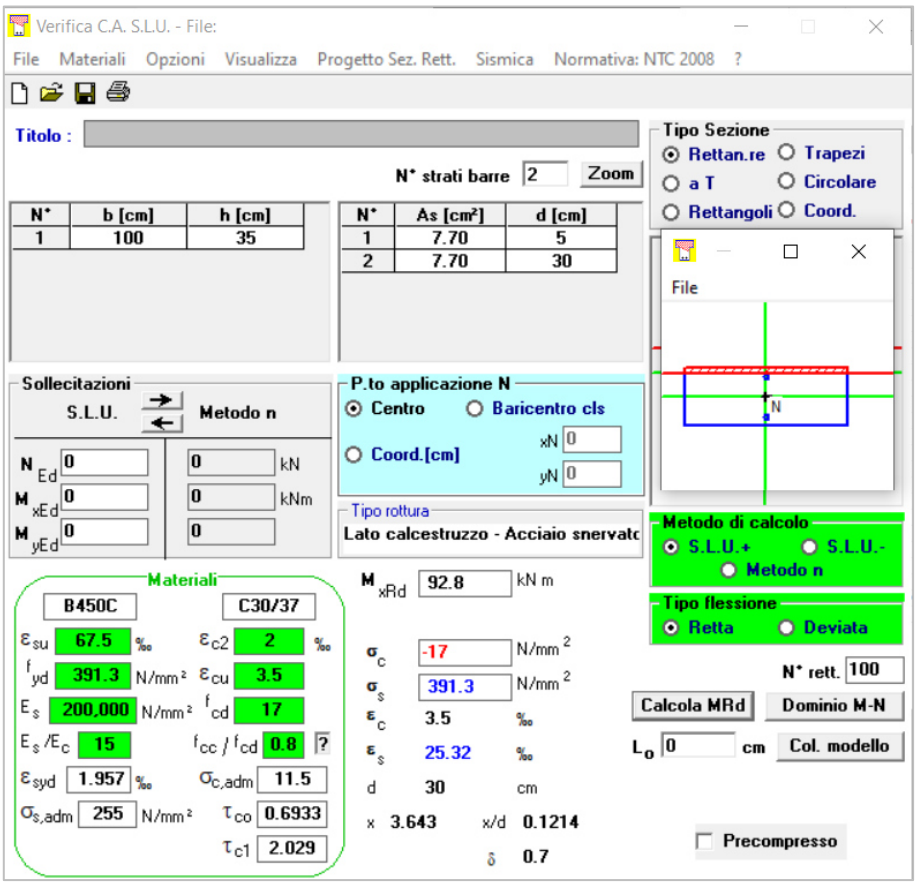


Figura 5-35 – Resistenza a flessione in Mxx bottom

Verifica a flessione

M_{Ed} = 50 kNm/m < M_{Rd} = 116 kNm/m Verifica soddisfatta

Nota: si verificano dei picchi tensionali in corrispondenza degli spigoli, l'armatura è comunque sufficiente a garantire il soddisfacimento della verifica.

5.2.2.2 Platea SLU – Verifica a taglio

Nell'immagine seguente è riportato il contour delle sollecitazioni limitando la scala delle gradazioni alla resistenza dell'elemento senza specifica armatura a taglio.

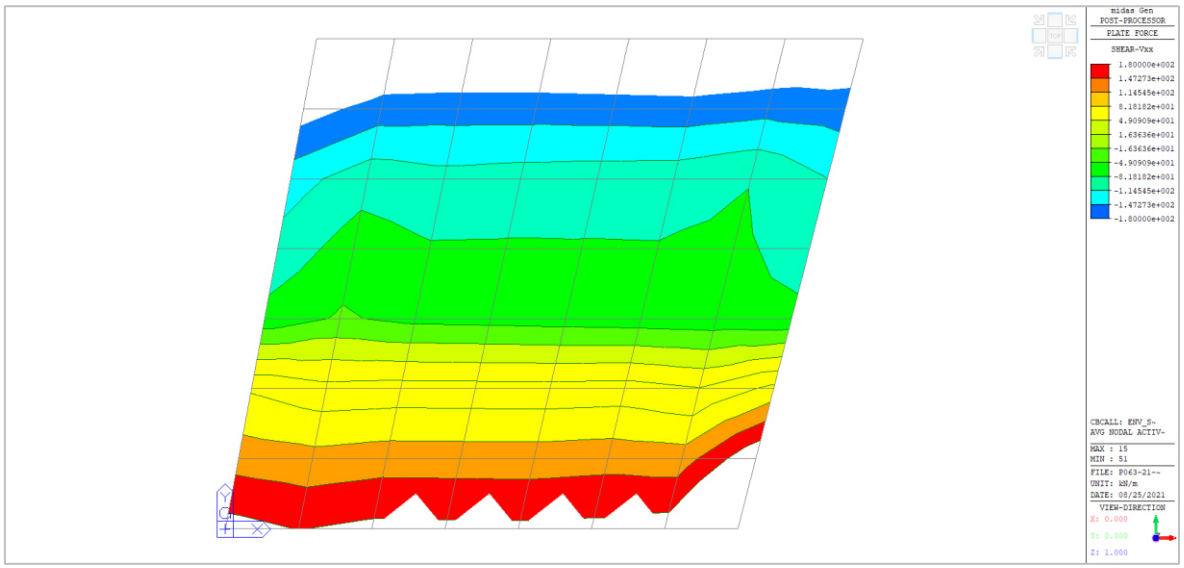


Figura 5-36 – Mappatura taglio Vxx – Env_SLU-SLV

Elementi senza armatura a taglio (§ 4.1.2.3.5.1 - NTC18) *Ing. Vittorio Puca ©*

Caratteristiche materiali			
Classe di calcestruzzo di progetto		C30/37	
Resistenza cubica caratteristica cls	R_{ck} =	37	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica cls	f_{ck} =	30	MPa
Coefficiente riduttivo resistenze lunga durata	α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c =	1.5	
Resistenza a compressione di progetto cls (§ 4.1.2.1.1.1)	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{yk} / \gamma_c$ =	17.0	MPa
Resistenza caratteristica a trazione acciaio d'armatura	f_{yk} =	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s =	1.15	
Resistenza di progetto a trazione acciaio *(§ 4.1.2.1.1.3)*	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ =	391.3	MPa
Armatura e geometria della sezione			
Larghezza sezione cls	b_w =	1000	mm
Altezza sezione cls	h =	350	mm
Copriferro	c =	50	mm
Diametro barre d'armatura al lembo teso	ϕ =	24	mm
N° barre d'armatura al lembo teso	n° =	5	
Altezza utile sezione	$d = h - c - \phi/2$ =	288	mm
Area del ferro in zona tesa	A_s =	2261.9	mm²
Rapporto geometrico di armatura tesa longitudinale	$\rho_l = A_{sl} / b_w d \leq 2\%$ =	0.0079	= 0.79 %
Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante	V_{Ed} =	181.0	kN
Sforzo normale di compressione agente nella sezione	$N_{Ed,cp}$ =	0	kN
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)	σ_{cp} =	0.00	MPa
Fattori di resistenza e resistenza di progetto			
Resistenza minima a taglio del solo cls non armato	$\nu_{min} = 0.035\, k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ =	0.476	MPa
Fattore di ingranamento degli inerti (↗ per *d* ↘)	$k = 1 + (200/d)^{0.5}$ =	1.833	≤ 2
Resistenza C.A.	$V_{Rd,s} = (C_{Rd,c}\, k\, (100\, \rho_l\, f_{ck})^{1/3} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d$ =	181.6	kN
Resistenza solo cls NON armato	$V_{Rd,c} = (\upsilon_{min} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d$ =	137.1	kN
Resistenza di progetto	$V_{Rd} = V_{Rd,s} \geq V_{Rd,c}$ =	181.6	kN
Risultato verifica		VERIFICA SODDISFATTA	
Rapporto sollecitazione resistenza		V_{Ed} / V_{Rd} = 1 < 1	

Nelle aree campite di bianco dell'immagine precedente sono inseriti 5 ferri piegati al metro ø10/40.

Elementi con armatura a taglio (§ 4.1.2.3.5.2 - NTC18) *Ing. Vittorio Puca ©*

Caratteristiche materiali

Classe di calcestruzzo di progetto		C30/37	
Resistenza caratteristica cubica a compressione cls	R_{ck} =	37	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica cls	f_{ck} =	30	MPa
Coefficiente riduttivo resistenza lunga durata	α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c =	1.50	
Resistenza di progetto a compressione cls *(§ 4.1.2.1.1.1)*	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{yk} / \gamma_c$ =	17.0	MPa
Resistenza caratteristica a trazione acciaio armatura	f_{yk} =	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s =	1.15	
Resistenza di progetto a trazione acciaio *(§ 4.1.2.1.1.3)*	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ =	391.3	MPa

Armatura e geometria della sezione

Diametro ferri longitudinali	ϕ_{long} =	24	mm
Diametro staffe / ferri piegati	ϕ_{st} =	10	mm
Passo staffe / ferri piegati	s =	400	mm
N° bracci staffe / ferri piegati	n° =	5	
Inclinazione armatura staffe (90°) o ferri piegati (45°)	α =	45	°
Area sezione trasversale acciaio armatura	A_{sw} =	392.70	mm²
Altezza sezione	h =	350	mm
Larghezza sezione	b_w =	1000	mm
Copriferro	c =	50	mm
Altezza utile sezione	$d = h - c - \phi_{st} - \phi_{long}/2$ =	278	mm

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante	V_{Ed} =	200.00	kN
Sforzo normale sollecitante	N_{Ed} =	0.0	kN
Tensione di compressione nel cls	σ_{cp} =	0.00	MPa
Coefficiente maggiorativo per effetto della compressione	α_c =	1.00	

Fattori di resistenza e resistenza di progetto

Coeff. riduzione resist. a compres.		ν =	0.50
Cotg ϑ (ϑ = inclin. puntoni)	$1 \le \cot g\,\theta = \sqrt{\frac{\nu f_{cd} b_w}{\frac{A_{sw}}{s} f_{yd}} - 1} = 4.60 \le 2.5$	cotϑ =	2.50

Resistenza di progetto a "*taglio trazione*"
(Lato acciaio) $V_{Rsd} = 0.9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\vartheta)\ sin\alpha$ = 237.88 kN

Resistenza di progetto a "*taglio compressione*"
(Lato calcestruzzo) $V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd}\ (ctg\alpha + ctg\vartheta)/(1+ctg^2\vartheta)$ = 1026.68 kN

Resistenza di progetto $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ = 237.88 kN

Risultato verifica	**VERIFICA SODDISFATTA**
Rapporto sollecitazione resistenza	V_{Ed} / V_{Rd} = 0.84 < 1 ✓

5.2.2.3 Setti SLU – Verifica a flessione

La resistenza a flessione viene calcolata per mezzo del software free VCA SLU. Si riportano di seguito le mappature delle sollecitazioni e il confronto capacità-domanda.

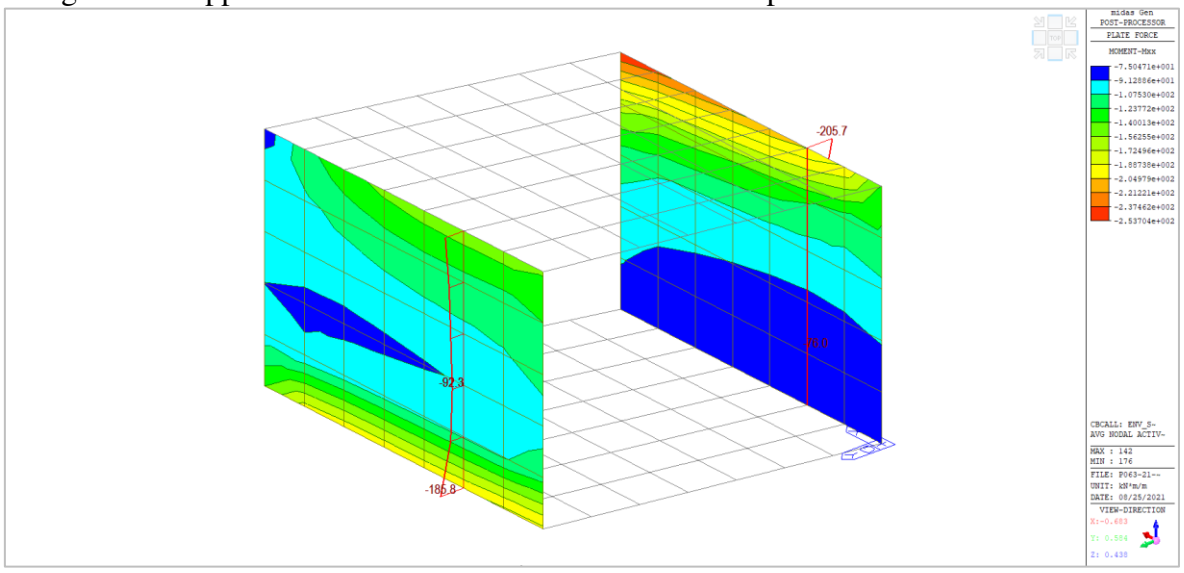


Figura 5-37 – Mappatura momenti Mxx – Env_SLU-SLV

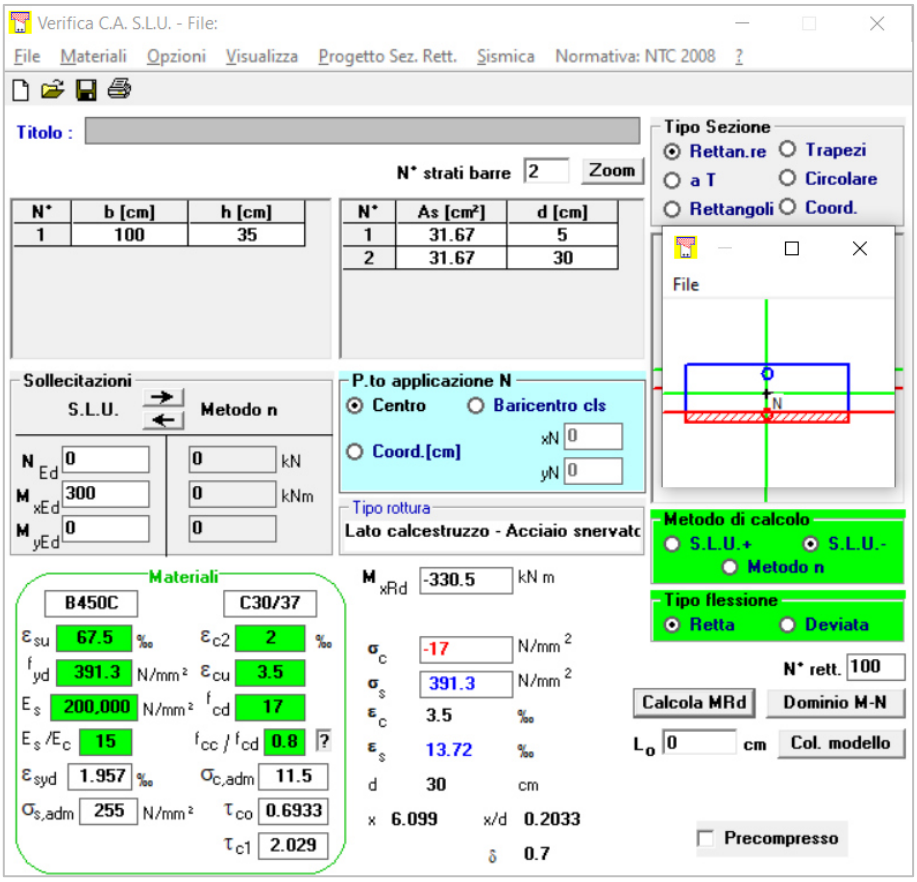


Figura 5-38 – Resistenza a flessione Mxx top

Verifica a flessione

M_{Ed} = 300 kNm/m < M_{Rd} = 330 kNm/m Verifica soddisfatta

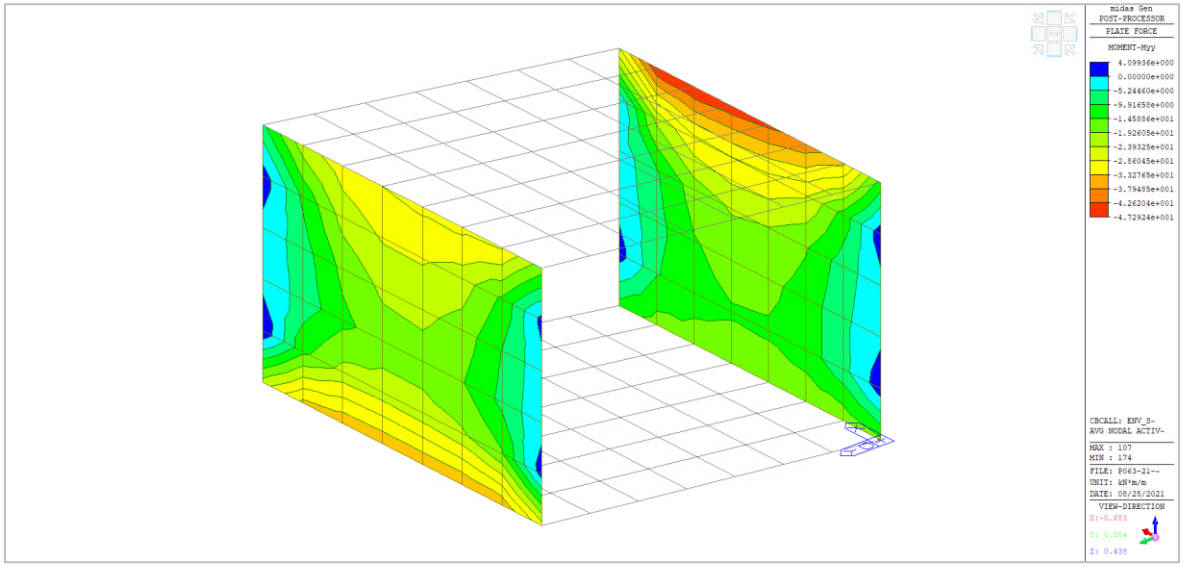


Figura 5-39 – Mappatura momenti Myy – Env_SLU-SLV

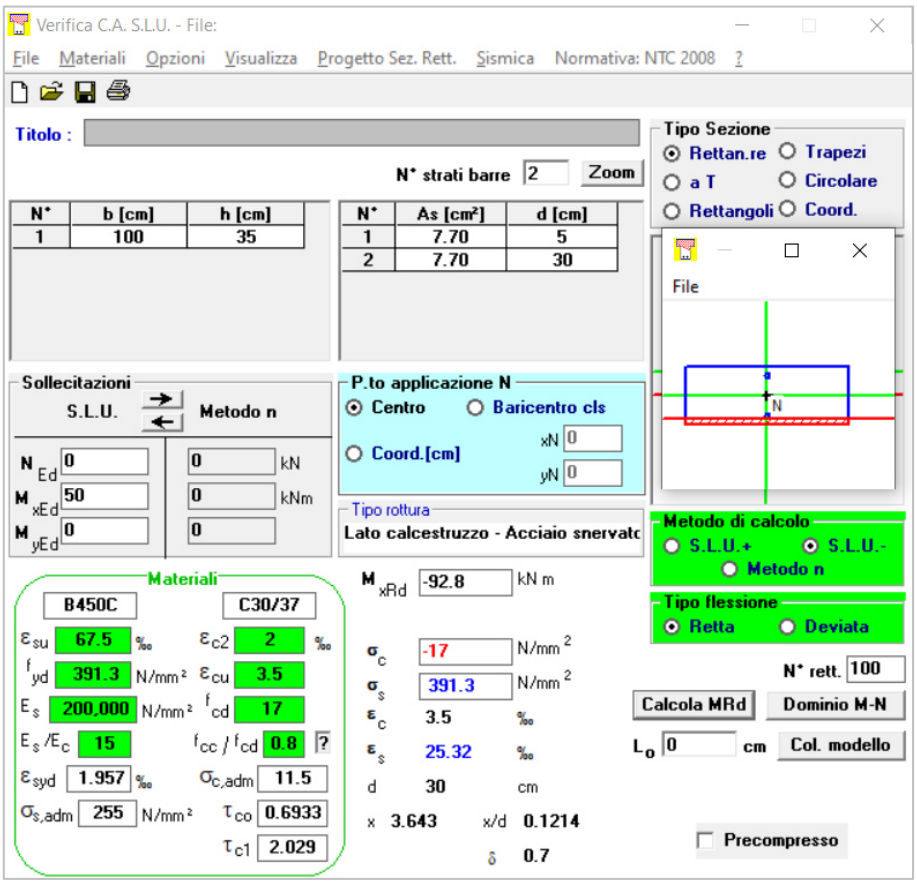


Figura 5-40 – Resistenza a flessione in Mxx bottom

Verifica a flessione

M_{Ed} = 50 kNm/m < M_{Rd} = 92 kNm/m Verifica soddisfatta

5.2.2.4 Setti SLU – Verifica a taglio

Nell'immagine seguente è riportato il contour delle sollecitazioni limitando la scala delle gradazioni alla resistenza dell'elemento senza specifica armatura a taglio.

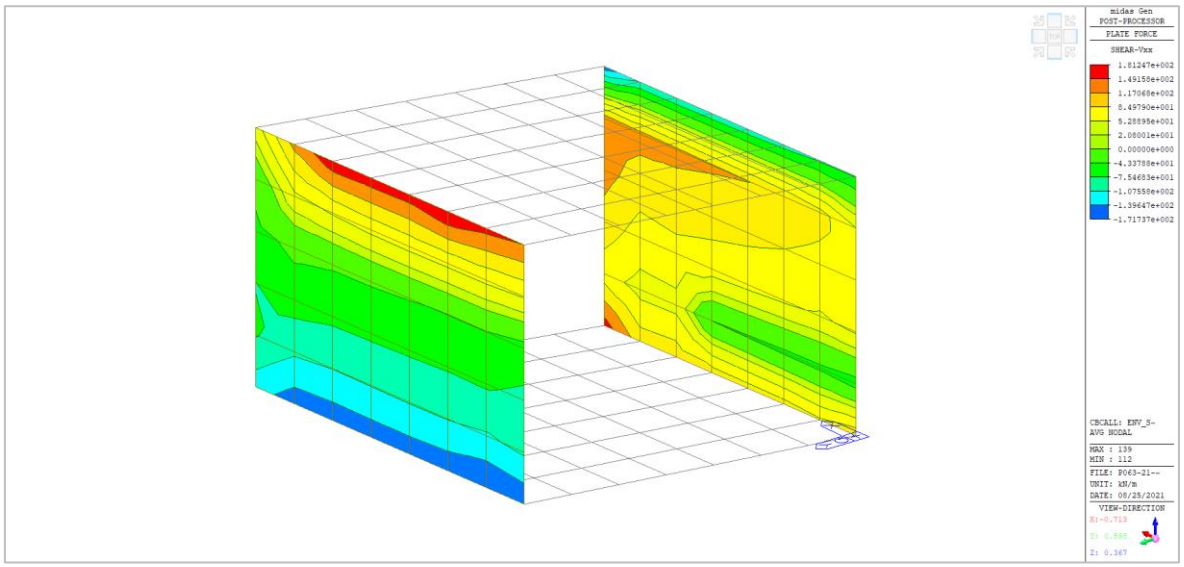


Figura 5-41 – Mappatura taglio Vxx – Env_SLU-SLV

Elementi senza armatura a taglio (§ 4.1.2.3.5.1 - NTC18) *Ing. Vittorio Puca ©*

Caratteristiche materiali			
Classe di calcestruzzo di progetto		C30/37	
Resistenza cubica caratteristica cls	R_{ck} =	37	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica cls	f_{ck} =	30	MPa
Coefficiente riduttivo resistenze lunga durata	α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c =	1.5	
Resistenza a compressione di progetto cls (§ 4.1.2.1.1.1)	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{yk} / \gamma_c$ =	17.0	MPa
Resistenza caratteristica a trazione acciaio d'armatura	f_{yk} =	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s =	1.15	
Resistenza di progetto a trazione acciaio *(§ 4.1.2.1.1.3)*	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ =	391.3	MPa
Armatura e geometria della sezione			
Larghezza sezione cls	b_w =	1000	mm
Altezza sezione cls	h =	350	mm
Copriferro	c =	50	mm
Diametro barre d'armatura al lembo teso	ϕ =	24	mm
N° barre d'armatura al lembo teso	n° =	7	
Altezza utile sezione	$d = h - c - \phi/2$ =	288	mm
Area del ferro in zona tesa	A_s =	3166.7	mm²
Rapporto geometrico di armatura tesa longitudinale	$\rho_l = A_{sl} / b_w d \leq 2\%$ =	0.0110	= 1.10 %
Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante	V_{Ed} =	200.0	kN
Sforzo normale di compressione agente nella sezione	$N_{Ed,cp}$ =	0	kN
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)	σ_{cp} =	0.00	MPa
Fattori di resistenza e resistenza di progetto			
Resistenza minima a taglio del solo cls non armato	$\nu_{min} = 0.035\, k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ =	0.476	MPa
Fattore di ingranamento degli inerti (↗ per d ↘)	$k = 1 + (200/d)^{0.5}$ =	1.833	≤ 2
Resistenza C.A.	$V_{Rd,s} = (C_{Rd,c}\, k\, (100\, \rho_l\, f_{ck})^{1/3} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d$ =	203.2	kN
Resistenza solo cls NON armato	$V_{Rd,c} = (\upsilon_{min} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d$ =	137.1	kN
Resistenza di progetto	$V_{Rd} = V_{Rd,s} \geq V_{Rd,c}$ =	203.2	kN
Risultato verifica		VERIFICA SODDISFATTA	
Rapporto sollecitazione resistenza		V_{Ed} / V_{Rd} = 0.98 < 1	

La verifica è soddisfatta, pertanto non si impiegano ferri a taglio.

5.2.2.5 Soletta SLU – Verifica a flessione

La resistenza a flessione viene calcolata per mezzo del software free VCA SLU. Si riportano di seguito le mappature delle sollecitazioni e il confronto capacità-domanda.

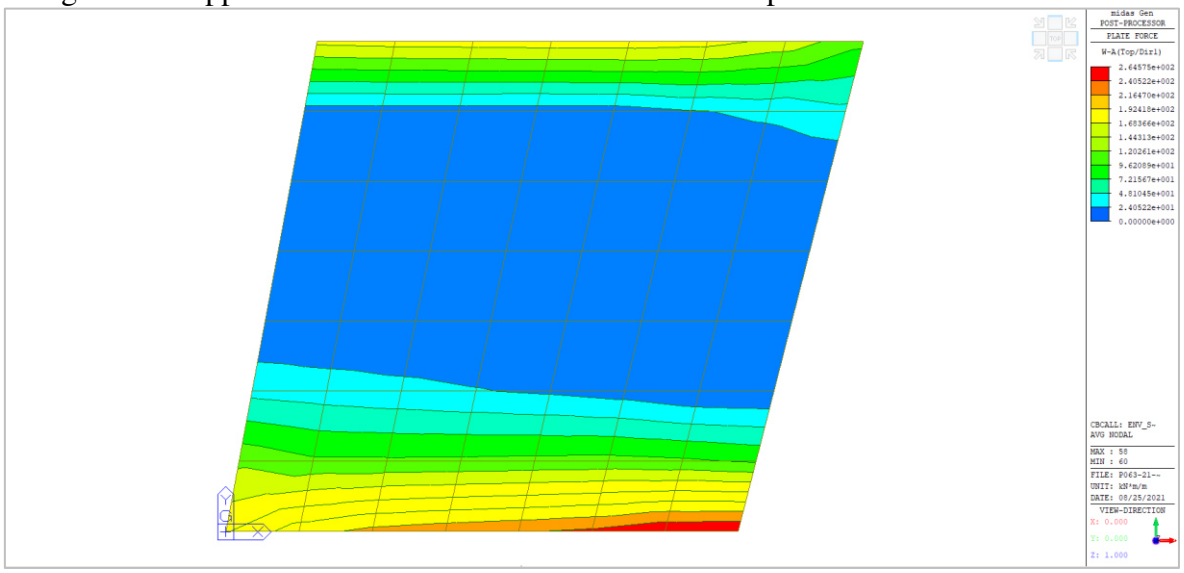


Figura 5-42 – Mappatura momenti Mxx top – Env_SLU-SLV

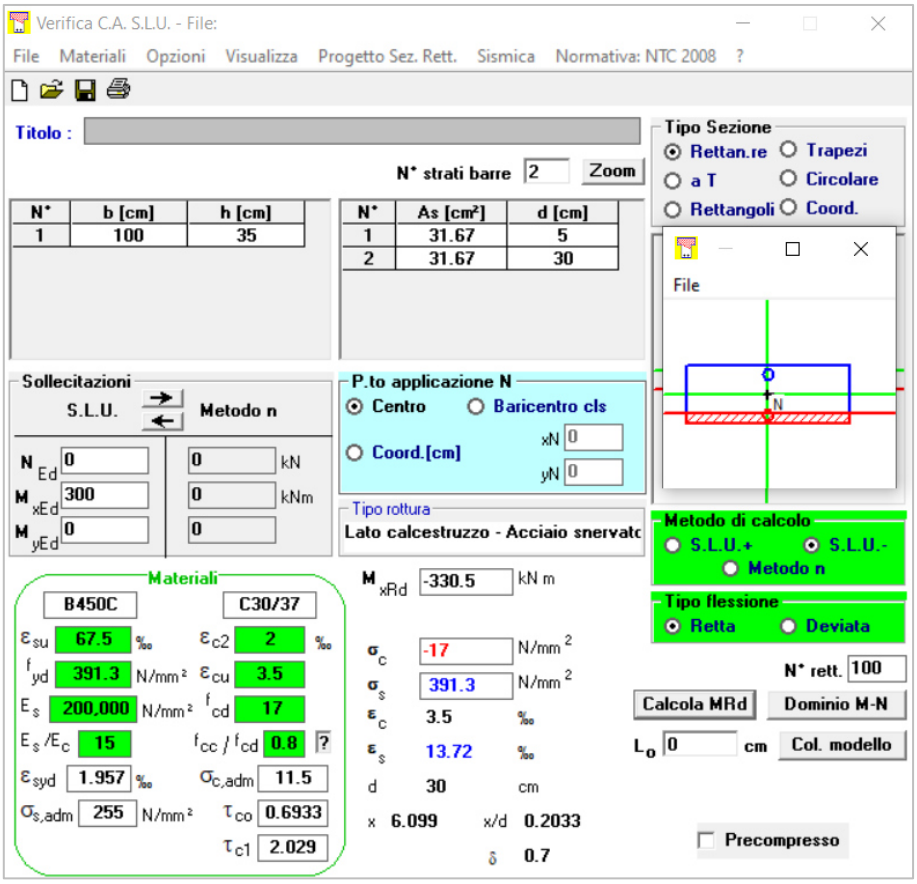


Figura 5-43 – Resistenza a flessione Mxx top

Verifica a flessione

M_{Ed} = 300 kNm/m < M_{Rd} = 330 kNm/m Verifica soddisfatta

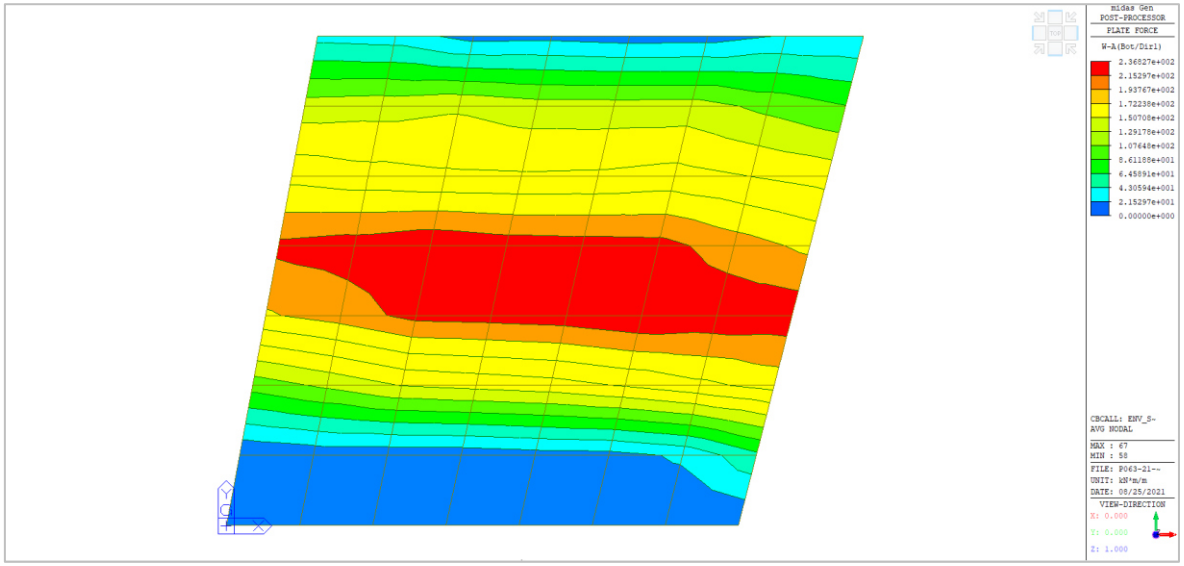


Figura 5-44 – Mappatura momenti Mxx bottom – Env_SLU-SLV

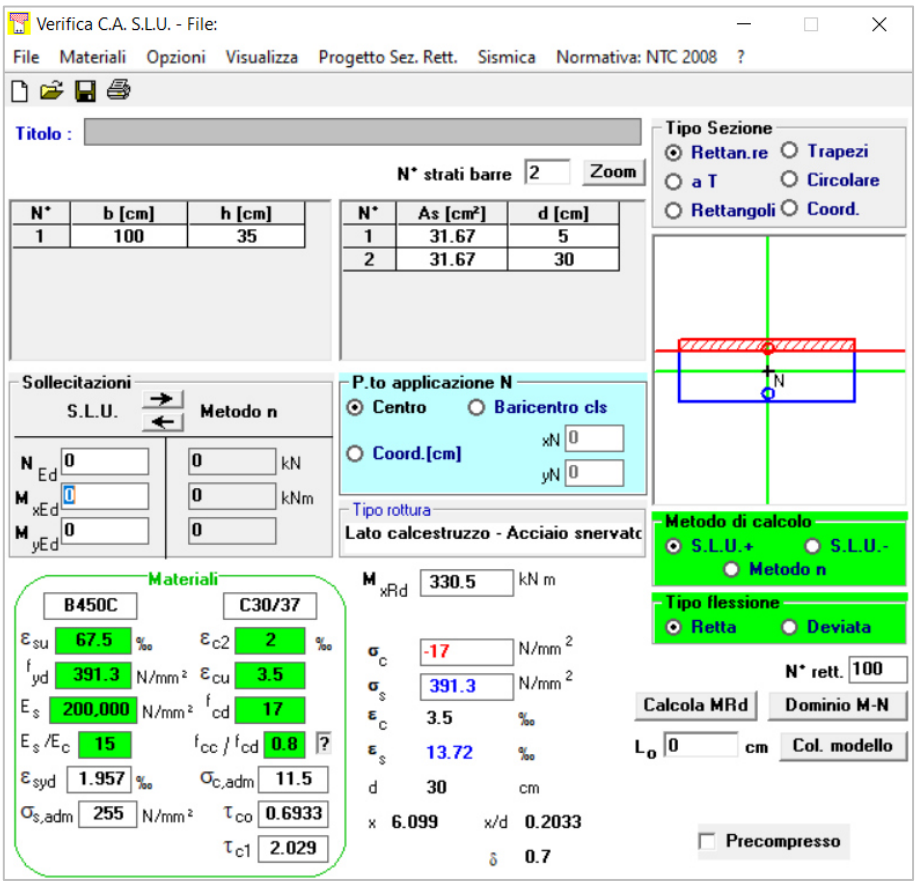


Figura 5-45 – Resistenza a flessione in Mxx bottom

Verifica a flessione

M_{Ed} = 250 kNm/m < M_{Rd} = 330 kNm/m Verifica soddisfatta

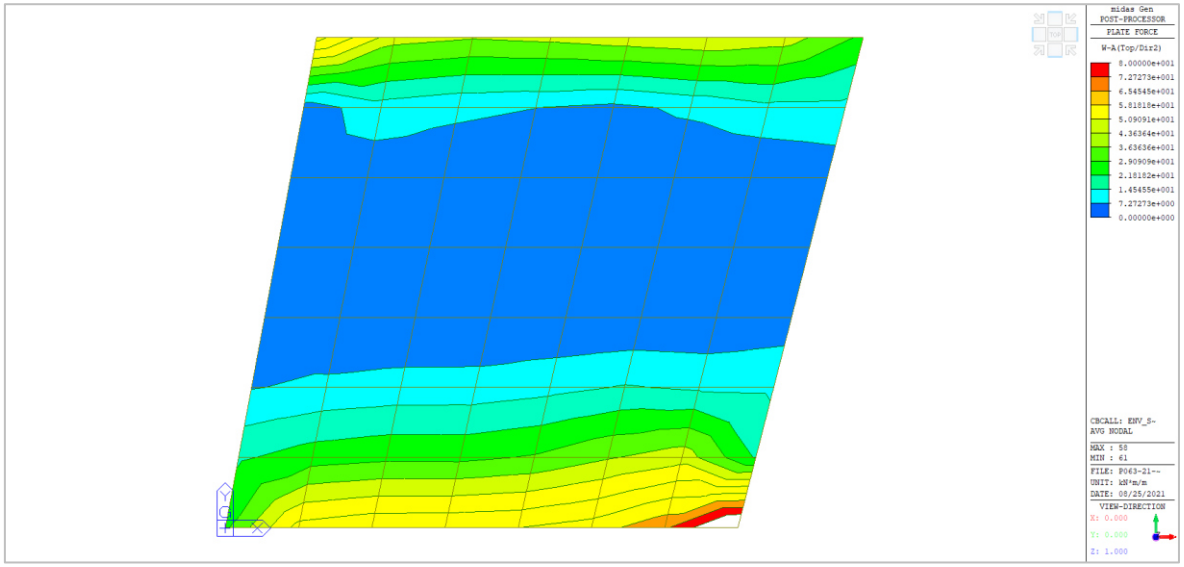


Figura 5-46 – Mappatura momenti Myy top – Env_SLU-SLV

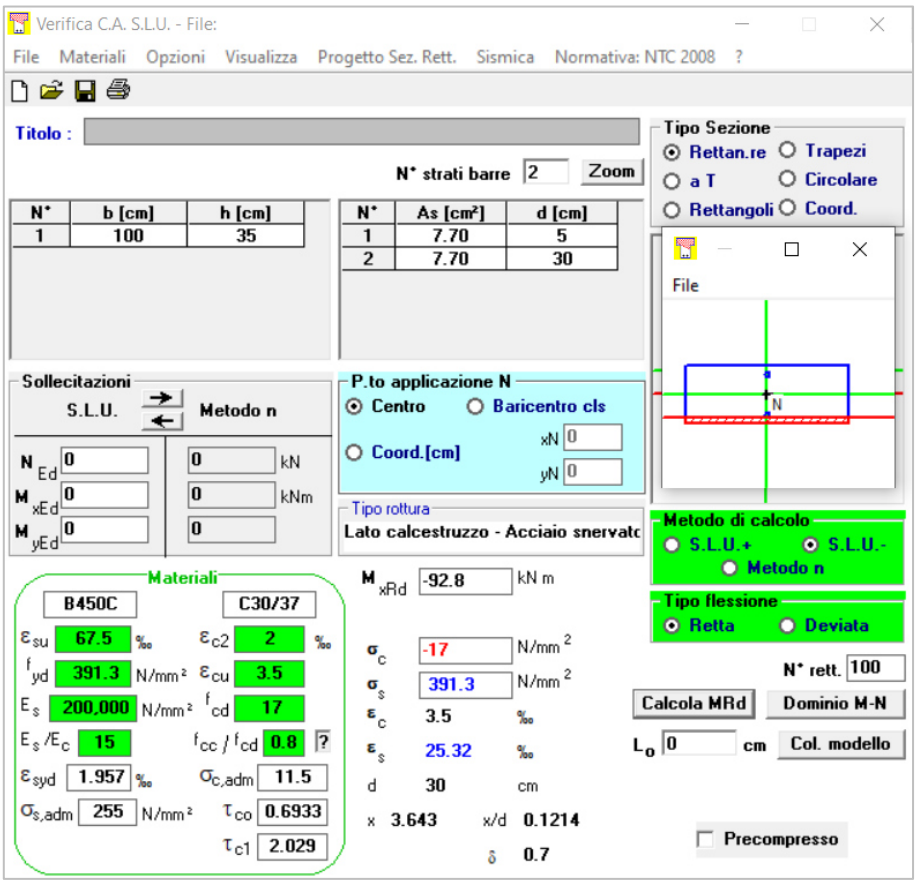


Figura 5-47 – Resistenza a flessione Mxx top

Verifica a flessione

M_{Ed} = 80 kNm/m < M_{Rd} = 92 kNm/m Verifica soddisfatta

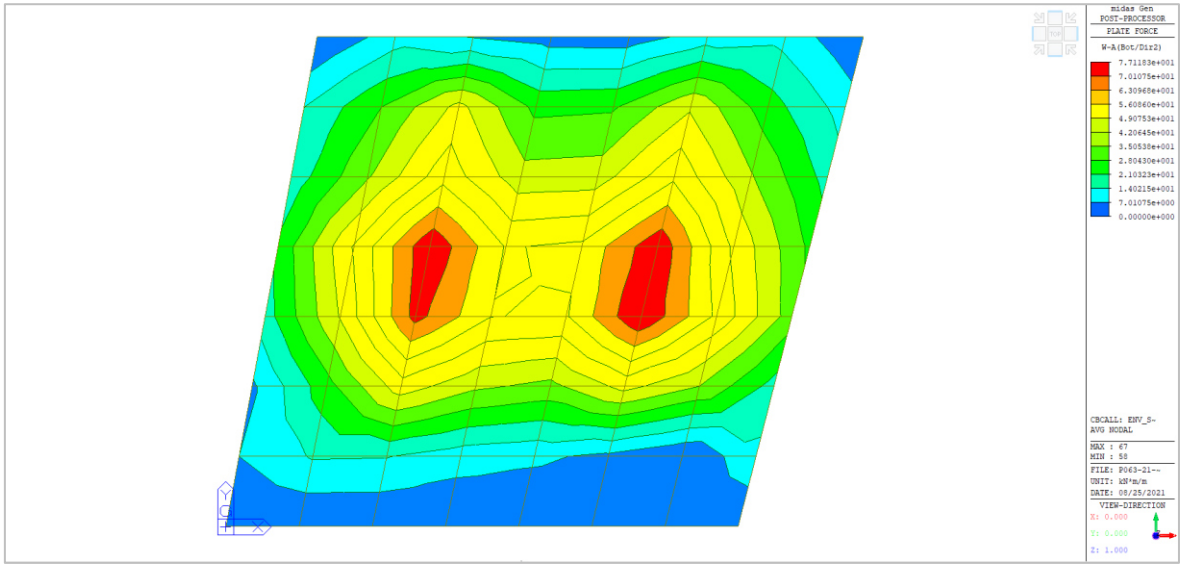


Figura 5-48 – Mappatura momenti Myy bottom – Env_SLU-SLV

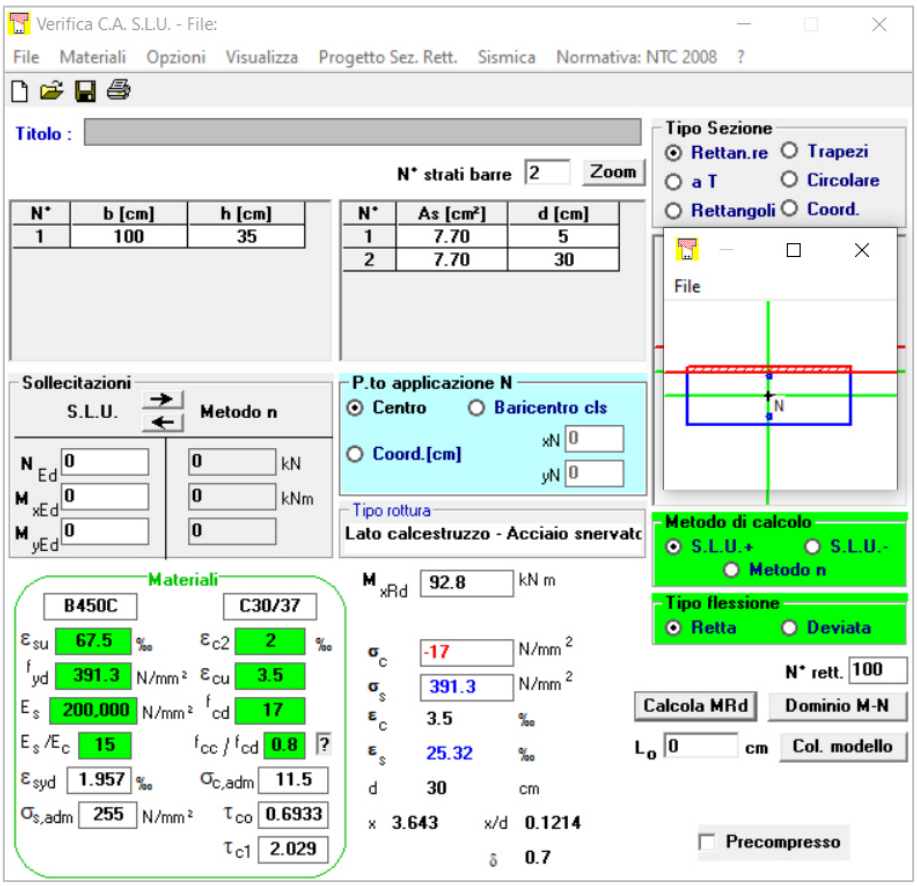


Figura 5-49 – Resistenza a flessione in Mxx bottom

Verifica a flessione

M_{Ed} = 80 kNm/m < M_{Rd} = 92 kNm/m Verifica soddisfatta

5.2.2.6 Soletta SLU – Verifica a taglio

Nell'immagine seguente è riportato il contour delle sollecitazioni limitando la scala delle gradazioni alla resistenza dell'elemento senza specifica armatura a taglio.

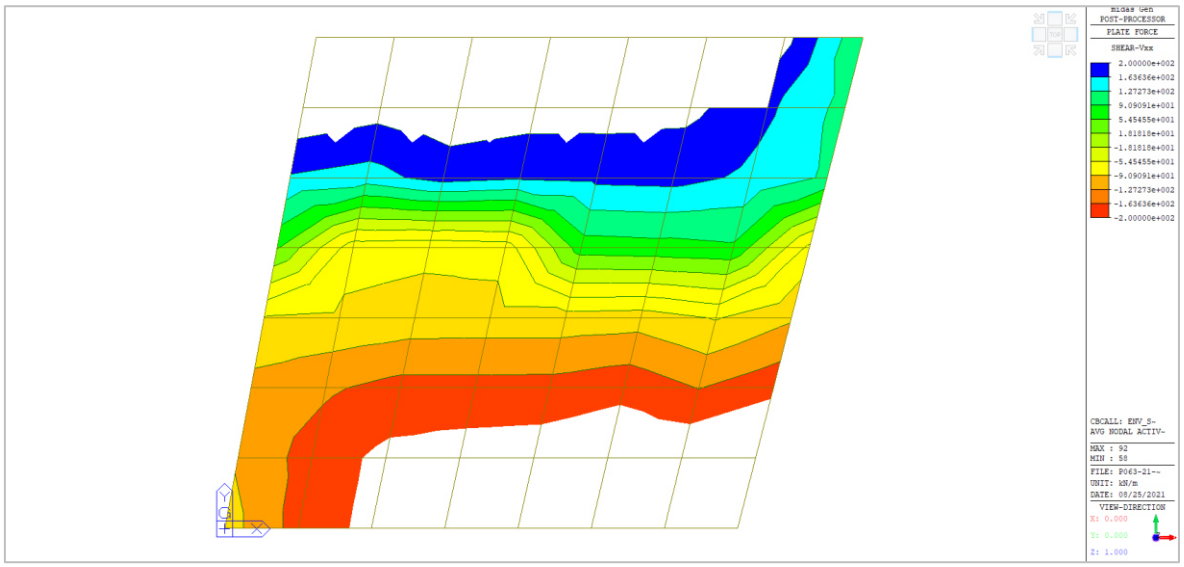


Figura 5-50 – Mappatura taglio Vxx – Env_SLU-SLV

Elementi senza armatura a taglio (§ 4.1.2.3.5.1 - NTC18) *Ing. Vittorio Puca ©*

Caratteristiche materiali			
Classe di calcestruzzo di progetto		C30/37	
Resistenza cubica caratteristica cls	R_{ck} =	37	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica cls	f_{ck} =	30	MPa
Coefficiente riduttivo resistenze lunga durata	α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c =	1.5	
Resistenza a compressione di progetto cls (§ 4.1.2.1.1.1)	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{yk} / \gamma_c$ =	17.0	MPa
Resistenza caratteristica a trazione acciaio d'armatura	f_{yk} =	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s =	1.15	
Resistenza di progetto a trazione acciaio *(§ 4.1.2.1.1.3)*	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ =	391.3	MPa
Armatura e geometria della sezione			
Larghezza sezione cls	b_w =	1000	mm
Altezza sezione cls	h =	350	mm
Copriferro	c =	50	mm
Diametro barre d'armatura al lembo teso	ϕ =	24	mm
N° barre d'armatura al lembo teso	n° =	7	
Altezza utile sezione	$d = h - c - \phi/2$ =	288	mm
Area del ferro in zona tesa	A_s =	3166.7	mm²
Rapporto geometrico di armatura tesa longitudinale	$\rho_l = A_{sl} / b_w d \leq 2\%$ =	0.0110	= 1.10 %
Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante	V_{Ed} =	200.0	kN
Sforzo normale di compressione agente nella sezione	$N_{Ed,cp}$ =	0	kN
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)	σ_{cp} =	0.00	MPa
Fattori di resistenza e resistenza di progetto			
Resistenza minima a taglio del solo cls non armato	$\nu_{min} = 0.035\, k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ =	0.476	MPa
Fattore di ingranamento degli inerti (↗ per *d* ↘)	$k = 1 + (200/d)^{0.5}$ =	1.833	≤ 2
Resistenza C.A.	$V_{Rd,s} = (C_{Rd,c}\, k\, (100\, \rho_l\, f_{ck})^{1/3} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d$ =	203.2	kN
Resistenza solo cls NON armato	$V_{Rd,c} = (\upsilon_{min} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d$ =	137.1	kN
Resistenza di progetto	$V_{Rd} = V_{Rd,s} \geq V_{Rd,c}$ =	203.2	kN
Risultato verifica		VERIFICA SODDISFATTA	
Rapporto sollecitazione resistenza		V_{Ed} / V_{Rd} = 0.98 < 1	

Nelle aree campite di bianco dell'immagine precedente sono inseriti 7 ferri piegati al metro ø10/40.

Elementi con armatura a taglio (§ 4.1.2.3.5.2 - NTC18) *Ing. Vittorio Puca ©*

Caratteristiche materiali

Classe di calcestruzzo di progetto		C30/37	
Resistenza caratteristica cubica a compressione cls	R_{ck} =	37	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica cls	f_{ck} =	30	MPa
Coefficiente riduttivo resistenza lunga durata	α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c =	1.50	
Resistenza di progetto a compressione cls *(§ 4.1.2.1.1.1)*	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{yk} / \gamma_c$ =	17.0	MPa
Resistenza caratteristica a trazione acciaio armatura	f_{yk} =	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s =	1.15	
Resistenza di progetto a trazione acciaio *(§ 4.1.2.1.1.3)*	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ =	391.3	MPa

Armatura e geometria della sezione

Diametro ferri longitudinali	ϕ_{long} =	24	mm
Diametro staffe / ferri piegati	ϕ_{st} =	10	mm
Passo staffe / ferri piegati	s =	400	mm
N° bracci staffe / ferri piegati	n° =	7	
Inclinazione armatura staffe (90°) o ferri piegati (45°)	α =	45	°
Area sezione trasversale acciaio armatura	A_{sw} =	549.78	mm²
Altezza sezione	h =	350	mm
Larghezza sezione	b_w =	1000	mm
Copriferro	c =	50	mm
Altezza utile sezione	$d = h - c - \phi_{st} - \phi_{long}/2$ =	278	mm

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante	V_{Ed} =	310.00	kN
Sforzo normale sollecitante	N_{Ed} =	0.0	kN
Tensione di compressione nel cls	σ_{cp} =	0.00	MPa
Coefficiente maggiorativo per effetto della compressione	α_c =	1.00	

Fattori di resistenza e resistenza di progetto

Coeff. riduzione resist. a compres.		ν =	0.50
Cotg ϑ (ϑ = inclin. puntoni)	$1 \le \cot g\,\theta = \sqrt{\frac{\nu f_{cd} b_w}{\frac{A_{sw}}{s} f_{yd}} - 1} = 3.85 \le 2.5$	$\cot\vartheta$ =	2.50

Resistenza di progetto a "*taglio trazione*"
(Lato acciaio) $V_{Rsd} = 0.9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\vartheta)\ sin\alpha$ = 333.03 kN

Resistenza di progetto a "*taglio compressione*"
(Lato calcestruzzo) $V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd}\ (ctg\alpha + ctg\vartheta)/(1+ctg^2\vartheta)$ = 1026.68 kN

Resistenza di progetto $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ = 333.03 kN

Risultato verifica	**VERIFICA SODDISFATTA**
Rapporto sollecitazione resistenza	V_{Ed} / V_{Rd} = 0.93 < 1

5.2.3 Scatolare aperto

5.2.3.1 Paramento SLU – Verifica a flessione

I paramenti verticali hanno le seguenti caratteristiche:

- Spessore 35 cm
- Armatura verticale 1+1ϕ16/20
- Armatura orizzontale 1+1ϕ12/20

Si riporta di seguito la mappatura relativa all'inviluppo di tutte le combinazioni SLU, sismiche SLV ed eccezionali.

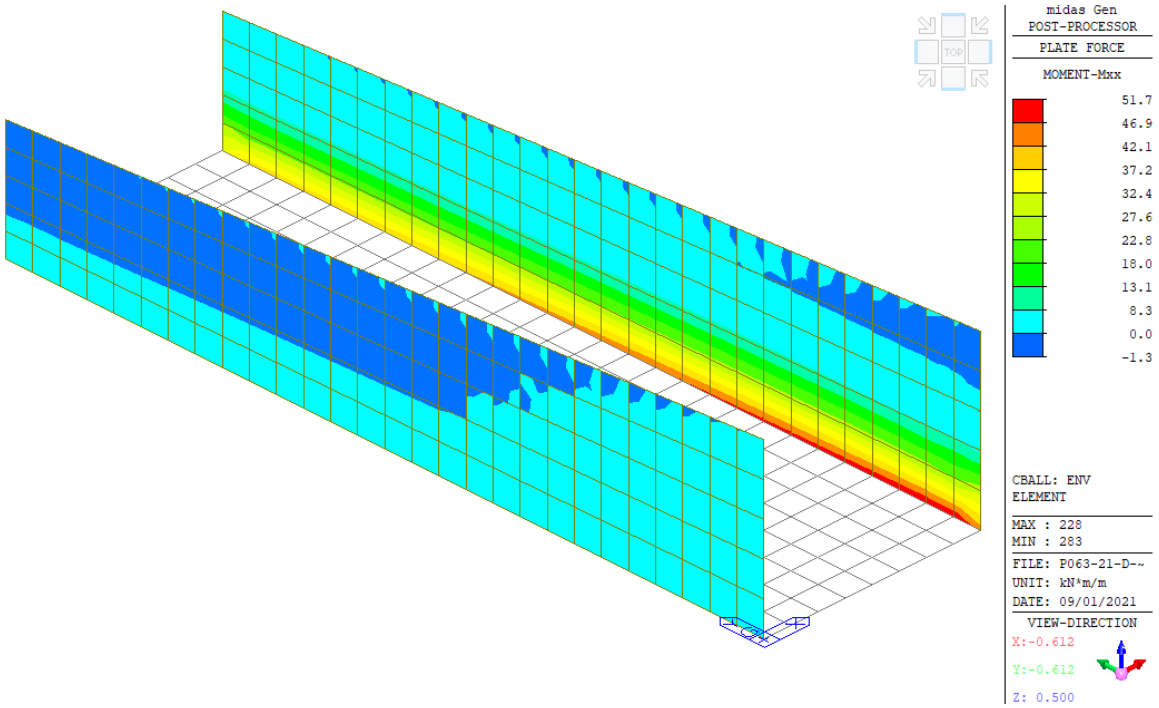


Figura 5-51 – Mappatura momento Mxx (vert.) – Env_SLU-SLV-A

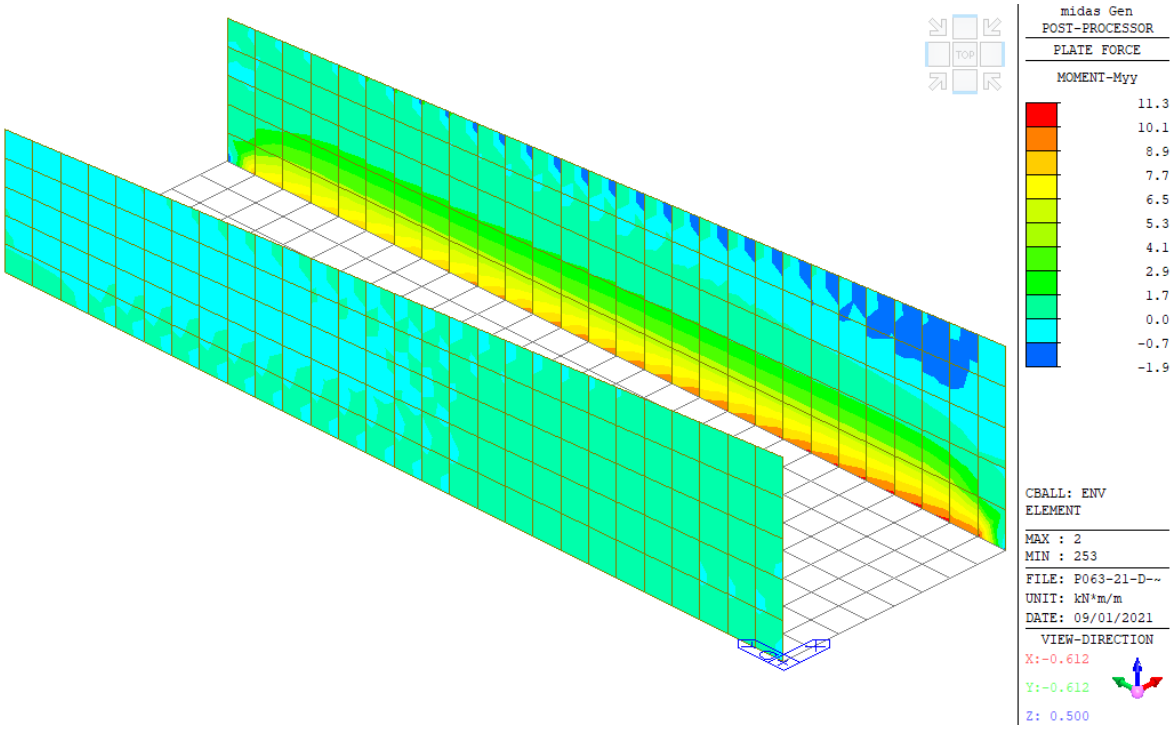


Figura 5-52 – Mappatura momento Myy (orizz.) – Env_SLU-SLV-A

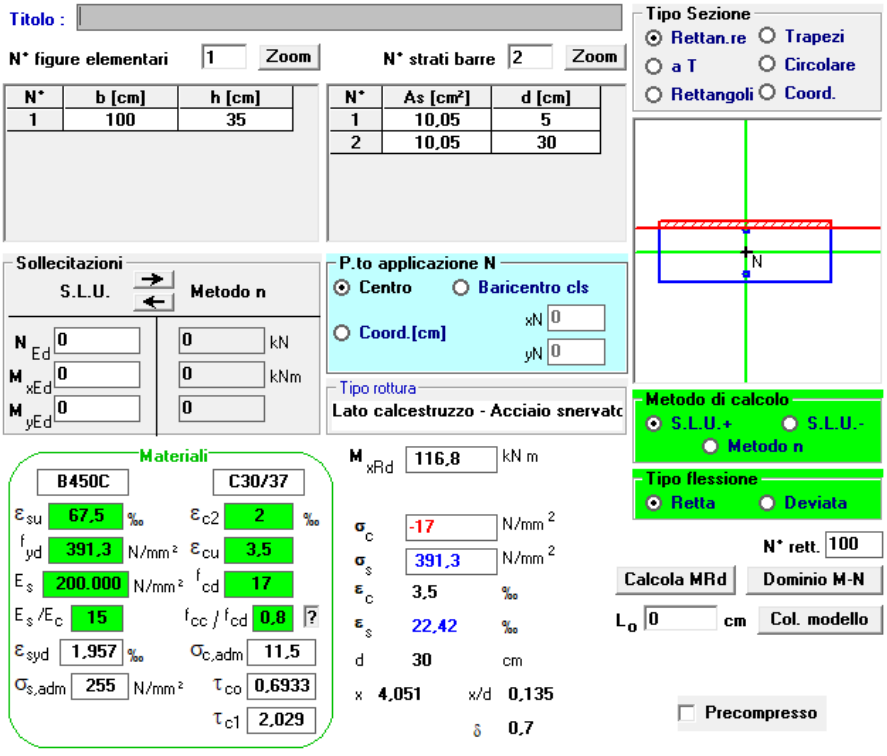


Figura 5-53 – Momento resistente del paramento in direz. Vert. (Mxx)

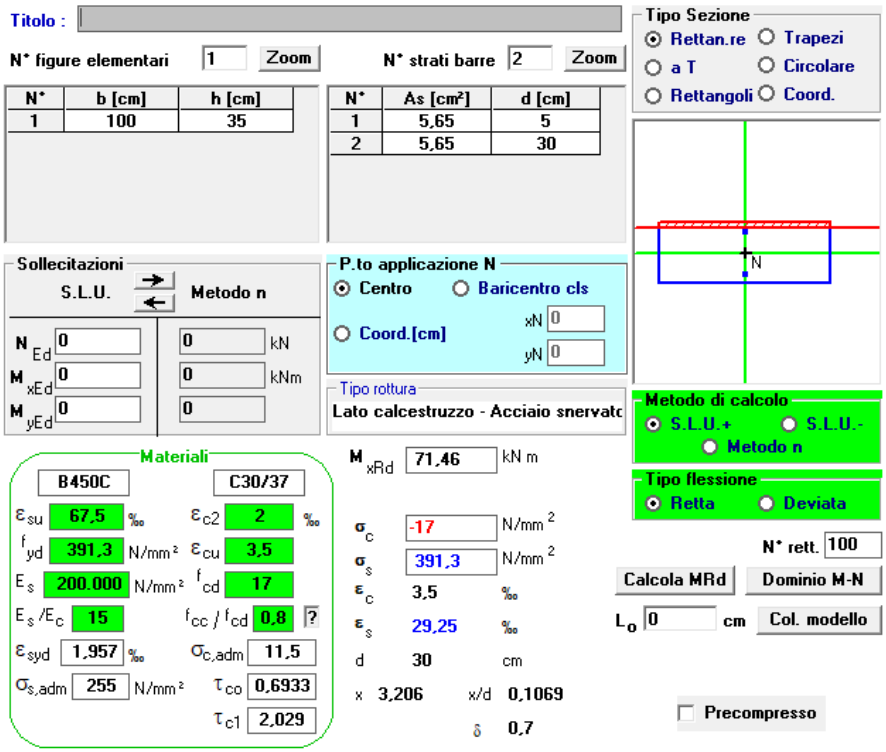


Figura 5-54 – Momento resistente del paramento in direz. orizz. (Myy)

La verifica SLU a flessione è soddisfatta essendo:

- $M_{Ed,x}$ = 51.7 kNm/m < 116.8 kNm/m = $M_{Rd,x}$
- $M_{Ed,y}$ = 11.3 kNm/m < 71.4 kNm/m = $M_{Rd,y}$

5.2.3.2 Paramento SLU – Verifica a taglio

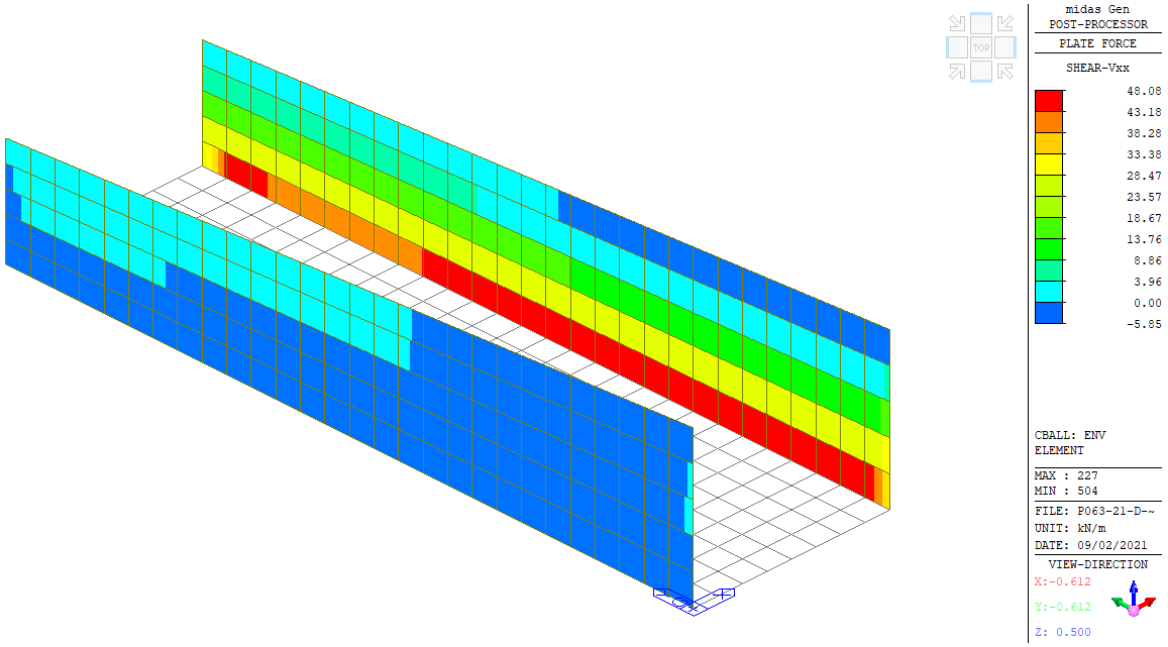


Figura 5-55 – Mappatura taglio Vxx (vert.) – Env_SLU-SLV-A

Caratteristiche materiali

Classe di calcestruzzo di progetto		C30/37	
Resistenza cubica caratteristica cls	R_{ck} =	37	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica cls	f_{ck} =	30	MPa
Coefficiente riduttivo resistenze lunga durata	α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c =	1.5	
Resistenza a compressione di progetto cls (§ 4.1.2.1.1.1)	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{yk} / \gamma_c$ =	17.0	MPa
Resistenza caratteristica a trazione acciaio d'armatura	f_{yk} =	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s =	1.15	
Resistenza di progetto a trazione acciaio *(§ 4.1.2.1.1.3)*	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ =	391.3	MPa

Armatura e geometria della sezione

Larghezza sezione cls	b_w =	1000	mm
Altezza sezione cls	h =	350	mm
Copriferro	c =	52	mm
Diametro barre d'armatura al lembo teso	ϕ =	16	mm
N° barre d'armatura al lembo teso	n° =	5	
Altezza utile sezione	$d = h - c - \phi/2$ =	290	mm
Area del ferro in zona tesa	A_s =	1005.3	mm²
Rapporto geometrico di armatura tesa longitudinale	$\rho_l = A_{sl} / b_w d \leq 2\%$ =	0.0035	= 0.35 %

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante	V_{Ed} =	48.1	kN
Sforzo normale di compressione agente nella sezione	$N_{Ed,cp}$ =	0	kN
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)	σ_{cp} =	0.00	MPa

Fattori di resistenza e resistenza di progetto

Resistenza minima a taglio del solo cls non armato	$\nu_{min} = 0.035\, k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ =	0.475	MPa
Fattore di ingranamento degli inerti (↗ per *d* ↘)	$k = 1 + (200/d)^{0.5}$ =	1.830	≤ 2
Resistenza C.A.	$V_{Rd,s} = (C_{Rd,c}\, k\, (100\, \rho_l\, f_{ck})^{1/3} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d$ =	139.0	kN
Resistenza solo cls NON armato	$V_{Rd,c} = (\upsilon_{min} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d$ =	137.7	kN
Resistenza di progetto	$V_{Rd} = V_{Rd,s} \geq V_{Rd,c}$ =	139.0	kN

Risultato verifica	**VERIFICA SODDISFATTA**
Rapporto sollecitazione resistenza	V_{Ed} / V_{Rd} = 0.35 < 1

La verifica a taglio in direzione verticale è dunque soddisfatta.

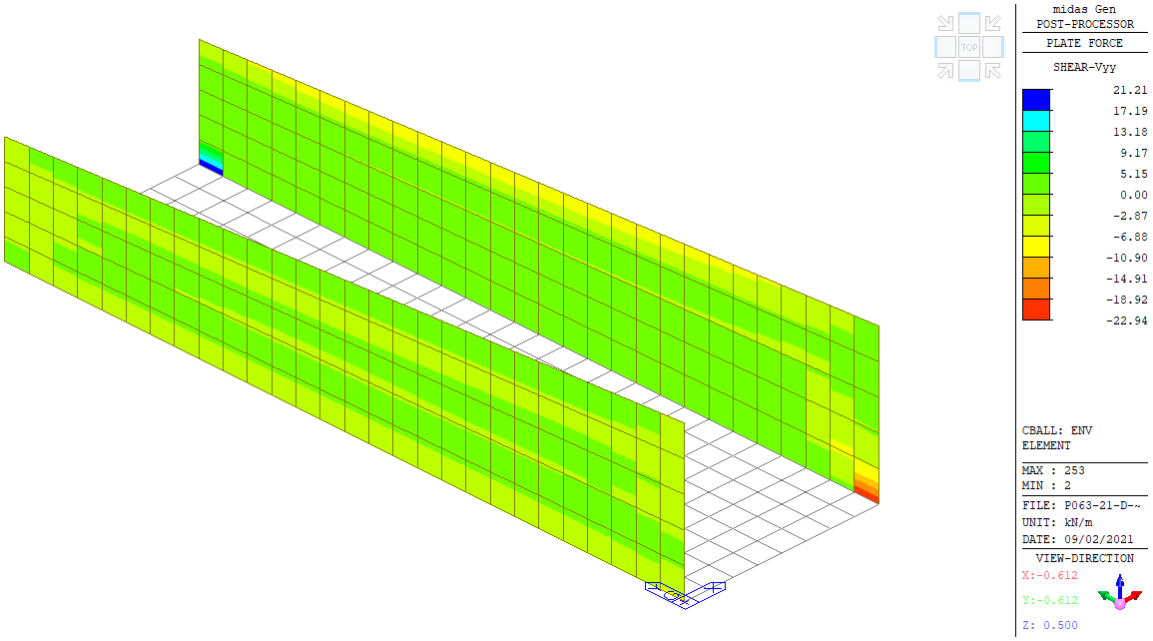


Figura 5-56 – Mappatura taglio Vyy (orizz.) – Env_SLU-SLV-A

La resistenza a taglio in direzione verticale è valutata come segue:

Armatura e geometria della sezione			
Larghezza sezione cls	$b_w =$	1000	mm
Altezza sezione cls	$h =$	350	mm
Copriferro	$c =$	40	mm
Diametro barre d'armatura al lembo teso	$\phi =$	12	mm
N° barre d'armatura al lembo teso	$n° =$	5	
Altezza utile sezione	$d = h - c - \phi/2 =$	304	mm
Area del ferro in zona tesa	$A_s =$	565.5	mm²
Rapporto geometrico di armatura tesa longitudinale	$\rho_l = A_{sl} / b_w\, d \leq 2\% =$	0.0019	= 0.19 %
Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante	$V_{Ed} =$	48.1	kN
Sforzo normale di compressione agente nella sezione	$N_{Ed,cp} =$	0	kN
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)	$\sigma_{cp} =$	0.00	MPa
Fattori di resistenza e resistenza di progetto			
Resistenza minima a taglio del solo cls non armato	$\nu_{min} = 0.035\, k^{3/2}\, f_{ck}^{1/2} =$	0.467	MPa
Fattore di ingranamento degli inerti (↗ per d ↘)	$k = 1 + (200/d)^{0.5} =$	1.811	≤ 2
Resistenza C.A.	$V_{Rd,s} = (C_{Rd,c}\, k\, (100\, \rho_l\, f_{ck})^{1/3} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d =$	117.2	kN
Resistenza solo cls NON armato	$V_{Rd,c} = (\upsilon_{min} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d =$	142.0	kN
Resistenza di progetto	$V_{Rd} = V_{Rd,s} \geq V_{Rd,c} =$	142.0	kN

Risultato verifica	**VERIFICA SODDISFATTA**
Rapporto sollecitazione resistenza	$V_{Ed} / V_{Rd} = 0.34 < 1$

5.2.3.3 Fondazione SLU – Verifica a flessione

La fondazione dello scatolare a cielo aperto ha le seguenti caratteristiche:

- Spessore 35 cm
- Armatura longitudinale 1+1ϕ12/20
- Armatura trasversale 1+1ϕ12/20

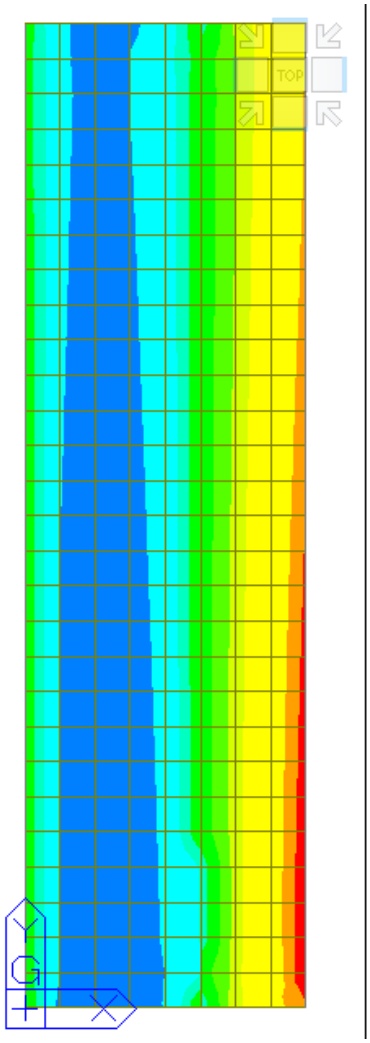


Figura 5-57 – Mappatura Mxx direz. Trasv. – Env_SLU_SLV_A

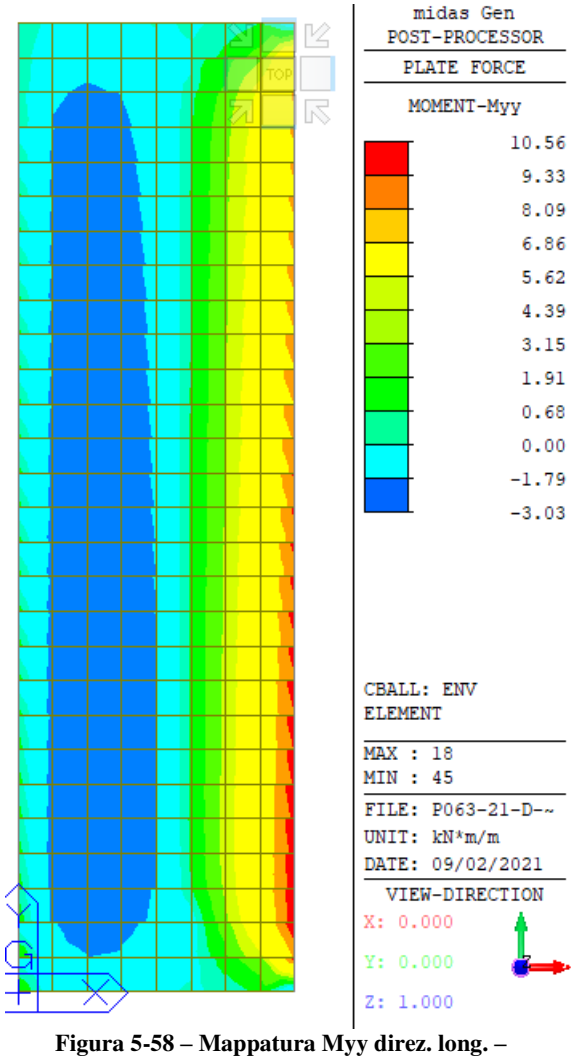


Figura 5-58 – Mappatura Myy direz. long. – Env_SLU_SLV_A

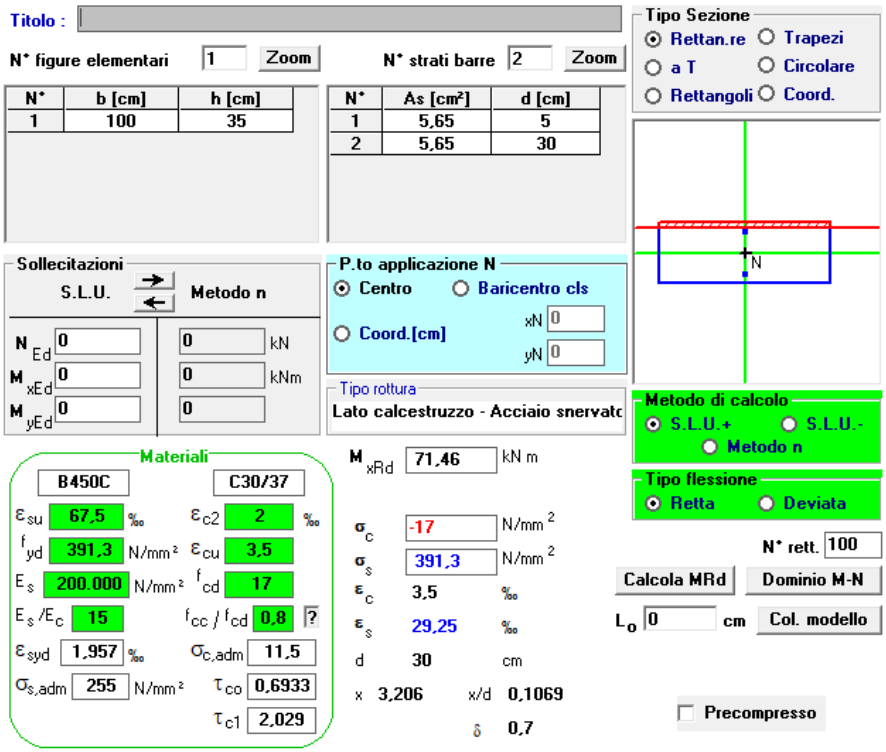


Figura 5-59 – Momento resistente della fondazione

La verifica a flessione è dunque soddisfatta.

5.2.3.4 *Fondazione SLU – Verifica a taglio*

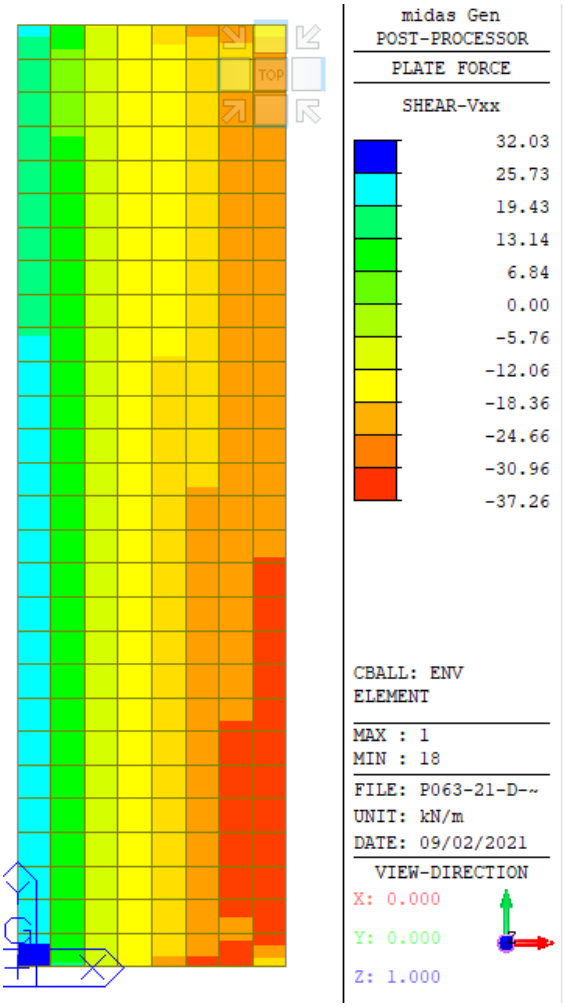


Figura 5-60 – Mappatura Vxx direz. Trasv. – Env_SLU_SLV_A

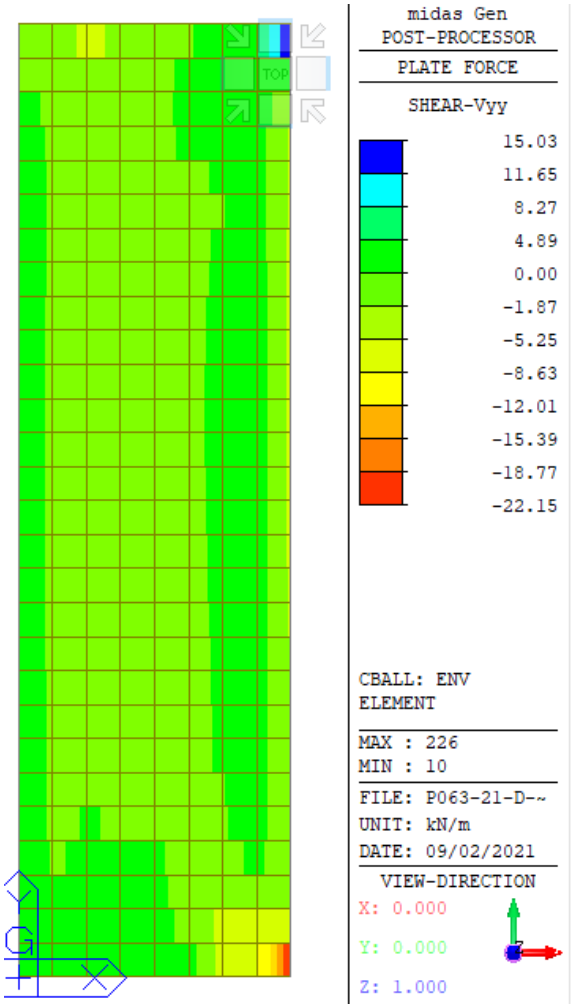


Figura 5-61 – Mappatura Vyy direz. Trasv. – Env_SLU_SLV_A

Elementi senza armatura a taglio (§ 4.1.2.3.5.1 - NTC18) *Ing. Vittorio Puca ©*

Caratteristiche materiali

Classe di calcestruzzo di progetto		C30/37	
Resistenza cubica caratteristica cls	R_{ck} =	37	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica cls	f_{ck} =	30	MPa
Coefficiente riduttivo resistenze lunga durata	α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c =	1.5	
Resistenza a compressione di progetto cls (§ 4.1.2.1.1.1)	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{yk} / \gamma_c$ =	17.0	MPa
Resistenza caratteristica a trazione acciaio d'armatura	f_{yk} =	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s =	1.15	
Resistenza di progetto a trazione acciaio *(§ 4.1.2.1.1.3)*	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ =	391.3	MPa

Armatura e geometria della sezione

Larghezza sezione cls	b_w =	1000	mm
Altezza sezione cls	h =	350	mm
Copriferro	c =	40	mm
Diametro barre d'armatura al lembo teso	ϕ =	12	mm
N° barre d'armatura al lembo teso	n° =	5	
Altezza utile sezione	$d = h - c - \phi/2$ =	304	mm
Area del ferro in zona tesa	A_s =	565.5	mm²
Rapporto geometrico di armatura tesa longitudinale	$\rho_l = A_{sl} / b_w d \leq 2\%$ =	0.0019	= 0.19 %

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante	V_{Ed} =	37.3	kN
Sforzo normale di compressione agente nella sezione	$N_{Ed,cp}$ =	0	kN
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)	σ_{cp} =	0.00	MPa

Fattori di resistenza e resistenza di progetto

Resistenza minima a taglio del solo cls non armato	$\nu_{min} = 0.035\, k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ =	0.467	MPa
Fattore di ingranamento degli inerti (↗ per *d* ↘)	$k = 1 + (200/d)^{0.5}$ =	1.811	≤ 2
Resistenza C.A.	$V_{Rd,s} = (C_{Rd,c}\, k\, (100\, \rho_l\, f_{ck})^{1/3} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d$ =	117.2	kN
Resistenza solo cls NON armato	$V_{Rd,c} = (\upsilon_{min} + 0.15\, \sigma_{cp})\, b_w\, d$ =	142.0	kN
Resistenza di progetto	$V_{Rd} = V_{Rd,s} \geq V_{Rd,c}$ =	142.0	kN

Risultato verifica	**VERIFICA SODDISFATTA**
Rapporto sollecitazione resistenza	V_{Ed} / V_{Rd} = 0.26 < 1

5.2.4 **Paratia Via Tecci (Sez.0-1)**

Le verifiche strutturali delle paratie a sostegno dell'attraversamento carrabile di Via Tecci (Sez.0-1) sono state condotte in automatico dal software, per tutti i dettagli in merito si rimanda agli allegati in calce alla presente relazione.

La paratia è realizzata mediante micropali con le seguenti caratteristiche

- perforazione Ø200;
- armatura: CHS 139.7×12.0 mm
- lunghezza L = 10.0 m
- interasse i = 0.50 m,
- cordolo in cls armato b×h = 0.70 × 0.50 m

L'inerzia considerata ai fini delle verifiche strutturali è quella della sezione mista costituita dal tubolare in acciaio (ϕ139.7 mm, t=12 mm) e dal conglomerato interno, assimilato ad un calcestruzzo C30/37.

Si mostra di seguito un report sintetico del progetto strutturale della paratia.

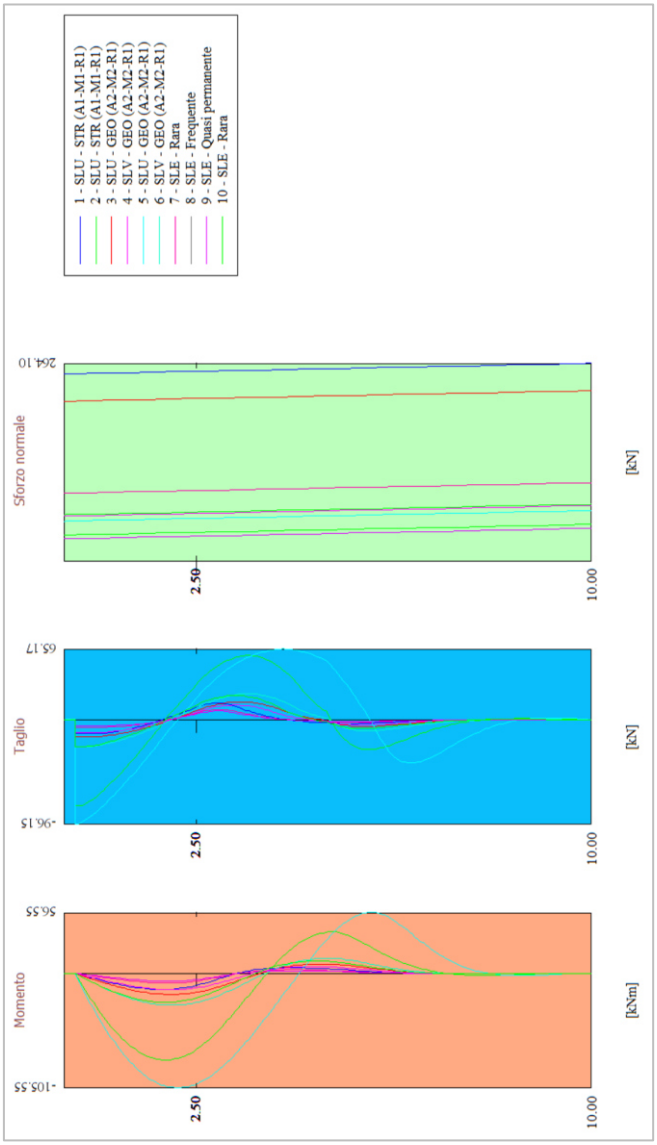


Figura 5-62 – Diagrammi delle sollecitazioni sulla paratia per unità di profondità – Inviluppo comb. SLU-SLV

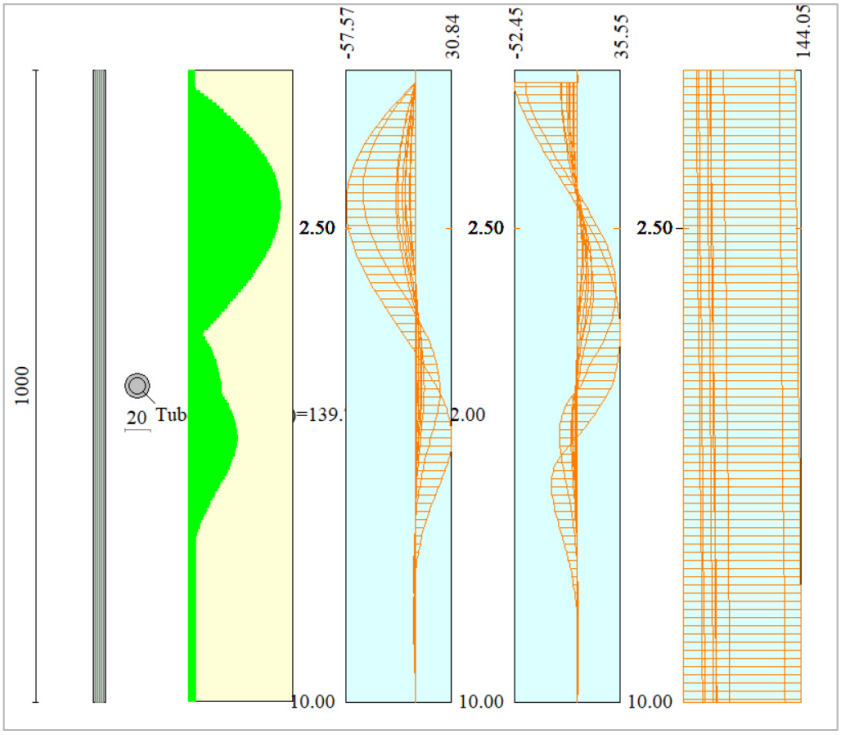
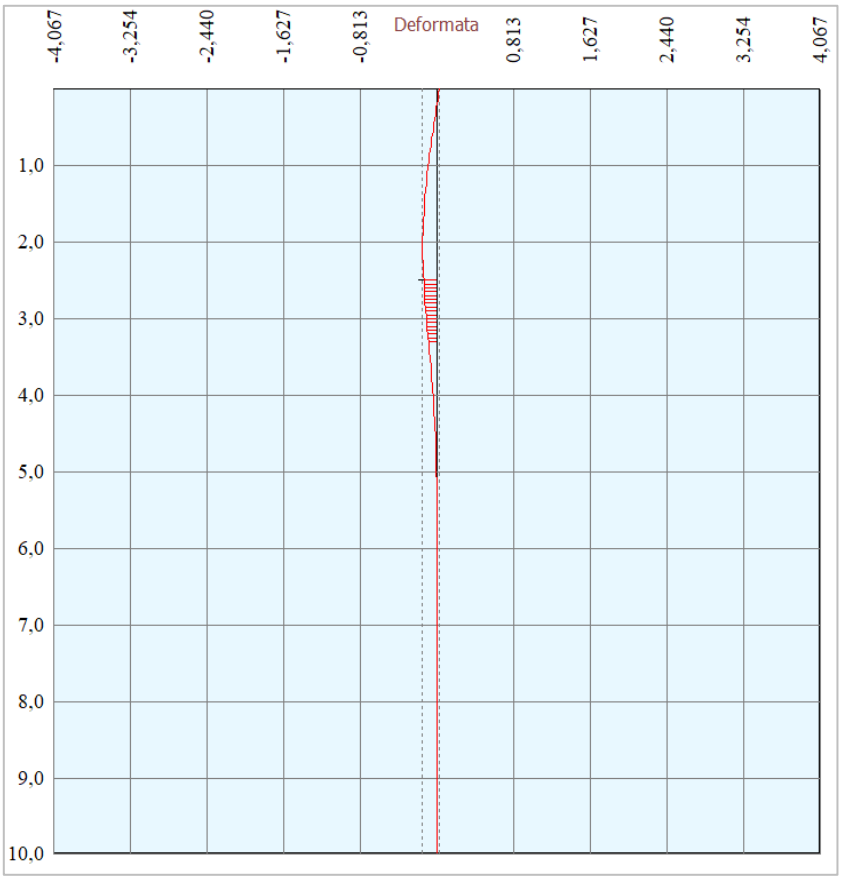


Figura 5-63 – Tasso di sfruttamento del singolo micropalo – Inviluppo comb. SLU-SLV



[cm]

Figura 5-64 – Deformata della paratia – Comb. SLE Rara

5.2.5 **Muri di sostegno**

Le verifiche strutturali del muro d'argine vengono condotte in automatico dal software e sono tutte soddisfatte. Per i dettagli in merito si rimanda ai tabulati di calcolo allegati in calce alla relazione. Le caratteristiche del muro sono le seguenti:

- Paramento
  - Spessore 35 cm
  - Armatura vert. 1+1ϕ16/20
  - Armatura orizz. 1+1 ϕ12/20

- Fondazione
  - Spessore 50 cm
  - Armatura trasv. 1+1ϕ16/20
  - Armatura long. 1+1ϕ12/20

Si riportano di seguito le sollecitazioni per unità di profondità considerate ai fini delle verifiche.

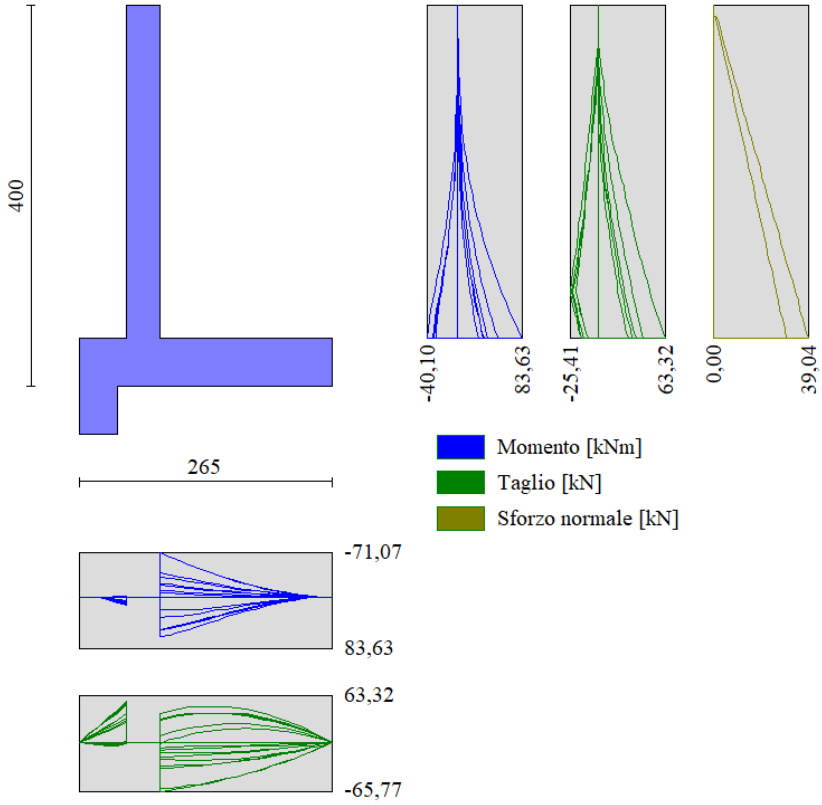


Figura 5-65 – Diagrammi delle sollecitazioni

6 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Il tipo di fondazione scelto per le opere del corrente progetto è di tipo superficiale. Il modello geotecnico adottato per il calcolo delle fondazione è quello del classico modello alla Winkler, in cui il terreno è costituito da un letto di molle mutuamente indipendenti e dotate di sola rigidezza assiale.

7 RELAZIONE GEOTECNICA

7.1 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

La campagna di indagini è stata eseguita dalla ditta M3D S.r.l. e si è articolata in:

- N°2 sondaggi a carotaggio continuo con prove SPT in avanzamento;
- N°5 prove penetrometriche DPM;
- N°2 indagini geosismiche HVSR.

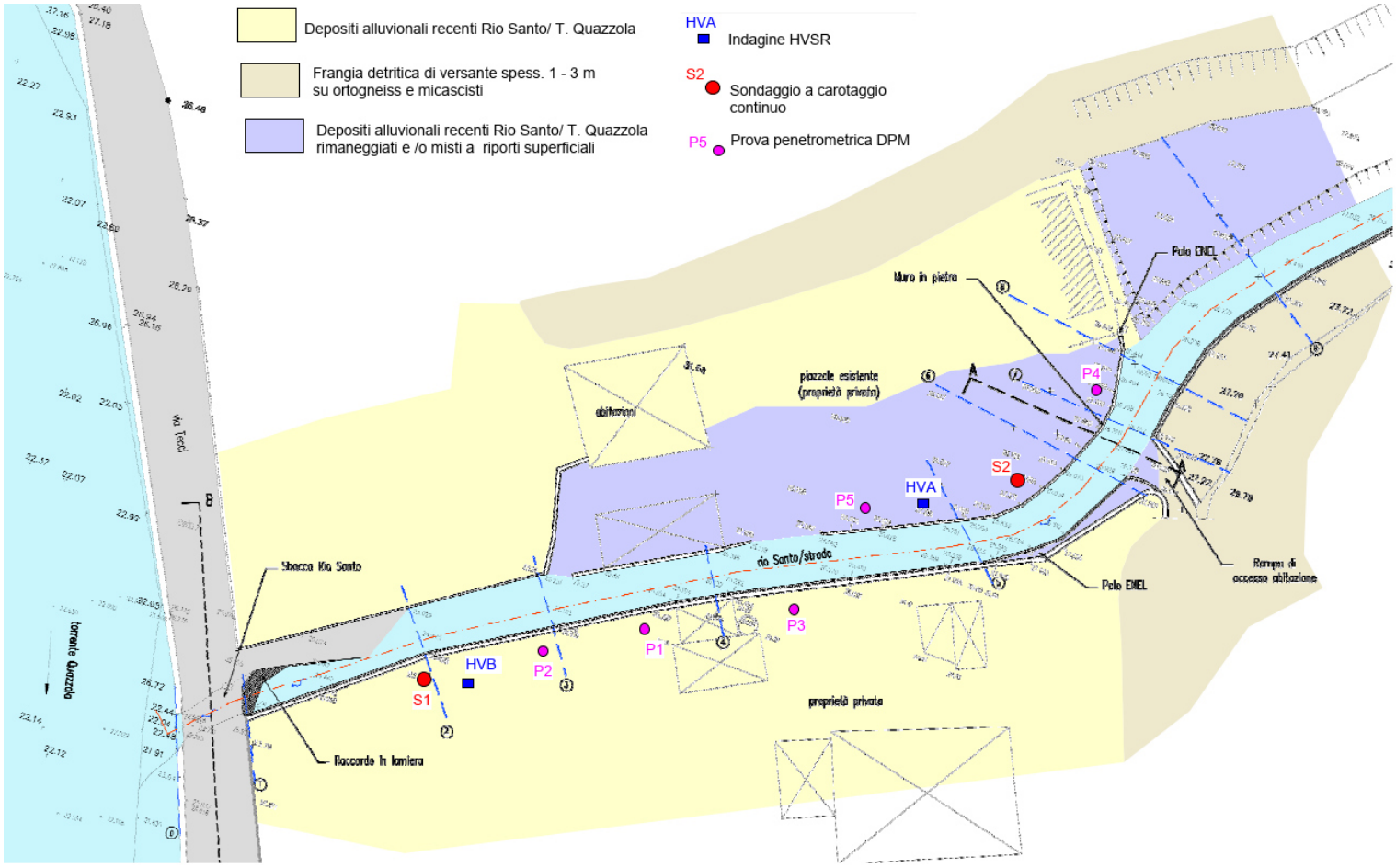


Figura 7-1 – Planimetria con ubicazione delle indagini geognostiche

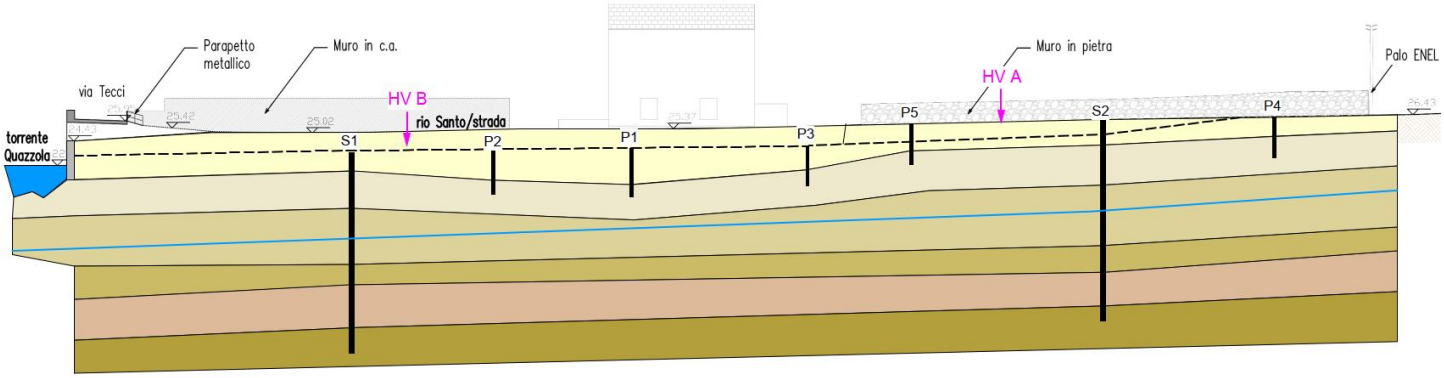


Figura 7-2 – Profilo geologico longitudinale con indicazione della stratigrafia

Sulla base delle indagini esperite, la stratigrafia del sito viene schematizzata come segue:

- Orizzonte R (Depositi alluvionali) — da P.C. a z=-2.0m
  - Peso di volume — γ = 18.0-19.0 kN/m^3
  - Angolo d'attrito — ϕ = 22°-24°
  - Coesione efficace — c' = 5 kPa
  - Coesione non drenata — c_u = 15 kPa
  - Modulo elastico — E = 15-30 MPa

- Orizzonte A (Sabbia ghiaiosa) — da z=-2.0m a z=-5.0m
  - Peso di volume — γ = 18.5-19.5 kN/m^3
  - Angolo d'attrito — ϕ = 32°-34°
  - Coesione efficace — c' = 0 kPa
  - Coesione non drenata — c_u = 0 kPa
  - Modulo elastico — E = 70-100 MPa

- Orizzonte B+C (Sabbia limosa) — da z=-5.0m a z=-14.0 m
  - Peso di volume — γ = 19.5-21.0 kN/m^3
  - Angolo d'attrito — ϕ = 38°-42°
  - Coesione efficace — c' = 0 kPa
  - Coesione non drenata — c_u = 0 kPa
  - Modulo elastico — E = 150-200 MPa

- Orizzonte SR (Substrato roccioso) — da z = -14.0 m
  - Peso di volume — γ = 23-27 kN/m^3
  - Angolo d'attrito — ϕ = 31°
  - Coesione efficace — c' = 125-150 kPa

La categoria assegnata ai terreni in situ per mezzo delle indagini geosismiche è la **Categoria di Sottosuolo C.**
La falda è stata rilevata ad una profondità pari a 6.60 m nel sondaggio S1 e 6.90 m nel sondaggio S2. Le verifiche geotecniche sono state effettuate considerando il livello di falda coincidente col fondo alveo di progetto.

7.2 VERIFICHE EFFETTUATE IN AMBITO GEOTECNICO

Le verifiche geotecniche effettuate sono descritte di seguito, separatamente, per i muri di sostegno e le paratie.

7.3 APPROCCIO DI VERIFICA ADOTTATO IN AMBITO GEOTECNICO

7.3.1 Paratie

La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata adottando le prescrizioni che il DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 fornisce al par. 6.5.3.1.2, ovvero seguendo la seguente impostazione semiprobabilistica:

- Approccio 1, verifica di stabilità del complesso opera di sostegno – terreno:
  - A2+M2+R2.
- Approccio 2: collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (atto di moto tigido), collasso per carico limite verticale,
  - Combinazione 1: A1+M1+R1
  - Combinazione 2: A2+M2+R1

Le azioni di progetto vengono quindi combinate impiegando i coefficienti di tipo "A1" - "A2" previsti dalla Tab. 2.6.I del DM e qui di seguito riportati:

Azioni	Simbolo	Coeff. A1 (sfav)	Coeff. A2 (sfav.)
Carichi permanenti	γ_{G1}	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.50	1.30
Carichi variabili	γ_{Q}	1.50	1.30

I valori caratteristici delle proprietà sono invece convenientemente ridotti secondo i coefficienti di tipo "M1" – "M2" indicati in Tab. 6.2.II e riassunti nel prospetto seguente:

Parametri	Simbolo	Coeff. M1	Coeff. M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Alle resistenze geotecniche sono stati infine applicati i coefficienti di sicurezza "R1" pari all'unità.

7.3.2 **Muri d'argine**

La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata adottando le prescrizioni che il DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 fornisce al par. 6.5.3.1.1, ovvero seguendo la seguente impostazione semiprobabilistica:

- Approccio 1, verifica di stabilità del complesso opera di sostegno – terreno:
  - A2+M2+R2.
- Approccio 2: verifiche di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno, scorrimento sul piano di posa, ribaltamento,
  - A1+M1+R3

Le azioni di progetto vengono quindi combinate impiegando i coefficienti di tipo "A1" - "A2" previsti dalla Tab. 2.6.I del DM e qui di seguito riportati:

Azioni	Simbolo	Coeff. A1 (sfav)	Coeff. A2 (sfav.)
Carichi permanenti	γ_{G1}	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.50	1.30
Carichi variabili	γ_{Q}	1.50	1.30

I valori caratteristici delle proprietà sono invece convenientemente ridotti secondo i coefficienti di tipo "M1" – "M2" indicati in Tab. 6.2.II e riassunti nel prospetto seguente:

Parametri	Simbolo	Coeff. M1	Coeff. M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Alle resistenze geotecniche sono stati infine applicati i coefficienti di sicurezza "R2" – "R3" indicati nelle Tab. 6.5.I e Tab. 6.8.I e qui riassunti,

Resistenza	Simbolo	Coeff. R1	Coeff. R2	Coeff.R3
Stabilità globale	γ_{R}	---	1.10	---
Capacità portante fondazione	γ_{R}	---	---	1.40
Scorrimento	γ_{R}	---	---	1.10
Resistenza del terreno a valle	γ_{R}	---	---	1.40

7.4 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI (IN AMBITO GEOTECNICO)

7.4.1 Paratia Via Tecci

Le verifiche geotecniche delle paratie a sostegno dell'attraversamento carrabile di Via Tecci (Sez.0-1) sono state condotte in automatico dal software, per tutti i dettagli in merito si rimanda agli allegati in calce alla presente relazione.
La verifica di capacità portante è stata condotta con il metodo di Bustamante e Doix, mentre quella di stabilità del fronte con il metodo di Bishop.
Si mostra di seguito un report sintetico del progetto geotecnico della paratia.

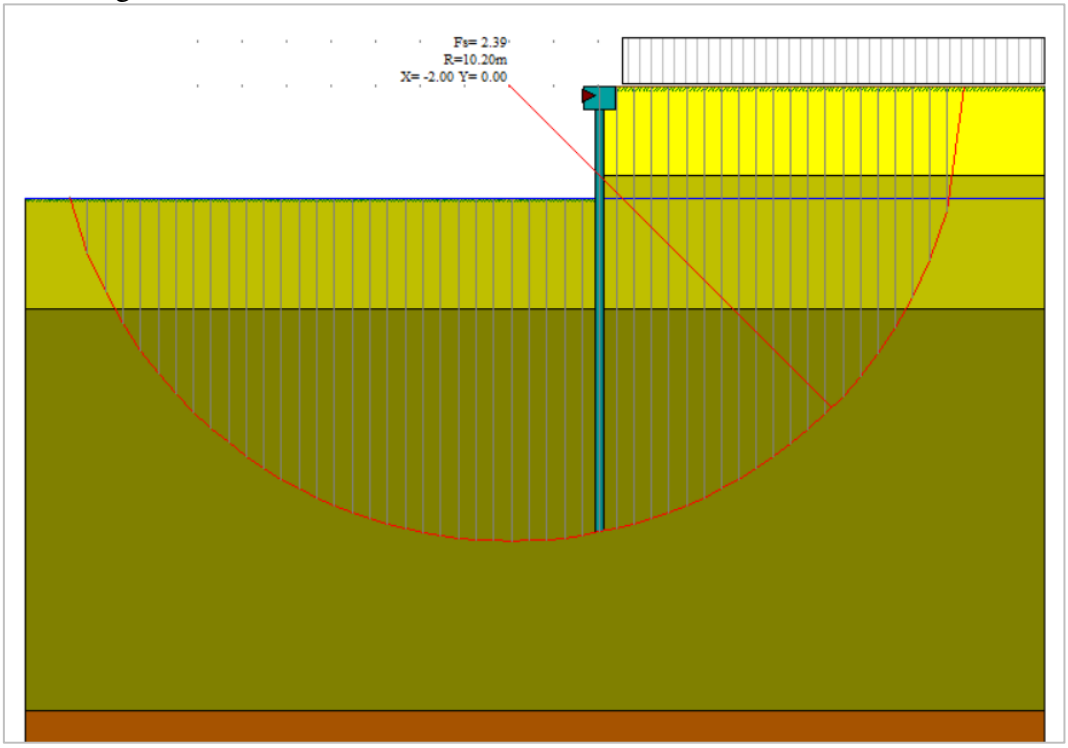
Capacità portante micropalo.

Portanza

	COMB	Ppmin [kN]	Plmin [kN]	Ppmed [kN]	Plmed [kN]	Pd [kN]	N [kN]
◆	1 - SLU - STR (A1-M1-R3)	117.81	785.40	117.81	785.40	453.07	144.05
	2 - SLU - STR (A1-M1-R3)	117.81	785.40	117.81	785.40	453.07	41.33

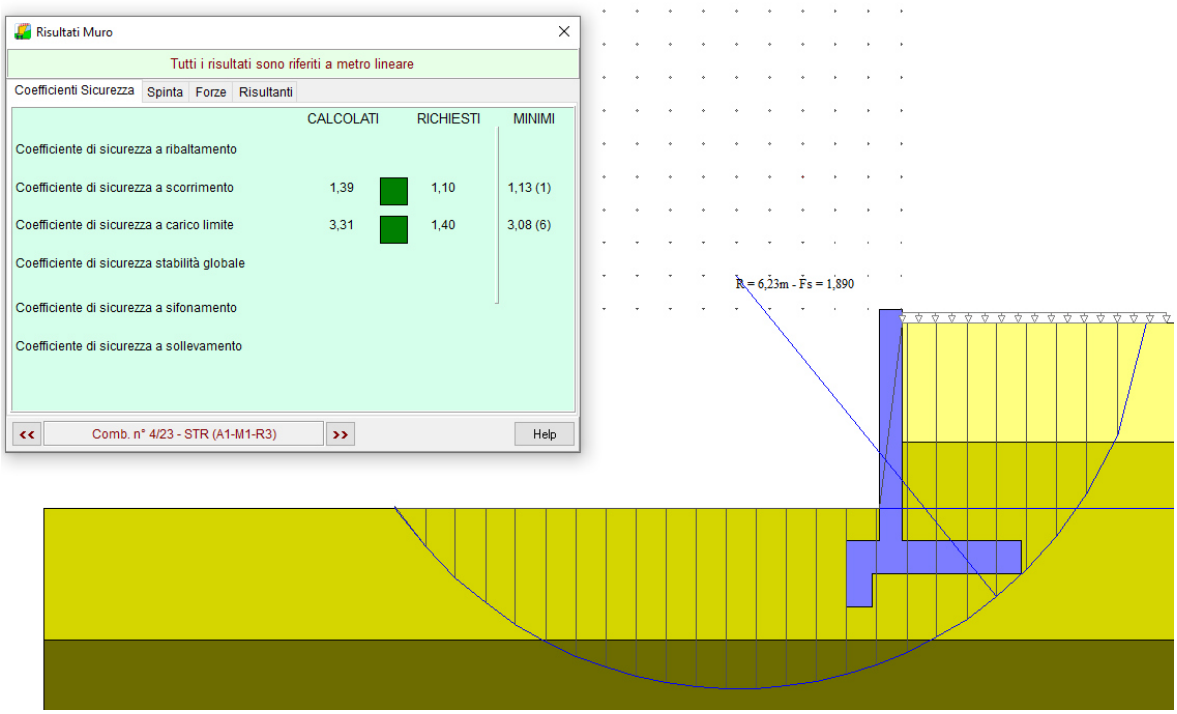
I valori di portanza alla punta e laterale sono riportati senza la riduzione dei coefficienti Xsi3 e Xsi4

Stabilità globale del fronte



7.4.2 **Muro d'argine**

Le verifiche geotecniche del muro d'argine sono state condotte in automatico dal software e sono tutte soddisfatte. Per i dettagli in merito si rimanda ai tabulati di calcolo allegati in calce alla relazione. Si mostra di seguito un report sintetico.



8 ATTENDIBILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO AUTOMATICO

8.1 MIDAS GEN

8.1.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi svolta è di tipo statico lineare, condotta con l'ausilio del software Midas GEN. La verifica degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi imposti dalla vigente normativa, e confrontati con i metodi tradizionali e semplificati della scienza delle costruzioni.

8.1.2 Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo – MIDAS GEN

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:	
Titolo:	Midas GEN 2020 (v. 2.1)
Versione:	Advanced (build 05/11/2020)
Produttore-Distributore:	MIDAS Information Technology Co. Ltd Distributore per l'Italia: HARPACEAS Milano www.harpaceas.it CSPFea Este (PD) www.cspfea.net
Dati utente finale:	ITEC Engineering Srl
Chiave HW:	U001-09638

8.1.3 Affidabilità dei Codici di Calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software *ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico*. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:
La società produttrice e quelli distributrice, hanno verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.
Le funzioni di forma utilizzate dal programma per i vari elementi finiti, sono state controllate esaminando la numerosa documentazione di validazione allegata al programma, nella quale vengono confrontati i risultati ottenuti, con il calcolo svolto con altri programmi o con quanto si ottiene da soluzioni in forma chiusa.
La documentazione è reperibile all'indirizzo web:
http://en.midasuser.com/support/Verification.asp?

8.1.4 Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità e la corretta interpretazione. In particolare, la relazione di calcolo, oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa ed efficace del comportamento della struttura per il tipo di analisi svolta.

8.1.5 **Informazioni generali sull'elaborazione**

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale

8.1.6 **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura.

Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.).

In base a quando detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

8.2 PAC 16.0

8.2.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.
L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).
La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

8.2.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	PAC - Analisi e Calcolo Paratie
Versione	16.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - Loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	Itec Engineering srl
Licenza	AIU1496GH

8.2.3 Affidabilità dei codici di calcolo

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

8.2.4 Modalità di presentazione dei risultati

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

8.2.5 Informazioni generali sull'elaborazione

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

8.2.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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

8.3 MAX 15.0

8.3.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/07/2018.
La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite.
Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

8.3.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	15.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	ITEC Engineering S.r.l.
Licenza	AIU5579A3

8.3.3 Affidabilità dei codici di calcolo

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

8.3.4 Modalità di presentazione dei risultati

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

8.3.5 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in

forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

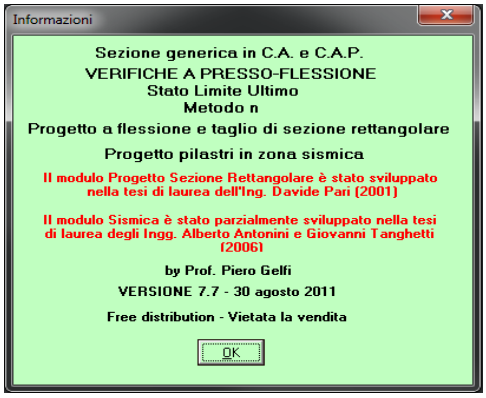
8.3.6 **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.
In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

8.4 V.C.A. S.L.U.

8.4.1 Tipo di analisi svolta

Il programma V.C.A. S.L.U. consente la Verifica di sezioni in Cemento Armato soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata, sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n. Permette inoltre di tracciare il Domino M-N, il diagramma Momento-Curvatura per la verifica di stabilità con il metodo della Colonna - Modello ed il Dominio M_x-M_y. La sezione può essere descritta mediante rettangoli, trapezi, coordinate. E' prevista la sezione circolare, anche cava e la sezione a poligono. Sono inoltre implementati il progetto della sezione rettangolare, nonché la verifica sismica di pilastri rettangolari o circolari secondo le prescrizioni dell'Eurocodice 8 (edizione 2005).
Il calcolo a flessione allo S.L.U. viene fatto discretizzando la sezione in calcestruzzo in un numero opportuno di regioni rettangolari, in ciascuna delle quali è supposta agire una tensione σ_c uniforme, corrispondente alla deformazione ε_c associata alla sua fibra baricentrica. I legami tensione-deformazione σ-ε adottati per i materiali sono quelli indicati nel NTC2018 (parabola rettangolo per il calcestruzzo e legame elastico-perfettamente plastico per l'acciaio).
Il momento resistente (momento ultimo), corrispondente ad un valore nullo dell'azione assiale, è quindi determinato dopo aver calcolato la curvatura che, in condizioni di deformazione limite del calcestruzzo o dell'acciaio, soddisfa l'equilibrio alla traslazione.



La versione è stata aggiornata alle prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14-1-2008; *il calcolo della resistenza a flessione è valido anche per il D.M. 17/01/2018, in quanto i coefficienti di sicurezza sono i medesimi di quelli della precedente normativa, e comunque possono essere personalizzati dall'utente*. In particolare è stato aggiornato il modulo Progetto Sez. Rett., aggiungendo la verifica a taglio con il metodo del traliccio ad inclinazione variabile e migliorando il progetto dell'armatura a flessione allo SLU. È stato inoltre aggiunto il modulo Sismica per la verifica dei pilastri rettangolari e circolari in zona sismica, con controllo delle prescrizioni sui dettagli costruttivi secondo le NTC e l'Eurocodice 8. I nuovi moduli sono stati sviluppati in alcune tesi di laurea come indicato nell'immagine riportata sopra, documenti pubblici e ritenuti validi a livello scientifico.

8.4.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo V.C.A. S.L.U.
Versione 7.1

Produttore Prof. Ing. Piero Gelfi
Utente ITEC Engineering S.r.l.

8.4.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Per il software, al seguente indirizzo http://gelfi.unibs.it/software/programmi_studenti.html è disponibile la seguente documentazione:

- Premesse e basi teoriche, algoritmi impiegati, campi di impiego del codice di calcolo;
- Casistica relativa a controlli e riscontri con soluzioni note, esempi di validazione risolti e commentati;
- Disponibilità dei files di input degli esempi di validazione svolti;
- Autodiagnostica del codice atta a segnalare incompatibilità tra i dati e difficoltà numeriche in fase di elaborazione;
- Capacità del codice di fornire sintetiche rappresentazioni dei risultati salienti, anche intermedi, per consentire un rapido controllo dei dati di uscita.

Quanto detto consente di ritenere il codice di calcolo sufficientemente affidabile.

8.4.4 Modalità di presentazione dei risultati

L'output dei risultati permette una controverifica immediata dei risultati ottenuti mediante schemi semplificati della scienza delle costruzioni, che qualitativamente conducono alle medesime valutazioni. I risultati sono riproducibili sia in formato numerico che in formato grafico, permettendo così l'eventuale individuazione di incongruenze.

8.4.5 Informazioni generali sull'elaborazione

I legami σ-ε dei materiali, adottati per le verifiche allo Stato Limite Ultimo, sono quelli indicati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/1/2008 e D.M. 17/01/2018) e dall'Eurocodice 2 (parabola rettangolo per il calcestruzzo e legame elastico-perfettamente plastico per l'acciaio). I valori dei parametri f_{cd}, ε_{c2}, ε_{cu}, f_{yd}, ε_{yd} compaiono nel form e possono essere cambiati. La deformazione ultima dell'acciaio ε_{su} è impostata sul valore convenzionale 10‰ per la verifica secondo il DM 1996, e sul valore ε_{ud}=67.5‰ per la verifica secondo il DM 2008/2018. Il valore della deformazione ultima dell'acciaio, che può comunque essere cambiato, non influenza normalmente le verifiche di resistenza.

8.4.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

La scelta del codice è motivata dalla possibilità di modellare diverse geometrie della sezione resistente. I risultati sono stati confrontati con quelli ottenuti da calcoli eseguiti con schemi semplificati della scienza delle costruzioni, i quali hanno confermato la validità del tipo di modellazione e di schematizzazione adottati.

ALLEGATO

TABULATI DI CALCOLO MURO D'ARGINE – SEZ.8

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilitàdei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l' esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

Richiami teorici

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:
- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.
Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valodi di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.
I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ. In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:
- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.
La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.
Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.
Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \qquad \beta' = \beta + \theta$$

dove θ = arctg(k_h/(1±k_v)) essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h.
In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w}\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Detta *S* la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente *A* vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta\cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente *A* si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ.
Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente *A* viene posto pari a 1.
Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.
Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \qquad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove *W* è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.
Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r.
Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta *S*, dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.
Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.
La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta *N* la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

Nel caso di fondazione con dente, viene calcolata la resistenza passiva sviluppatasi lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, inclinato dell'angolo ρ (rispetto all'orizzontale). Tale cuneo viene individuato attraverso un procedimento iterativo. In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale. Detta *N* la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, *Q* l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, S_p la resistenza passiva, L_c l'ampiezza del cuneo e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = (N - Q) \tan \delta_f S_p + c_a L_r$$

con

$$L_r = B_r - L_c$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 percento.
Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f, diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normaledella risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q. Cioè, detto Q_u, il carico limite ed *R* la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

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

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:
c coesione del terreno in fondazione
ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione
γ peso di volume del terreno in fondazione
B larghezza della fondazione
D profondità del piano di posa
q pressione geostatica alla quota del piano di posa
N fattori di capacità portante
d fattori di profondità del piano di posa
i fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$	$N_q = e^{\pi \tan\varphi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\varphi)$
Fattori di forma	$\varphi = 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\varphi > 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\varphi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B}\sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\varphi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B}\sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B}\sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B}\sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\varphi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta°}{90°}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta°}{90°}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\varphi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta°}{90°}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta°}{90°}\right)^2$	$i_g = \left(1 - \frac{\theta°}{\varphi°}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0\frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume (0.5 B γ N_γ) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 + 0.25 \log\frac{B}{2{,}0}$$

Il termine sul peso di volume diventa:

$$0.5 B \gamma N_\gamma r_\gamma$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro.Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 25.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^{n}\left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i)\tan\varphi_i}{m}\right]}{\sum_{i=0}^{n} W_i \sin\alpha_i}$$

dove il termine *m* è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan\varphi_i \tan\alpha_i}{\eta}\right)\cos\alpha_i$$

In questa espressione *n* è il numero delle strisce considerate, *b_i* e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, *W_i* è il peso della striscia i_{esima} , *c_i* e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed *u_i* è la pressione neutra lungo la base della striscia.
L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine *m* che è funzione di η. Quindi essa viene risolta per successive approsimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di *m* ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n° Indice materiale
Descr Descrizione del materiale
Calcestruzzo armato
C Classe di resistenza del cls
A Classe di resistenza dell'acciaio
γ Peso specifico, espresso in [kN/mc]
R_{ck} Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kPa]
E Modulo elastico, espresso in [kPa]
ν Coeff. di Poisson
n Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc Coeff. di omogenizzazione cls teso/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ	R_{ck}	E	ν	n	ntc
				[kN/mc]	*[kPa]*	*[kPa]*			
1	C30/37	C30/37	B450C	24,5170	35000	32587986	0.30	15.00	0.50
2	Materiale tiranti	Rck 250	Precomp	24,5170	24517	30073438	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f_{yk}	f_{uk}
	[kPa]	*[kPa]*
B450C	450000	540000

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n° numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X	Y	A
	[m]	*[m]*	*[°]*
1	0,00	-0,20	0.000
2	10,00	-0,20	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Falda

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n° numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X	Y	A
	[m]	*[m]*	*[°]*
1	-6,00	-3,00	0.000
2	10,00	-3,00	0.000

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro	10,00	[m]
Paramento		
Materiale	C30/37	
Altezza paramento	3,50	[m]
Altezza paramento libero	3,00	[m]
Spessore in sommità	0,35	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,35	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]
Fondazione		
Materiale	C30/37	
Lunghezza mensola di valle	0,50	[m]
Lunghezza mensola di monte	1,80	[m]
Lunghezza totale	2,65	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,50	[m]
Spessore magrone	0,00	[m]
Sperone		
Posizione	Valle	
Distanza dal tacco della fondazione	2,25	[m]
Altezza	0,50	[m]
Spessore	0,40	[m]

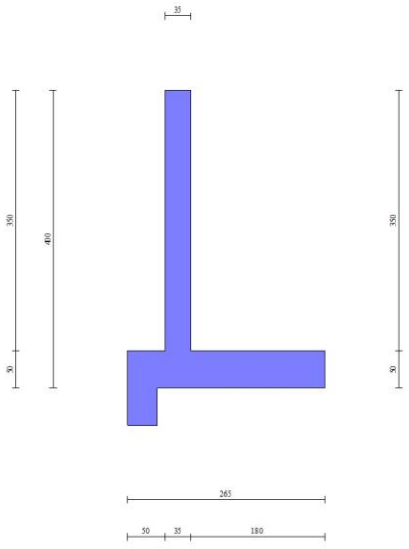


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c Coesione espressa in [kPa]
c_a Adesione terra-muro espressa in [kPa]
Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix
Cesp Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
τ_l Tensione tangenziale limite, espressa in [kPa]

n°	Descr	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca	Cesp	τ_l	
		[kN/mc]	*[kN/mc]*	*[°]*	*[°]*	*[kPa]*	*[kPa]*		*[kPa]*	
1	Orizzonte R	19,0000	19,0000	22.000	14.670	5	0	---	---	
2	Orizzonte A	19,5000	19,5000	32.000	21.330	0	0	---	---	
3	Orizzonte B+C	20,0000	21,0000	38.000	25.330	0	0	---	---	
4	Orizzonte SR	24,0000	24,0000	31.000	20.670	125	0	---	---	

Stratigrafia

Simbologia adottata

n° Indice dello strato
H Spessore dello strato espresso in [m]
α Inclinazione espressa in [°]
Terreno Terreno dello strato
Per calcolo pali (solo se presenti)
Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm^2/cm
Ks Coefficiente di spinta
Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')
K_{sta}, K_{sis} Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H	α	Terreno	Kw	Ks	Cesp	K_{sta}	K_{sis}
	[m]	*[°]*		*[Kg/cm^3]*				
1	2,00	0.000	Orizzonte R	---	---	---	---	---
2	3,00	0.000	Orizzonte A	---	---	---	---	---
3	9,00	0.000	Orizzonte B+C	---	---	---	---	---
4	10,00	0.000	Orizzonte SR	---	---	---	---	---

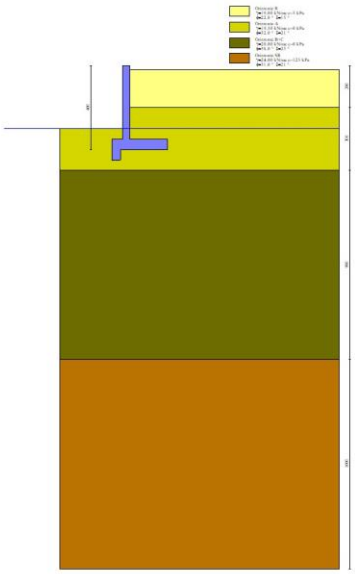


Fig. 2 - Stratigrafia

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.
X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M Momento espresso in [kNm]
X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kN]
Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Traffico Cat.G) - VARIABILE
Coeff. di combinazione Ψ_0=0.70 - Ψ_1=0.50 - Ψ_2=0.30

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	*[kN]*	*[kN]*	*[kNm]*	*[m]*	*[m]*	*[kN]*	*[kN]*
1	Distribuito					0,00	4,00	20,0000	20,0000

Condizione n° 2 (Piena T200) - ECCEZIONALE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
			[m]	*[kN]*	*[kN]*	*[kNm]*	*[m]*	*[m]*	*[kN]*	*[kN]*
1	Distribuito	Paramento					-3,00	-0,40	-26,0000	0,0000
2	Distribuito	Paramento					-3,00	-0,39	-5,0000	-5,0000

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unita di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltameno	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:
- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + ...$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + ...$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + ...$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + ...$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + ...$$

- Combinazione eccezzionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali Ad:

$$G_1 + G_2 + A_d + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + ...$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili.par I valori dei coeff. γ_G e γ_Q, sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Piena T200	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Piena T200	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Piena T200	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Piena T200	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Piena T200	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - EQU (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Piena T200	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.00	0.30	Sfavorevole
Piena T200	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.00	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.00	0.30	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Piena T200	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Piena T200	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Piena T200	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - SLEQ H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico Cat.G	1.00	0.30	Sfavorevole

Dati sismici

Comune	Quiliano
Provincia	Savona
Regione	Liguria
Latitudine	44.293520
Longitudine	8.413669
Indice punti di interpolazione	17354 - 17355 - 17133 - 17132
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s^2]		0.560	0.241
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.057	0.025
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.611	2.542
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.306	0.187
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.500	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	1.000	8.565	4.283
Ultimo - Ribaltamento	1.000	8.565	4.283
Esercizio	1.000	3.688	1.844

Nel calcolo non è stato portato in conto il sisma verticale
Forma diagramma incremento sismico **Rettangolare**

Opzioni di calcolo

Spinta
Metodo di calcolo della spinta Culmann
Tipo di spinta Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità NO
Superficie di spinta limitata NO

Capacità portante
Metodo di calcolo della portanza Meyerhof
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Meyerhof
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento) Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_\gamma$) Larghezza ridotta (B')
Fattori di forma e inclinazione del carico Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra
Stabilità globale
Metodo di calcolo della stabilità globale Bishop

Altro
Partecipazione spinta passiva terreno antistante 0.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione 50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni NO
Considera terreno sulla fondazione di valle NO
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO

Spostamenti
Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti
Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

	SLU	Eccezionale
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)
Paramento e fondazione muro

Verifiche strutturali nelle combinazioni SLD NO

Condizioni ambientali Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata SI

Verifica a fessurazione
Sensibilità armatura Poco sensibile
Metodo di calcolo aperture delle fessure NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Valori limite aperture delle fessure:
w_1=0.20
w_2=0.30
w_3=0.40

Verifica delle tensioni
Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	0.60 f_{ck}	0.80 f_{yk}
Frequente	1.00 f_{ck}	1.00 f_{yk}
Quasi permanente	0.45 f_{ck}	1.00 f_{yk}

Risultati per inviluppo

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
C_X, C_Y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
P_X, P_Y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V	I	C_X	C_Y	P_X	P_Y
		[kN]	*[°]*	*[kN]*	*[kN]*	*[m]*	*[m]*
1	Spinta statica	78,55	19,03	74,26	25,62	1,80	-2,44
	Peso/Inerzia muro			0,00	67,42/0,00	0,10	-2,90
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	168,21/0,00	0,90	-1,85
	Spinta falda da monte			6,37		1,80	-3,67
	Sottostinta della falda				33,78	0,48	-4,00
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Resistenza passiva sperone			-1,97			

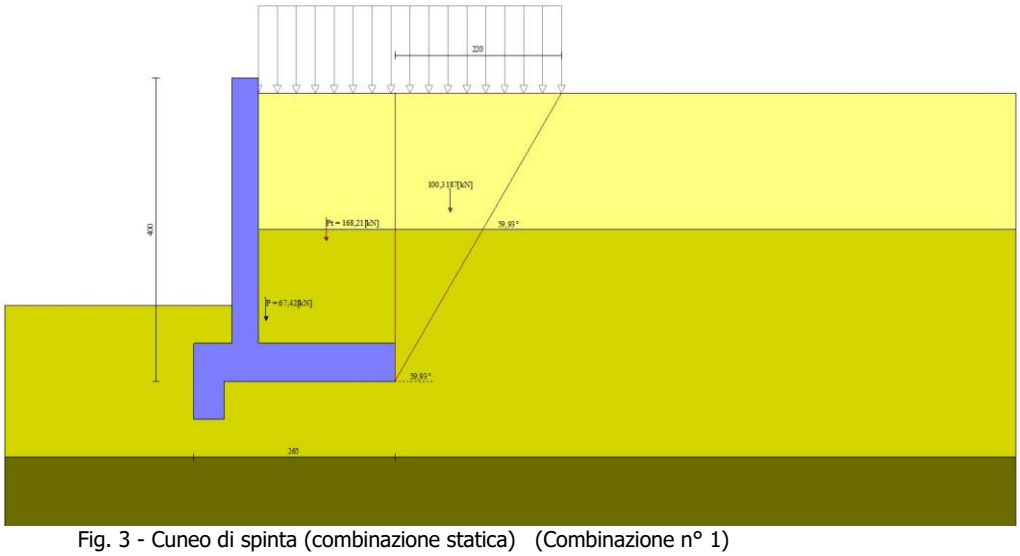


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

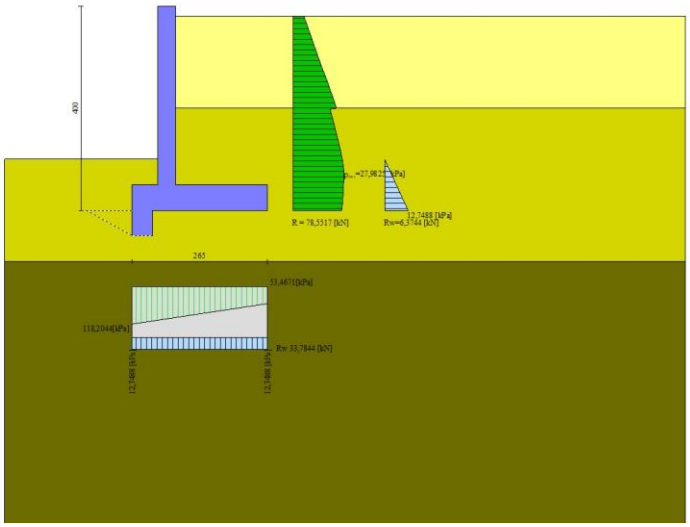


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS_{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS_{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS_{SCO}	FS_{RIB}	FS_{QLIM}	FS_{STAB}	FS_{HYD}	FS_{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.126		3.116			
2 - STR (A1-M1-R3)	H	1.167		3.986			
3 - STR (A1-M1-R3)		170.689		9.405			
4 - STR (A1-M1-R3)		1.390		3.314			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.292		3.415			
6 - STR (A1-M1-R3)		1.224		3.084			
7 - STR (A1-M1-R3)		226.062		7.147			
8 - STR (A1-M1-R3)		205.508		7.791			
9 - STR (A1-M1-R3)		191.244		8.464			
10 - GEO (A2-M2-R2)					1.272		
11 - GEO (A2-M2-R2)	H				1.482		
12 - GEO (A2-M2-R2)					1.499		
13 - EQU (A1-M1-R3)			2.616				
14 - EQU (A1-M1-R3)	H		2.712				
15 - EQU (A1-M1-R3)			4.235				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	
1 - STR (A1-M1-R3)	88,82	0,00	1,97	--	--	90,79	80,63	1.126

Dettagli verifica a scorrimento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ncss	Carico sul cuneo di spinta passiva, espresso in [kN]
ϕ_{Rp}	Angolo di rottura passivo, espresso in [°]
Nrpp	Carico residuo sul piano di posa, espresso in [kN]
Lr	Lunghezza base residua, espresso in [m]

n°	Ncss	ϕ_{Rp}	Nrpp	Lr
	[kN]		*[kN]*	*[m]*
1	0,00	29.000	227,46	2,65

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limie e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	*[kN]*	*[kN]*	
6 - STR (A1-M1-R3)	247,69	763,79	545,56	3.084

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, N_γ	Fattori di capacità portante

ic, iq, i_γ Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, d_γ Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, g_γ Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, b_γ Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, s_γ Fattori di forma della fondazione
pc, pq, p_γ Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
r_γ Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_\gamma$ viene moltiplicato per questo fattore
D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
ϕ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]
Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Nγ	ic iq iγ	dc dq dγ	gc gq gγ	bc bq bγ	sc sq sγ	pc pq pγ	Ir	Irc	Re	rγ
6	49.075 36.231 41.904	0.639 0.639 0.245	1.147 1.074 1.074	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.737	0.969

n°	D *[m]*	B' *[m]*	H *[m]*	γ *[°]*	ϕ *[kN/mc]*	c *[kPa]*
6	1,00	2,65	2,58	10,61	35.67	0

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms *[kNm]*	Mr *[kNm]*	FS
13 - EQU (A1-M1-R3)	426,55	163,04	2.616

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R Raggio, espresso in [m]
FS Fattore di sicurezza

Ic	C *[m]*	R *[m]*	FS
10 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 0,00	4,89	1.272

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
W peso della striscia espresso in [kN]
Qy carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W *[kN]*	Qy *[kN]*	Qf *[kN]*	b *[m]*	α *[°]*	ϕ *[°]*	c *[kPa]*	u *[kPa]*	Tx; Ty *[kN]*
1	5,40	9,12	0,00	3,89 - 0,35	77.776	17.912	4	0,0	
2	13,18	9,12	0,00	0,35	63.554	26.560	0	0,0	
3	17,32	9,12	0,00	0,35	55.324	26.560	0	0,0	
4	20,42	9,12	0,00	0,35	48.603	26.560	0	2,3	
5	22,88	9,12	0,00	0,35	42.699	26.560	0	5,8	
6	24,94	9,12	0,00	0,35	37.319	26.560	0	8,7	
7	27,46	9,12	0,00	0,35	32.305	26.560	0	11,1	
8	28,84	9,12	0,00	0,35	27.556	26.560	0	13,1	
9	29,98	9,12	0,00	0,35	23.006	26.560	0	14,7	
10	30,89	9,12	0,00	0,35	18.606	26.560	0	16,0	
11	31,60	9,12	0,00	0,35	14.318	26.560	0	17,0	
12	39,21	0,88	0,00	0,35	10.111	26.560	0	17,8	
13	14,64	0,00	0,00	0,35	5.958	26.560	0	18,3	
14	13,82	0,00	0,00	0,35	1.837	26.560	0	18,5	

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	*[kN]*	*[kN]*	*[m]*	*[°]*	*[°]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kN]*
15	12,90	0,00	0,00	0,35	-2.275	26.560	0	18,5	
16	12,72	0,00	0,00	0,35	-6.399	26.560	0	18,2	
17	12,36	0,00	0,00	0,35	-10.556	26.560	0	17,7	
18	11,82	0,00	0,00	0,35	-14.771	26.560	0	16,9	
19	11,09	0,00	0,00	0,35	-19.069	26.560	0	15,9	
20	10,15	0,00	0,00	0,35	-23.483	26.560	0	14,6	
21	8,99	0,00	0,00	0,35	-28.052	26.560	0	12,9	
22	7,58	0,00	0,00	0,35	-32.825	26.560	0	10,9	
23	5,87	0,00	0,00	0,35	-37.873	26.560	0	8,4	
24	3,81	0,00	0,00	0,35	-43.300	26.560	0	5,5	
25	1,28	0,00	0,00	-4,88 - 0,35	-48.109	26.560	0	1,9	

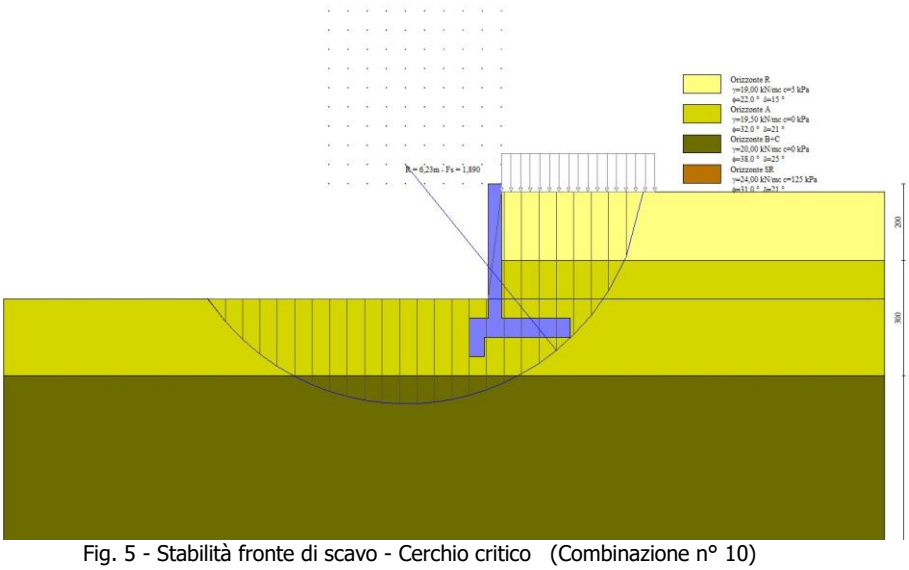


Fig. 5 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 10)

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Paramento

n°	X	N_{min}	N_{max}	T_{min}	T_{max}	M_{min}	M_{max}
	[m]	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kNm]*	*[kNm]*
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,10	0,84	1,09	0,00	0,07	0,00	0,00
3	-0,20	1,67	2,18	0,00	0,14	0,00	0,01
4	-0,29	2,51	3,26	0,00	0,59	0,00	0,04
5	-0,39	3,35	4,35	0,00	1,30	0,00	0,12
6	-0,40	3,43	4,46	-0,05	1,37	0,00	0,13
7	-0,50	4,29	5,58	-0,60	2,21	-0,03	0,31
8	-0,60	5,15	6,69	-1,25	3,14	-0,12	0,58
9	-0,70	6,01	7,81	-2,00	4,16	-0,29	0,94
10	-0,80	6,86	8,92	-2,85	5,28	-0,53	1,41
11	-0,90	7,72	10,04	-3,75	6,50	-0,86	2,00
12	-1,00	8,58	11,16	-4,66	7,81	-1,28	2,71
13	-1,10	9,44	12,27	-5,57	9,22	-1,79	3,56
14	-1,20	10,30	13,39	-6,49	10,72	-2,39	4,56
15	-1,30	11,16	14,50	-7,41	12,33	-3,09	5,71
16	-1,40	12,01	15,62	-8,34	14,03	-3,88	7,03
17	-1,50	12,87	16,73	-9,27	15,82	-4,76	8,52
18	-1,60	13,73	17,85	-10,20	17,72	-5,73	10,20
19	-1,70	14,59	18,96	-11,14	19,71	-6,80	12,07
20	-1,80	15,45	20,08	-12,08	21,79	-7,96	14,14
21	-1,90	16,30	21,19	-13,02	23,97	-9,21	16,43
22	-2,00	17,16	22,31	-13,97	26,25	-10,56	18,94
23	-2,10	18,02	23,43	-14,95	28,23	-12,01	21,66
24	-2,20	18,88	24,54	-15,97	30,23	-13,55	24,59
25	-2,30	19,74	25,66	-17,02	32,29	-15,20	27,71
26	-2,40	20,59	26,77	-18,12	34,43	-16,96	31,05
27	-2,50	21,45	27,89	-19,24	36,62	-18,83	34,60
28	-2,60	22,31	29,00	-20,40	38,88	-20,81	38,37
29	-2,70	23,17	30,12	-21,60	41,21	-22,91	42,38

n°	X	Nmin	Nmax	Tmin	Tmax	Mmin	Mmax
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
30	-2,80	24,03	31,23	-22,83	43,60	-25,13	46,62
31	-2,90	24,88	32,35	-24,10	46,05	-27,47	51,10
32	-3,00	25,74	33,47	-25,41	48,56	-29,95	55,83
33	-3,10	26,60	34,58	-23,56	51,19	-32,40	60,82
34	-3,20	27,46	35,70	-21,54	53,98	-34,66	66,07
35	-3,30	28,32	36,81	-19,36	56,93	-36,70	71,62
36	-3,40	29,18	37,93	-17,02	60,05	-38,52	77,47
37	-3,50	30,03	39,04	-14,61	63,32	-40,10	83,63

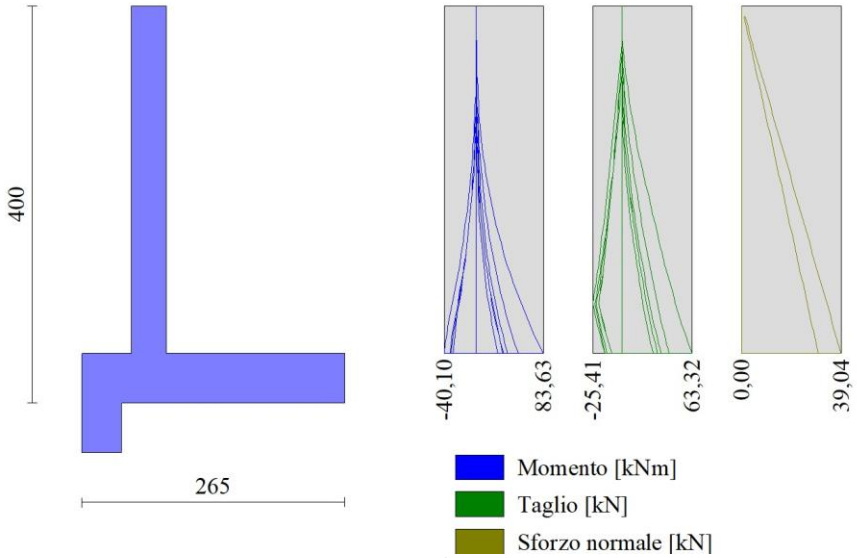


Fig. 6 - Paramento

Fondazione

n°	X	Nmin	Nmax	Tmin	Tmax	Mmin	Mmax
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	-0,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,75	0,00	0,00	-1,59	11,26	-0,08	0,56
3	-0,65	0,00	0,00	-2,65	22,33	-0,30	2,25
4	-0,55	0,00	0,00	-3,21	33,19	-0,60	5,02
5	-0,45	0,00	0,00	-3,24	43,86	-0,92	8,88
6	-0,35	0,00	0,00	-1,17	55,92	-1,15	13,87
7	0,00	0,00	0,00	-65,77	40,15	-71,07	65,80
8	0,10	0,00	0,00	-64,20	43,11	-64,57	61,63
9	0,20	0,00	0,00	-62,37	45,46	-58,24	57,20
10	0,30	0,00	0,00	-60,31	47,19	-52,15	52,56
11	0,40	0,00	0,00	-58,00	48,32	-46,38	47,78
12	0,50	0,00	0,00	-55,44	48,83	-40,82	42,92
13	0,60	0,00	0,00	-52,64	48,74	-35,48	38,03
14	0,70	0,00	0,00	-49,60	48,03	-30,41	33,19
15	0,80	0,00	0,00	-46,35	46,72	-25,62	28,45
16	0,90	0,00	0,00	-43,04	44,79	-21,14	23,87
17	1,00	0,00	0,00	-39,42	42,26	-17,02	19,51
18	1,10	0,00	0,00	-35,52	39,11	-13,27	15,43
19	1,20	0,00	0,00	-31,32	35,36	-9,92	11,71
20	1,30	0,00	0,00	-26,84	30,99	-7,01	8,38
21	1,40	0,00	0,00	-22,05	26,01	-4,57	5,53
22	1,50	0,00	0,00	-16,98	20,42	-2,61	3,20
23	1,60	0,00	0,00	-11,61	14,23	-1,18	1,46
24	1,70	0,00	0,00	-5,95	7,42	-0,30	0,38
25	1,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

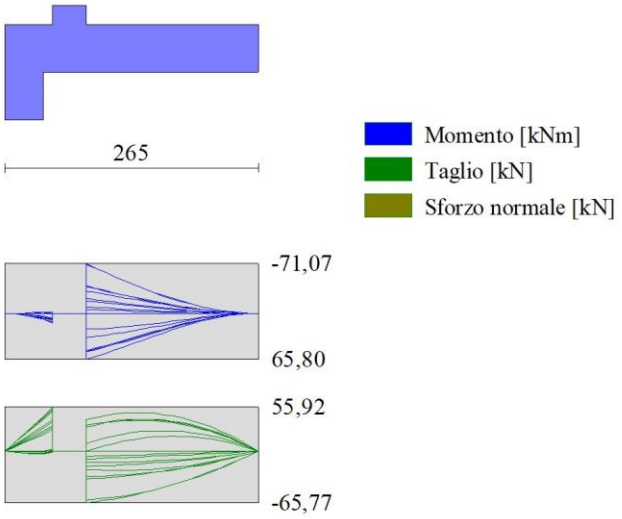


Fig. 7 - Fondazione

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
Mu	momento ultimi espresso in [kNm]
Nu	sforzo normale ultimo espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	35	8,04	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
2	100	35	8,04	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
3	100	35	8,04	8,04	0,01	1,67	43,75	5238,68	3130.772
4	100	35	8,04	8,04	0,03	3,26	42,57	5238,68	1605.524
5	100	35	8,04	8,04	0,12	4,35	141,60	5238,68	1204.143
6	100	35	8,04	8,04	0,13	4,46	151,71	5169,65	1158.569
7	100	35	8,04	8,04	0,31	5,58	237,93	4291,25	769.370
8	100	35	8,04	8,04	0,58	6,69	291,63	3391,34	506.688
9	100	35	8,04	8,04	0,94	6,01	290,10	1854,84	308.797
10	100	35	8,04	8,04	1,41	6,86	226,22	1100,96	160.378
11	100	35	8,04	8,04	2,00	7,72	183,20	707,96	91.671
12	100	35	8,04	8,04	2,71	8,58	155,95	493,28	57.485
13	100	35	8,04	8,04	3,56	9,44	140,38	371,86	39.396
14	100	35	8,04	8,04	4,56	10,30	130,49	294,68	28.617
15	100	35	8,04	8,04	5,71	11,16	123,68	241,56	21.654
16	100	35	8,04	8,04	7,03	12,01	118,73	202,93	16.892
17	100	35	8,04	8,04	8,52	12,87	114,98	173,70	13.495
18	100	35	8,04	8,04	10,20	13,73	112,06	150,88	10.990
19	100	35	8,04	8,04	12,07	14,59	109,72	132,64	9.092
20	100	35	8,04	8,04	14,14	15,45	107,81	117,76	7.624
21	100	35	8,04	8,04	16,43	16,30	106,20	105,39	6.464
22	100	35	8,04	8,04	18,94	17,16	104,74	94,91	5.530
23	100	35	8,04	8,04	21,66	18,02	103,51	86,10	4.778
24	100	35	8,04	8,04	24,59	18,88	102,48	78,69	4.168
25	100	35	8,04	8,04	27,71	19,74	101,60	72,36	3.666
26	100	35	8,04	8,04	31,05	20,59	100,84	66,89	3.248
27	100	35	8,04	8,04	34,60	21,45	100,17	62,11	2.895
28	100	35	8,04	8,04	38,37	22,31	99,59	57,90	2.595
29	100	35	8,04	8,04	42,38	23,17	99,07	54,16	2.338
30	100	35	8,04	8,04	46,62	24,03	98,60	50,82	2.115
31	100	35	8,04	8,04	51,10	24,88	98,19	47,81	1.921

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
32	100	35	8,04	8,04	55,83	25,74	97,81	45,10	1.752
33	100	35	8,04	8,04	60,82	26,60	97,46	42,63	1.603
34	100	35	8,04	8,04	66,07	27,46	97,15	40,37	1.470
35	100	35	8,04	8,04	71,62	28,32	96,86	38,30	1.352
36	100	35	8,04	8,04	77,47	29,18	96,59	36,38	1.247
37	100	35	8,04	8,04	83,63	30,03	96,35	34,60	1.152

Fondazione

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
1	100	50	8,04	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
2	100	50	8,04	8,04	0,56	0,00	135,91	0,00	240.638
3	100	50	8,04	8,04	2,25	0,00	135,91	0,00	60.515
4	100	50	8,04	8,04	5,02	0,00	135,91	0,00	27.055
5	100	50	8,04	8,04	8,88	0,00	135,91	0,00	15.309
6	100	50	8,04	8,04	13,87	0,00	135,91	0,00	9.800
7	100	50	8,04	8,04	-71,07	0,00	-135,91	0,00	1.912
8	100	50	8,04	8,04	-64,57	0,00	-135,91	0,00	2.105
9	100	50	8,04	8,04	-58,24	0,00	-135,91	0,00	2.334
10	100	50	8,04	8,04	52,56	0,00	135,91	0,00	2.586
11	100	50	8,04	8,04	47,78	0,00	135,91	0,00	2.845
12	100	50	8,04	8,04	42,92	0,00	135,91	0,00	3.167
13	100	50	8,04	8,04	38,03	0,00	135,91	0,00	3.573
14	100	50	8,04	8,04	33,19	0,00	135,91	0,00	4.095
15	100	50	8,04	8,04	28,45	0,00	135,91	0,00	4.778
16	100	50	8,04	8,04	23,87	0,00	135,91	0,00	5.695
17	100	50	8,04	8,04	19,51	0,00	135,91	0,00	6.967
18	100	50	8,04	8,04	15,43	0,00	135,91	0,00	8.806
19	100	50	8,04	8,04	11,71	0,00	135,91	0,00	11.611
20	100	50	8,04	8,04	8,38	0,00	135,91	0,00	16.212
21	100	50	8,04	8,04	5,53	0,00	135,91	0,00	24.586
22	100	50	8,04	8,04	3,20	0,00	135,91	0,00	42.459
23	100	50	8,04	8,04	1,46	0,00	135,91	0,00	92.875
24	100	50	8,04	8,04	0,38	0,00	135,91	0,00	361.452
25	100	50	8,04	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000

Sperone

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
1	100	40	8,04	8,04	26,89	0,00	106,10	0,00	3.946

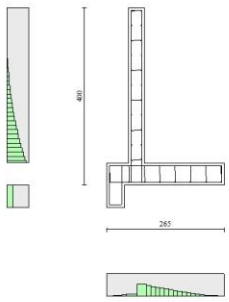


Fig. 8 - Paramento (Inviluppo)

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

Is	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]

H altezza sezione espressa in [cm]
A_{sw} area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotgθ inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V_{Rcd} resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V_{Rsd} resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V_{Rd} resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A_{sw}>0.0) V_{Rd}=min(V_{Rcd}, V_{Rsd}).
T taglio agente espressa in [kN]
FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B	H	A_{sw}	cotθ	V_{Rcd}	V_{Rsd}	V_{Rd}	T	FS
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*		*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	
1	100	35	0,00	--	0,00	0,00	164,49	0,00	100.000
2	100	35	0,00	--	0,00	0,00	164,60	0,07	2296.995
3	100	35	0,00	--	0,00	0,00	164,71	0,14	1149.248
4	100	35	0,00	--	0,00	0,00	164,81	0,59	280.679
5	100	35	0,00	--	0,00	0,00	164,92	1,30	127.195
6	100	35	0,00	--	0,00	0,00	164,93	1,37	119.985
7	100	35	0,00	--	0,00	0,00	165,04	2,21	74.775
8	100	35	0,00	--	0,00	0,00	165,15	3,14	52.680
9	100	35	0,00	--	0,00	0,00	165,26	4,16	39.739
10	100	35	0,00	--	0,00	0,00	165,37	5,28	31.328
11	100	35	0,00	--	0,00	0,00	165,48	6,50	25.477
12	100	35	0,00	--	0,00	0,00	165,60	7,81	21.206
13	100	35	0,00	--	0,00	0,00	165,71	9,22	17.975
14	100	35	0,00	--	0,00	0,00	165,82	10,72	15.461
15	100	35	0,00	--	0,00	0,00	165,93	12,33	13.459
16	100	35	0,00	--	0,00	0,00	166,04	14,03	11.837
17	100	35	0,00	--	0,00	0,00	166,15	15,82	10.500
18	100	35	0,00	--	0,00	0,00	166,26	17,72	9.384
19	100	35	0,00	--	0,00	0,00	166,37	19,71	8.442
20	100	35	0,00	--	0,00	0,00	166,48	21,79	7.639
21	100	35	0,00	--	0,00	0,00	166,59	23,97	6.948
22	100	35	0,00	--	0,00	0,00	166,70	26,25	6.349
23	100	35	0,00	--	0,00	0,00	166,81	28,23	5.909
24	100	35	0,00	--	0,00	0,00	166,92	30,23	5.522
25	100	35	0,00	--	0,00	0,00	167,03	32,29	5.172
26	100	35	0,00	--	0,00	0,00	167,14	34,43	4.855
27	100	35	0,00	--	0,00	0,00	167,25	36,62	4.567
28	100	35	0,00	--	0,00	0,00	167,36	38,88	4.304
29	100	35	0,00	--	0,00	0,00	167,47	41,21	4.064
30	100	35	0,00	--	0,00	0,00	167,58	43,60	3.844
31	100	35	0,00	--	0,00	0,00	167,69	46,05	3.641
32	100	35	0,00	--	0,00	0,00	167,80	48,56	3.455
33	100	35	0,00	--	0,00	0,00	167,91	51,19	3.280
34	100	35	0,00	--	0,00	0,00	168,02	53,98	3.113
35	100	35	0,00	--	0,00	0,00	168,13	56,93	2.953
36	100	35	0,00	--	0,00	0,00	168,24	60,05	2.802
37	100	35	0,00	--	0,00	0,00	168,35	63,32	2.659

Fondazione

n°	B	H	A_{sw}	cotθ	V_{Rcd}	V_{Rsd}	V_{Rd}	T	FS
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*		*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	
1	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	0,00	100.000
2	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-11,26	17.560
3	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-22,33	8.858
4	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-33,19	5.958
5	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-43,86	4.509
6	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-55,92	3.537
7	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-65,77	3.007
8	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-64,20	3.081
9	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-62,37	3.171
10	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-60,31	3.279
11	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-58,00	3.410
12	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-55,44	3.567
13	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-52,64	3.757
14	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	-49,60	3.987
15	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	46,72	4.233
16	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	44,79	4.415
17	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	42,26	4.680
18	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	39,11	5.056
19	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	35,36	5.594
20	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	30,99	6.382
21	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	26,01	7.603
22	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	20,42	9.683
23	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	14,23	13.901
24	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	7,42	26.659
25	100	50	0,00	--	0,00	0,00	197,77	0,00	100.000

Sperone

n°	B	H	A_{sw}	cotθ	V_{Rcd}	V_{Rsd}	V_{Rd}	T	FS
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*		*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	
1	100	40	0,00	--	0,00	0,00	176,22	80,63	2.185

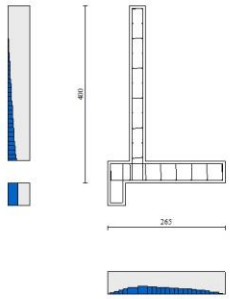


Fig. 9 - Paramento (Inviluppo)

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espresso in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori, espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kN]
σc	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
σfi	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
σfs	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	17430	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360000	[kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kN]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kPa]*
1	100	35	8,04	8,04	0,00	0,00	0 (17)	0 (17)	0 (17)
2	100	35	8,04	8,04	0,00	0,84	2 (17)	34 (17)	34 (17)
3	100	35	8,04	8,04	0,00	1,67	4 (17)	67 (17)	67 (17)
4	100	35	8,04	8,04	0,02	2,51	7 (20)	96 (17)	108 (20)
5	100	35	8,04	8,04	0,07	3,35	12 (20)	114 (17)	166 (20)
6	100	35	8,04	8,04	0,08	3,43	13 (20)	115 (17)	173 (20)
7	100	35	8,04	8,04	0,14	4,29	18 (20)	116 (17)	237 (20)
8	100	35	8,04	8,04	0,19	5,15	25 (17)	122 (20)	314 (17)
9	100	35	8,04	8,04	0,20	6,01	34 (17)	151 (20)	424 (17)
10	100	35	8,04	8,04	0,17	6,86	49 (17)	201 (20)	576 (17)
11	100	35	8,04	8,04	0,92	7,72	73 (17)	468 (17)	785 (17)
12	100	35	8,04	8,04	1,27	8,58	107 (17)	1271 (17)	1039 (17)
13	100	35	8,04	8,04	1,71	9,44	152 (17)	2558 (17)	1317 (17)
14	100	35	8,04	8,04	2,24	10,30	206 (17)	4327 (17)	1611 (17)
15	100	35	8,04	8,04	2,86	11,16	269 (17)	6579 (17)	1923 (17)
16	100	35	8,04	8,04	3,58	12,01	342 (17)	9331 (17)	2256 (17)
17	100	35	8,04	8,04	4,41	12,87	426 (17)	12606 (17)	2615 (17)
18	100	35	8,04	8,04	-2,68	13,73	521 (17)	16434 (17)	4505 (20)
19	100	35	8,04	8,04	-3,43	14,59	629 (17)	20847 (17)	7275 (20)
20	100	35	8,04	8,04	-4,28	15,45	750 (17)	25878 (17)	10574 (20)
21	100	35	8,04	8,04	-5,24	16,30	884 (17)	31559 (17)	14389 (20)
22	100	35	8,04	8,04	-6,29	17,16	1033 (17)	37924 (17)	18720 (20)
23	100	35	8,04	8,04	-7,46	18,02	1196 (17)	44977 (17)	23554 (20)
24	100	35	8,04	8,04	-8,72	18,88	1374 (17)	52701 (17)	28878 (20)
25	100	35	8,04	8,04	-10,10	19,74	1566 (17)	61117 (17)	34716 (20)
26	100	35	8,04	8,04	-11,59	20,59	1774 (17)	70250 (17)	41094 (20)
27	100	35	8,04	8,04	-13,19	21,45	1998 (17)	80122 (17)	48037 (20)
28	100	35	8,04	8,04	-14,93	22,31	2237 (17)	90758 (17)	55572 (20)

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kN]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kPa]*
29	100	35	8,04	8,04	-16,80	23,17	2494 (17)	102180 (17)	63726 (20)
30	100	35	8,04	8,04	-18,80	24,03	2767 (17)	114412 (17)	72525 (20)
31	100	35	8,04	8,04	-20,95	24,88	3059 (17)	127477 (17)	81998 (20)
32	100	35	8,04	8,04	-23,25	25,74	3369 (17)	141396 (17)	92172 (20)
33	100	35	8,04	8,04	-25,55	26,60	3697 (17)	156196 (17)	102341 (20)
34	100	35	8,04	8,04	-27,69	27,46	4046 (17)	171931 (17)	111740 (20)
35	100	35	8,04	8,04	-29,64	28,32	4415 (17)	188662 (17)	120313 (20)
36	100	35	8,04	8,04	-31,41	29,18	4808 (17)	206444 (17)	128005 (20)
37	100	35	8,04	8,04	-32,97	30,03	5223 (17)	225337 (17)	134763 (20)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 17430 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kN]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kPa]*
1	100	50	8,04	8,04	0,00	0,00	0 (17)	0 (17)	0 (17)
2	100	50	8,04	8,04	-0,07	0,00	19 (17)	1149 (17)	218 (20)
3	100	50	8,04	8,04	-0,26	0,00	76 (17)	4578 (17)	796 (20)
4	100	50	8,04	8,04	-0,52	0,00	171 (17)	10261 (17)	1586 (20)
5	100	50	8,04	8,04	-0,80	0,00	303 (17)	18170 (17)	2439 (20)
6	100	50	8,04	8,04	-1,00	0,00	474 (17)	28465 (17)	3021 (20)
7	100	50	8,04	8,04	52,88	0,00	2669 (20)	160326 (20)	64933 (17)
8	100	50	8,04	8,04	49,53	0,00	2500 (20)	150177 (20)	59210 (17)
9	100	50	8,04	8,04	45,97	0,00	2321 (20)	139380 (20)	53592 (17)
10	100	50	8,04	8,04	42,25	0,00	2133 (20)	128084 (20)	48107 (17)
11	100	50	8,04	8,04	38,40	0,00	1939 (20)	116439 (20)	42782 (17)
12	100	50	8,04	8,04	34,50	0,00	1741 (20)	104592 (20)	37644 (17)
13	100	50	8,04	8,04	30,57	0,00	1543 (20)	92692 (20)	32718 (17)
14	100	50	8,04	8,04	26,68	0,00	1347 (20)	80889 (20)	28033 (17)
15	100	50	8,04	8,04	22,87	0,00	1154 (20)	69332 (20)	23614 (17)
16	100	50	8,04	8,04	19,19	0,00	968 (20)	58168 (20)	19489 (17)
17	100	50	8,04	8,04	15,68	0,00	792 (20)	47548 (20)	15685 (17)
18	100	50	8,04	8,04	12,41	0,00	626 (20)	37620 (20)	12228 (17)
19	100	50	8,04	8,04	9,41	0,00	475 (20)	28532 (20)	9144 (17)
20	100	50	8,04	8,04	6,74	0,00	340 (20)	20434 (20)	6462 (17)
21	100	50	8,04	8,04	4,44	0,00	224 (20)	13475 (20)	4207 (17)
22	100	50	8,04	8,04	2,57	0,00	130 (20)	7803 (20)	2407 (17)
23	100	50	8,04	8,04	1,18	0,00	59 (20)	3567 (20)	1088 (17)
24	100	50	8,04	8,04	0,30	0,00	15 (20)	917 (20)	276 (17)
25	100	50	8,04	8,04	0,00	0,00	0 (17)	0 (17)	0 (17)

Sperone

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 17430 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kN]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kPa]*
1	100	40	8,04	8,04	-3,99	0,00	1433 (17)	73956 (17)	15817 (20)

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 29050 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kN]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kPa]*
1	100	35	8,04	8,04	0,00	0,00	0 (18)	0 (18)	0 (18)
2	100	35	8,04	8,04	0,00	0,84	2 (18)	34 (18)	34 (18)
3	100	35	8,04	8,04	0,00	1,67	4 (18)	67 (18)	67 (18)
4	100	35	8,04	8,04	0,02	2,51	7 (21)	101 (18)	108 (21)
5	100	35	8,04	8,04	0,07	3,35	12 (21)	134 (18)	166 (21)
6	100	35	8,04	8,04	0,08	3,43	13 (21)	138 (18)	173 (21)
7	100	35	8,04	8,04	0,14	4,29	18 (21)	172 (18)	237 (21)
8	100	35	8,04	8,04	0,19	5,15	22 (21)	203 (18)	291 (21)
9	100	35	8,04	8,04	0,20	6,01	25 (21)	230 (18)	330 (21)
10	100	35	8,04	8,04	0,17	6,86	26 (21)	248 (18)	350 (21)
11	100	35	8,04	8,04	0,08	7,72	26 (18)	274 (21)	364 (18)
12	100	35	8,04	8,04	-0,07	8,58	33 (18)	378 (21)	440 (18)
13	100	35	8,04	8,04	-0,30	9,44	41 (18)	514 (21)	535 (18)
14	100	35	8,04	8,04	-0,61	10,30	55 (21)	686 (21)	651 (18)
15	100	35	8,04	8,04	-0,99	11,16	78 (21)	920 (21)	794 (18)
16	100	35	8,04	8,04	-1,47	12,01	118 (21)	1250 (21)	987 (18)

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kN]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kPa]*
17	100	35	8,04	8,04	-2,03	12,87	174 (21)	1628 (21)	2319 (21)
18	100	35	8,04	8,04	-2,68	13,73	242 (21)	2011 (21)	4505 (21)
19	100	35	8,04	8,04	-3,43	14,59	319 (21)	3034 (18)	7275 (21)
20	100	35	8,04	8,04	-4,28	15,45	407 (21)	5124 (18)	10574 (21)
21	100	35	8,04	8,04	-5,24	16,30	504 (21)	7768 (18)	14389 (21)
22	100	35	8,04	8,04	-6,29	17,16	611 (21)	10964 (18)	18720 (21)
23	100	35	8,04	8,04	-7,46	18,02	728 (21)	14721 (18)	23554 (21)
24	100	35	8,04	8,04	-8,72	18,88	856 (21)	19048 (18)	28878 (21)
25	100	35	8,04	8,04	-10,10	19,74	994 (21)	23961 (18)	34716 (21)
26	100	35	8,04	8,04	-11,59	20,59	1143 (21)	29480 (18)	41094 (21)
27	100	35	8,04	8,04	-13,19	21,45	1305 (21)	35624 (18)	48037 (21)
28	100	35	8,04	8,04	-14,93	22,31	1479 (21)	42416 (18)	55572 (21)
29	100	35	8,04	8,04	-16,80	23,17	1666 (21)	49877 (18)	63726 (21)
30	100	35	8,04	8,04	-18,80	24,03	1866 (21)	58031 (18)	72525 (21)
31	100	35	8,04	8,04	-20,95	24,88	2082 (21)	66898 (18)	81998 (21)
32	100	35	8,04	8,04	-23,25	25,74	2312 (21)	76502 (18)	92172 (21)
33	100	35	8,04	8,04	-25,55	26,60	2541 (21)	86868 (18)	102341 (21)
34	100	35	8,04	8,04	-27,69	27,46	2754 (21)	98050 (18)	111740 (21)
35	100	35	8,04	8,04	-29,64	28,32	2950 (21)	110108 (18)	120313 (21)
36	100	35	8,04	8,04	-31,41	29,18	3126 (21)	123099 (18)	128005 (21)
37	100	35	8,04	8,04	-32,97	30,03	3332 (18)	137081 (18)	134763 (21)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 29050 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kN]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kPa]*
1	100	50	8,04	8,04	0,00	0,00	0 (18)	0 (18)	0 (18)
2	100	50	8,04	8,04	-0,07	0,00	15 (18)	878 (18)	218 (21)
3	100	50	8,04	8,04	-0,26	0,00	58 (18)	3509 (18)	796 (21)
4	100	50	8,04	8,04	-0,52	0,00	131 (18)	7889 (18)	1586 (21)
5	100	50	8,04	8,04	-0,80	0,00	233 (18)	14015 (18)	2439 (21)
6	100	50	8,04	8,04	-1,00	0,00	367 (18)	22067 (18)	3021 (21)
7	100	50	8,04	8,04	52,88	0,00	2669 (21)	160326 (21)	29191 (18)
8	100	50	8,04	8,04	49,53	0,00	2500 (21)	150177 (21)	26231 (18)
9	100	50	8,04	8,04	45,97	0,00	2321 (21)	139380 (21)	23406 (18)
10	100	50	8,04	8,04	42,25	0,00	2133 (21)	128084 (21)	20722 (18)
11	100	50	8,04	8,04	38,40	0,00	1939 (21)	116439 (21)	18182 (18)
12	100	50	8,04	8,04	34,50	0,00	1741 (21)	104592 (21)	15790 (18)
13	100	50	8,04	8,04	30,57	0,00	1543 (21)	92692 (21)	13551 (18)
14	100	50	8,04	8,04	26,68	0,00	1347 (21)	80889 (21)	11467 (18)
15	100	50	8,04	8,04	22,87	0,00	1154 (21)	69332 (21)	9544 (18)
16	100	50	8,04	8,04	19,19	0,00	968 (21)	58168 (21)	7785 (18)
17	100	50	8,04	8,04	15,68	0,00	792 (21)	47548 (21)	6194 (18)
18	100	50	8,04	8,04	12,41	0,00	626 (21)	37620 (21)	4775 (18)
19	100	50	8,04	8,04	9,41	0,00	475 (21)	28532 (21)	3532 (18)
20	100	50	8,04	8,04	6,74	0,00	340 (21)	20434 (21)	2469 (18)
21	100	50	8,04	8,04	4,44	0,00	224 (21)	13475 (21)	1591 (18)
22	100	50	8,04	8,04	2,57	0,00	130 (21)	7803 (21)	901 (18)
23	100	50	8,04	8,04	1,18	0,00	59 (21)	3567 (21)	403 (18)
24	100	50	8,04	8,04	0,30	0,00	15 (21)	917 (21)	101 (18)
25	100	50	8,04	8,04	0,00	0,00	0 (18)	0 (18)	0 (18)

Sperone

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 29050 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kN]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kPa]*
1	100	40	8,04	8,04	-3,99	0,00	1137 (18)	58639 (18)	15817 (21)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 13073 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kN]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kPa]*
1	100	35	8,04	8,04	0,00	0,00	0 (19)	0 (19)	0 (19)
2	100	35	8,04	8,04	0,00	0,84	2 (19)	34 (19)	34 (19)
3	100	35	8,04	8,04	0,00	1,67	4 (19)	67 (19)	67 (19)
4	100	35	8,04	8,04	0,02	2,51	7 (22)	101 (19)	108 (22)

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kN]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kPa]*
5	100	35	8,04	8,04	0,07	3,35	12 (22)	134 (19)	166 (22)
6	100	35	8,04	8,04	0,08	3,43	13 (22)	138 (19)	173 (22)
7	100	35	8,04	8,04	0,14	4,29	18 (22)	172 (19)	237 (22)
8	100	35	8,04	8,04	0,19	5,15	22 (22)	206 (19)	291 (22)
9	100	35	8,04	8,04	0,20	6,01	25 (22)	240 (19)	330 (22)
10	100	35	8,04	8,04	0,17	6,86	26 (22)	272 (19)	350 (22)
11	100	35	8,04	8,04	0,08	7,72	24 (22)	299 (19)	345 (22)
12	100	35	8,04	8,04	-0,07	8,58	26 (22)	378 (22)	369 (19)
13	100	35	8,04	8,04	-0,30	9,44	39 (22)	514 (22)	430 (19)
14	100	35	8,04	8,04	-0,61	10,30	55 (22)	686 (22)	505 (19)
15	100	35	8,04	8,04	-0,99	11,16	78 (22)	920 (22)	597 (19)
16	100	35	8,04	8,04	-1,47	12,01	118 (22)	1250 (22)	834 (22)
17	100	35	8,04	8,04	-2,03	12,87	174 (22)	1628 (22)	2319 (22)
18	100	35	8,04	8,04	-2,68	13,73	242 (22)	2011 (22)	4505 (22)
19	100	35	8,04	8,04	-3,43	14,59	319 (22)	2394 (22)	7275 (22)
20	100	35	8,04	8,04	-4,28	15,45	407 (22)	2786 (22)	10574 (22)
21	100	35	8,04	8,04	-5,24	16,30	504 (22)	3195 (22)	14389 (22)
22	100	35	8,04	8,04	-6,29	17,16	611 (22)	4054 (19)	18720 (22)
23	100	35	8,04	8,04	-7,46	18,02	728 (22)	6546 (19)	23554 (22)
24	100	35	8,04	8,04	-8,72	18,88	856 (22)	9631 (19)	28878 (22)
25	100	35	8,04	8,04	-10,10	19,74	994 (22)	13296 (19)	34716 (22)
26	100	35	8,04	8,04	-11,59	20,59	1143 (22)	17545 (19)	41094 (22)
27	100	35	8,04	8,04	-13,19	21,45	1305 (22)	22388 (19)	48037 (22)
28	100	35	8,04	8,04	-14,93	22,31	1479 (22)	27842 (19)	55572 (22)
29	100	35	8,04	8,04	-16,80	23,17	1666 (22)	33925 (19)	63726 (22)
30	100	35	8,04	8,04	-18,80	24,03	1866 (22)	40658 (19)	72525 (22)
31	100	35	8,04	8,04	-20,95	24,88	2082 (22)	48062 (19)	81998 (22)
32	100	35	8,04	8,04	-23,25	25,74	2312 (22)	56155 (19)	92172 (22)
33	100	35	8,04	8,04	-25,55	26,60	2541 (22)	64965 (19)	102341 (22)
34	100	35	8,04	8,04	-27,69	27,46	2754 (22)	74545 (19)	111740 (22)
35	100	35	8,04	8,04	-29,64	28,32	2950 (22)	84952 (19)	120313 (22)
36	100	35	8,04	8,04	-31,41	29,18	3126 (22)	96246 (19)	128005 (22)
37	100	35	8,04	8,04	-32,97	30,03	3282 (22)	108482 (19)	134763 (22)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 13073 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kN]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kPa]*
1	100	50	8,04	8,04	0,00	0,00	0 (19)	0 (19)	0 (19)
2	100	50	8,04	8,04	-0,07	0,00	13 (19)	789 (19)	218 (22)
3	100	50	8,04	8,04	-0,26	0,00	53 (19)	3158 (19)	796 (22)
4	100	50	8,04	8,04	-0,52	0,00	118 (19)	7109 (19)	1586 (22)
5	100	50	8,04	8,04	-0,80	0,00	210 (19)	12643 (19)	2439 (22)
6	100	50	8,04	8,04	-1,00	0,00	332 (19)	19950 (19)	3021 (22)
7	100	50	8,04	8,04	52,88	0,00	2669 (22)	160326 (22)	18205 (19)
8	100	50	8,04	8,04	49,53	0,00	2500 (22)	150177 (22)	16135 (19)
9	100	50	8,04	8,04	45,97	0,00	2321 (22)	139380 (22)	14200 (19)
10	100	50	8,04	8,04	42,25	0,00	2133 (22)	128084 (22)	12400 (19)
11	100	50	8,04	8,04	38,40	0,00	1939 (22)	116439 (22)	10732 (19)
12	100	50	8,04	8,04	34,50	0,00	1741 (22)	104592 (22)	9193 (19)
13	100	50	8,04	8,04	30,57	0,00	1543 (22)	92692 (22)	7948 (22)
14	100	50	8,04	8,04	26,68	0,00	1347 (22)	80889 (22)	6936 (22)
15	100	50	8,04	8,04	22,87	0,00	1154 (22)	69332 (22)	5945 (22)
16	100	50	8,04	8,04	19,19	0,00	968 (22)	58168 (22)	4988 (22)
17	100	50	8,04	8,04	15,68	0,00	792 (22)	47548 (22)	4077 (22)
18	100	50	8,04	8,04	12,41	0,00	626 (22)	37620 (22)	3226 (22)
19	100	50	8,04	8,04	9,41	0,00	475 (22)	28532 (22)	2447 (22)
20	100	50	8,04	8,04	6,74	0,00	340 (22)	20434 (22)	1752 (22)
21	100	50	8,04	8,04	4,44	0,00	224 (22)	13475 (22)	1155 (22)
22	100	50	8,04	8,04	2,57	0,00	130 (22)	7803 (22)	669 (22)
23	100	50	8,04	8,04	1,18	0,00	59 (22)	3567 (22)	306 (22)
24	100	50	8,04	8,04	0,30	0,00	15 (22)	917 (22)	79 (22)
25	100	50	8,04	8,04	0,00	0,00	0 (19)	0 (19)	0 (19)

Sperone

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 13073 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kN]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kPa]*
1	100	40	8,04	8,04	-3,99	0,00	1027 (19)	53014 (19)	15817 (22)

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata
n° indice sezione
Y ordinata sezione espressa in [m]

B larghezza sezione espresso in [cm]
H altezza sezione espressa in [cm]
Af area ferri zona tesa espresso in [cmq]
Aeff area efficace espressa in [cmq]
M momento agente espressa in [kNm]
Mpf momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
ε deformazione espresso in %
Sm spaziatura tra le fessure espressa in [mm]
w apertura delle fessure espressa in [mm]

Combinazioni SLEF

Paramento

Apertura limite fessure w_{lim}=0.30

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kNm]*	*[%]*	*[mm]*	*[mm]*
1	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (18)
2	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (18)
3	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (18)
4	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (18)
5	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (18)
6	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (18)
7	100	35	8,04	1450,00	0,00	76,13	0,000000	0,00	0,000 (18)
8	100	35	8,04	1450,00	0,01	76,18	0,000000	0,00	0,000 (18)
9	100	35	8,04	1450,00	0,02	76,23	0,000000	0,00	0,000 (18)
10	100	35	8,04	1450,00	0,06	76,29	0,000000	0,00	0,000 (18)
11	100	35	8,04	1450,00	0,12	76,34	0,000000	0,00	0,000 (18)
12	100	35	8,04	1450,00	0,21	76,39	0,000000	0,00	0,000 (18)
13	100	35	8,04	1450,00	0,35	76,44	0,000000	0,00	0,000 (18)
14	100	35	8,04	1450,00	0,53	76,49	0,000000	0,00	0,000 (18)
15	100	35	8,04	1450,00	0,77	76,54	0,000000	0,00	0,000 (18)
16	100	35	8,04	1450,00	1,07	76,59	0,000000	0,00	0,000 (18)
17	100	35	8,04	1450,00	1,43	76,65	0,000000	0,00	0,000 (18)
18	100	35	8,04	1450,00	1,88	76,69	0,000000	0,00	0,000 (18)
19	100	35	8,04	1450,00	2,41	76,75	0,000000	0,00	0,000 (18)
20	100	35	8,04	1450,00	3,03	76,80	0,000000	0,00	0,000 (18)
21	100	35	8,04	1450,00	3,75	76,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
22	100	35	8,04	1450,00	4,58	76,90	0,000000	0,00	0,000 (18)
23	100	35	8,04	1450,00	5,53	76,95	0,000000	0,00	0,000 (18)
24	100	35	8,04	1450,00	6,59	77,00	0,000000	0,00	0,000 (18)
25	100	35	8,04	1450,00	7,77	77,05	0,000000	0,00	0,000 (18)
26	100	35	8,04	1450,00	9,08	77,11	0,000000	0,00	0,000 (18)
27	100	35	8,04	1450,00	10,52	77,15	0,000000	0,00	0,000 (18)
28	100	35	8,04	1450,00	12,10	77,21	0,000000	0,00	0,000 (18)
29	100	35	8,04	1450,00	13,82	77,26	0,000000	0,00	0,000 (18)
30	100	35	8,04	1450,00	15,69	77,31	0,000000	0,00	0,000 (18)
31	100	35	8,04	1450,00	17,71	77,36	0,000000	0,00	0,000 (18)
32	100	35	8,04	1450,00	19,89	77,41	0,000000	0,00	0,000 (18)
33	100	35	8,04	1450,00	22,23	77,46	0,000000	0,00	0,000 (18)
34	100	35	8,04	1450,00	24,75	77,52	0,000000	0,00	0,000 (18)
35	100	35	8,04	1450,00	27,45	77,57	0,000000	0,00	0,000 (18)
36	100	35	8,04	1450,00	30,35	77,62	0,000000	0,00	0,000 (18)
37	100	35	8,04	1450,00	33,47	77,67	0,000000	0,00	0,000 (18)

Fondazione

Apertura limite fessure w_{lim}=0.30

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kNm]*	*[%]*	*[mm]*	*[mm]*
1	100	50	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (18)
2	100	50	8,04	1450,00	0,29	153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
3	100	50	8,04	1450,00	1,16	153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
4	100	50	8,04	1450,00	2,60	153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
5	100	50	8,04	1450,00	4,62	153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
6	100	50	8,04	1450,00	7,28	153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
7	100	50	8,04	1450,00	-9,63	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
8	100	50	8,04	1450,00	-8,65	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
9	100	50	8,04	1450,00	-7,72	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
10	100	50	8,04	1450,00	-6,83	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
11	100	50	8,04	1450,00	-6,00	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
12	100	50	8,04	1450,00	-5,21	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
13	100	50	8,04	1450,00	-4,47	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
14	100	50	8,04	1450,00	-3,78	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
15	100	50	8,04	1450,00	-3,15	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
16	100	50	8,04	1450,00	-2,57	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
17	100	50	8,04	1450,00	-2,04	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
18	100	50	8,04	1450,00	-1,57	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
19	100	50	8,04	1450,00	-1,16	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
20	100	50	8,04	1450,00	-0,81	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
21	100	50	8,04	1450,00	-0,52	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
22	100	50	8,04	1450,00	-0,30	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
23	100	50	8,04	1450,00	-0,13	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
24	100	50	8,04	1450,00	-0,03	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (18)
25	100	50	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (18)

Sperone

Apertura limite fessure w_{lim}=0.30

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kNm]*	*[%]*	*[mm]*	*[mm]*
1	100	40	8,04	1450,00	14,81	98,99	0,000000	0,00	0,000 (18)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Apertura limite fessure w_{lim}=0.20

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kNm]*	*[%]*	*[mm]*	*[mm]*
1	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (19)
2	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (19)
3	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (19)
4	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (19)
5	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (19)
6	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (19)
7	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (19)
8	100	35	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (19)
9	100	35	8,04	1450,00	0,00	76,23	0,000000	0,00	0,000 (19)
10	100	35	8,04	1450,00	0,01	76,29	0,000000	0,00	0,000 (19)
11	100	35	8,04	1450,00	0,02	76,34	0,000000	0,00	0,000 (19)
12	100	35	8,04	1450,00	0,06	76,39	0,000000	0,00	0,000 (19)
13	100	35	8,04	1450,00	0,11	76,44	0,000000	0,00	0,000 (19)
14	100	35	8,04	1450,00	0,20	76,49	0,000000	0,00	0,000 (19)
15	100	35	8,04	1450,00	0,33	76,54	0,000000	0,00	0,000 (19)
16	100	35	8,04	1450,00	0,51	76,59	0,000000	0,00	0,000 (19)
17	100	35	8,04	1450,00	0,74	76,65	0,000000	0,00	0,000 (19)
18	100	35	8,04	1450,00	1,03	76,69	0,000000	0,00	0,000 (19)
19	100	35	8,04	1450,00	1,39	76,75	0,000000	0,00	0,000 (19)
20	100	35	8,04	1450,00	1,83	76,80	0,000000	0,00	0,000 (19)
21	100	35	8,04	1450,00	2,35	76,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
22	100	35	8,04	1450,00	2,96	76,90	0,000000	0,00	0,000 (19)
23	100	35	8,04	1450,00	3,67	76,95	0,000000	0,00	0,000 (19)
24	100	35	8,04	1450,00	4,49	77,00	0,000000	0,00	0,000 (19)
25	100	35	8,04	1450,00	5,43	77,05	0,000000	0,00	0,000 (19)
26	100	35	8,04	1450,00	6,47	77,10	0,000000	0,00	0,000 (19)
27	100	35	8,04	1450,00	7,65	77,16	0,000000	0,00	0,000 (19)
28	100	35	8,04	1450,00	8,94	77,21	0,000000	0,00	0,000 (19)
29	100	35	8,04	1450,00	10,38	77,26	0,000000	0,00	0,000 (19)
30	100	35	8,04	1450,00	11,94	77,31	0,000000	0,00	0,000 (19)
31	100	35	8,04	1450,00	13,66	77,36	0,000000	0,00	0,000 (19)
32	100	35	8,04	1450,00	15,51	77,41	0,000000	0,00	0,000 (19)
33	100	35	8,04	1450,00	17,52	77,46	0,000000	0,00	0,000 (19)
34	100	35	8,04	1450,00	19,70	77,51	0,000000	0,00	0,000 (19)
35	100	35	8,04	1450,00	22,05	77,57	0,000000	0,00	0,000 (19)
36	100	35	8,04	1450,00	24,59	77,62	0,000000	0,00	0,000 (19)
37	100	35	8,04	1450,00	27,33	77,67	0,000000	0,00	0,000 (19)

Fondazione

Apertura limite fessure w_{lim}=0.20

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kNm]*	*[%]*	*[mm]*	*[mm]*
1	100	50	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (19)
2	100	50	8,04	1450,00	0,26	153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
3	100	50	8,04	1450,00	1,04	153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
4	100	50	8,04	1450,00	2,34	153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
5	100	50	8,04	1450,00	4,17	153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
6	100	50	8,04	1450,00	6,58	153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
7	100	50	8,04	1450,00	-6,00	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
8	100	50	8,04	1450,00	-5,32	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
9	100	50	8,04	1450,00	-4,68	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
10	100	50	8,04	1450,00	-4,09	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
11	100	50	8,04	1450,00	-3,54	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
12	100	50	8,04	1450,00	-3,03	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
13	100	50	8,04	1450,00	-2,57	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
14	100	50	8,04	1450,00	-2,14	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
15	100	50	8,04	1450,00	-1,76	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
16	100	50	8,04	1450,00	-1,41	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
17	100	50	8,04	1450,00	-1,11	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
18	100	50	8,04	1450,00	-0,84	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
19	100	50	8,04	1450,00	-0,62	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
20	100	50	8,04	1450,00	-0,42	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
21	100	50	8,04	1450,00	-0,27	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
22	100	50	8,04	1450,00	-0,15	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
23	100	50	8,04	1450,00	-0,07	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kNm]*	*[%]*	*[mm]*	*[mm]*
24	100	50	8,04	1450,00	-0,02	-153,85	0,000000	0,00	0,000 (19)
25	100	50	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (19)

Sperone

Apertura limite fessure w_{lim}=0.20

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	*[cm]*	*[cmq]*	*[cmq]*	*[kNm]*	*[kNm]*	*[%]*	*[mm]*	*[mm]*
1	100	40	8,04	1450,00	13,39	98,99	0,000000	0,00	0,000 (19)

ALLEGATO

TABULATI DI CALCOLO PARATIA

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'.
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018).
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

Richiami teorici

Metodo di analisi

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.
Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.
Pertanto, il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).
Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).
Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.
Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte
K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte
K_{pv} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$D_m = K_{pm} - K_{av}$ e $D_v = K_{pv} - K_{am}$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.
Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione
si può agire con tre modalità:
1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su tan(ϕ) e sulla coesione

Calcolo delle spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).
La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:
- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa, al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.
Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico o idrodinamico*.
Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con *W* il peso del cuneo e con *C* il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W * C$$

Indicando con *S* la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.
La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_f l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L, area A_f, inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s. La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.
I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k, è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo [F/L^3]. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale (b=100 cm) l'area equivalente della molla sarà $A_m=m*b$.
Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma ***PAC***). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max}; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max}. Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p0, fino a raggiungere il carico totale p. Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassemblaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).
Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti, la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre, dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).
Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tendendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s=s_0+K(u-u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1,10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.
In particolare, il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^{n}\left[\frac{c_i b_i}{\cos\alpha_i} + (W_i\cos\alpha_i - u_i l_i)\tan\varphi_i\right]}{\sum_{i=0}^{n} W_i \sin\alpha_i}$$

dove *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.
Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i/\cos\alpha_i$).
Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in *n* strisce e dalla formula precedente si ricava η. Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato ed è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Verifiche idrauliche

Verifica a sifonamento

Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.
Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico i_C e il gradiente idraulico di efflusso i_E.

$$FS_{SIF} = i_C / i_E$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio γ_m del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua γ_w.

$$i_C = \gamma_m / \gamma_w$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico ΔH e la lunghezza della linea di flusso L.

$$i_E = \Delta H / L$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

Verifica a sollevamento del fondo scavo

Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.
Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.
Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità D e larghezza D/2.
D rappresenta la profondità di infissione della paratia.
Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto *W* e la pressione idrica al piede della paratia *U* dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione *c*. Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.
La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_t = Q_p + Q_l - W_p$$

dove:
Q_T portanza totale del palo
Q_P portanza di base del palo
Q_L portanza per attrito laterale del palo
W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.
Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_P ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l.

Palo compresso:

$$Q_d = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Palo teso:

$$Q_d = \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p \left(cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} B\gamma N'_\gamma \right)$$

dove:
A_p è l'area portante efficace della punta del palo
c è la coesione
q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo
γ è il peso specifico del terreno
D è il diametro del palo
N'_c N'_q N'_γ sono i coefficienti di capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_l = \int_S \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove:
c_a è l'adesione palo-terreno
δ è l'angolo di attrito palo-terreno
γ è il peso specifico del terreno
z è la generica quota a partire dalla testa del palo
L è la lunghezza del palo
P è il perimetro del palo
K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Dati

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di micropali**

Altezza fuori terra	2,50	[m]
Profondità di infissione	7,50	[m]
Altezza totale della paratia	10,00	[m]
Lunghezza paratia	6,00	[m]
Numero di file di micropali	1	
Interasse fra i micropali della fila	0,50	[m]
Diametro dei micropali	20,00	[cm]
Numero totale di micropali	11	
Numero di micropali per metro lineare	1.83	
Diametro esterno del tubolare	139,70	[mm]
Spessore del tubolare	12,00	[mm]

Geometria cordoli

Simbologia adottata
n° numero d'ordine del cordolo
Y posizione del cordolo sull'asse della paratia espresso in [m]

Cordoli in calcestruzzo
B Base della sezione del cordolo espresso in [cm]
H Altezza della sezione del cordolo espresso in [cm]

Cordoli in acciaio
A Area della sezione in acciaio del cordolo espresso in [cmq]
W Modulo di resistenza della sezione del cordolo espresso in [cm^3]

N°	Y	Tipo	B	H	A	W
	[m]		*[cm]*	*[cm]*	*[cmq]*	*[cm^3]*
1	0,00	Calcestruzzo	70,00	50,00	--	--

Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento
(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

Profilo di monte

N°	X	Y	A
	[m]	*[m]*	*[°]*
2	10,00	0,00	0.00

Profilo di valle

N°	X	Y	A
	[m]	*[m]*	*[°]*
1	-10,00	-2,50	0.00
2	0,00	-2,50	0.00

Descrizione terreni

Simbologia adottata
n° numero d'ordine
Descrizione Descrizione del terreno
γ peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat} peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]
ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c coesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ca adesione terreno/paratia espressa in [kg/cmq]
Parametri per il calcolo dei tiranti secondo il metodo di Bustamante-Doix
Cesp coeff. di espansione laterale minimo e medio del tirante nello strato
τ_l tensione tangenziale minima e media lungo il tirante espresso in [kg/cmq]
I parametri medi e minimi vengono usati per il calcolo di portanza di progetto dei pali e per la resistenza di progetto a sfilamento dei tiranti

N°	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca	Cesp	τ_l	
		[kN/mc]	*[kN/mc]*	*[°]*	*[°]*	*[kg/cmq]*	*[kg/cmq]*		*[kg/cmq]*	
1	Orizzonte R	19,000	19,000	22.00	14.67	0,051	0,000	1.00	0,010	CAR
				22.00	14.67	0,051	0,000		0,010	MIN
				22.00	14.67	0,051	0,000		0,010	MED
2	Orizzonte A	19,500	19,500	32.00	21.33	0,000	0,000	1.25	1,020	CAR
				32.00	21.33	0,000	0,000		1,020	MIN
				32.00	21.33	0,000	0,000		1,020	MED
3	Orizzonte B+C	20,000	21,000	38.00	25.33	0,000	0,000	1.00	2,039	CAR
				38.00	25.33	0,000	0,000		2,039	MIN
				38.00	25.33	0,000	0,000		2,039	MED
4	Orizzonte SR	24,000	24,000	31.00	20.67	1,275	0,000	1.00	1,795	CAR
				31.00	20.67	1,275	0,000		1,795	MIN
				31.00	20.67	1,275	0,000		1,795	MED

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata
n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]
kw costante di Winkler orizzontale espressa in [Kg/cm^2/cm]
α inclinazione dello strato espressa in [°] (M: strato di monte, V: strato di valle)
Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte, V: strato di valle)

N°	sp	α_M	α_V	K_{WM}	K_{WV}	Terreno M	Terreno V
	[m]	*[°]*	*[°]*	*[kg/cmq/cm]*	*[kg/cmq/cm]*		

N°	sp	αM	αV	KwM	KwV	Terreno M	Terreno V
	[m]	[°]	[°]	[kg/cmq/cm]	[kg/cmq/cm]		
1	2,00	0.00	0.00	0.37	0.37	Orizzonte R	Orizzonte R
2	3,00	0.00	0.00	1.35	1.35	Orizzonte A	Orizzonte A
3	9,00	0.00	0.00	5.03	5.03	Orizzonte B+C	Orizzonte B+C
4	10,00	0.00	0.00	11.52	11.52	Orizzonte SR	Orizzonte SR

Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia 2,50 [m]
Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia 2,50 [m]
Regime delle pressioni neutre: **Idrostatico**

Vincoli lungo l'altezza della paratia

Simbologia adottata
n° numero d'ordine del vincolo
Y ordinata del vincolo rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
Vx Vincolo in direzione orizzontale
Kx Rigidezza vincolo in direzione orizzontale espresso in [Kg/cm]
Vr Vincolo alla rotazione
Kr Rigidezza vincolo alla rotazione espresso in [Kgm/°]

N°	Y	Vx	Kx	Vr	Kr
	[m]		[Kg/cm]		[Kgm/°]
1	0,20	V. RIGIDO	--	LIBERO	--

Caratteristiche materiali utilizzati

Simbologia adottata
γcls Peso specifico cls, espresso in [kN/mc]
Classe cls Classe di appartenenza del calcestruzzo
Rck Rigidezza cubica caratteristica, espressa in [kg/cmq]
E Modulo elastico, espresso in [kg/cmq]
Acciaio Tipo di acciaio
n Coeff. di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

Descrizione	γcls	Classe cls	Rck	E	Acciaio	n
	[kN/mc]		[kg/cmq]	[kg/cmq]		
Paratia	24,52	C28/35	357	332300	S 355	15.00
Cordolo/Muro	24,52	C25/30	306	320666	B450C	15.00

Coeff. di omogeneizzazione cls teso/compresso 1.00

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni adottate
Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia
Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia
Ig Indice di gruppo
Fx Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle
Fy Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso
M Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante
Qi, Qf Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]
Vi, Vs Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle
R Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]

Condizione n° 1 - Variabile da traffico - q - Traffico UDL (Ig=0) [Ψ_0=0.40 - Ψ_1=0.40 - Ψ_2=0.00]

Carico distribuito sul profilo	Xi = 0,50	Xf = 10,00	Qi = 8,83	Qf = 8,83	
Carico concentrato sulla paratia	Y=0,00	Fx=0,00	Fy=13,00	M=0,00	

Condizione n° 2 - Permanente non strutturale - G2 - Peso soletta

Carico concentrato sulla paratia	Y=0,00	Fx=0,00	Fy=22,60	M=0,00	

Condizione n° 3 - Permanente non strutturale - G2 - Permanenti

Carico concentrato sulla paratia	Y=0,00	Fx=0,00	Fy=6,80	M=0,00	

Condizione n° 4 - Variabile da traffico - q - Tandem su soletta (Ig=0) [Ψ_0=0.40 - Ψ_1=0.40 - Ψ_2=0.00]

Carico concentrato sulla paratia	Y=0,00	F_x=0,00	F_y=139,50	M=0,00	

Condizione n° 5 - Variabile da traffico - q - Tandem su terrapieno (Ig=0) [Ψ_0=0.40 - Ψ_1=0.40 - Ψ_2=0.00]

Carico distribuito sul profilo	X_i = 0,50	X_f = 2,70	Q_i = 90,90	Q_f = 90,90	

Combinazioni di carico

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

Combinazione n° 1 - SLU - STR (A1-M1-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.30	
q - Traffico UDL	SFAV	1.35	1.00
q - Tandem su soletta	SFAV	1.35	1.00
G2 - Peso soletta	SFAV	1.50	1.00
G2 - Permanenti	SFAV	1.50	1.00

Combinazione n° 2 - SLU - STR (A1-M1-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.30	
q - Traffico UDL	SFAV	1.35	1.00
G2 - Peso soletta	SFAV	1.50	1.00
G2 - Permanenti	SFAV	1.50	1.00
q - Tandem su terrapieno	SFAV	1.35	1.00

Combinazione n° 3 - SLU - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
q - Traffico UDL	SFAV	1.15	1.00
q - Tandem su soletta	SFAV	1.15	1.00
G2 - Peso soletta	SFAV	1.30	1.00
G2 - Permanenti	SFAV	1.30	1.00

Combinazione n° 4 - SLV - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
G2 - Peso soletta	SFAV	1.00	1.00
G2 - Permanenti	SFAV	1.00	1.00
q - Tandem su soletta	SFAV	1.00	0.20
q - Traffico UDL	SFAV	1.00	0.20

Combinazione n° 5 - SLU - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
q - Traffico UDL	SFAV	1.15	1.00
G2 - Peso soletta	SFAV	1.30	1.00
G2 - Permanenti	SFAV	1.30	1.00
q - Tandem su terrapieno	SFAV	1.15	1.00

Combinazione n° 6 - SLV - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
G2 - Peso soletta	SFAV	1.00	1.00
G2 - Permanenti	SFAV	1.00	1.00
q - Tandem su terrapieno	SFAV	1.00	0.20

Combinazione n° 7 - SLE - Rara

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
q - Traffico UDL	SFAV	1.00	0.40
q - Tandem su soletta	SFAV	1.00	0.40
G2 - Peso soletta	SFAV	1.00	1.00
G2 - Permanenti	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - SLE - Frequente

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
G2 - Peso soletta	SFAV	1.00	1.00
G2 - Permanenti	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - SLE - Quasi permanente

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
G2 - Peso soletta	SFAV	1.00	1.00
G2 - Permanenti	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - SLE - Rara

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
q - Traffico UDL	SFAV	1.00	0.40
G2 - Peso soletta	SFAV	1.00	1.00
G2 - Permanenti	SFAV	1.00	1.00
q - Tandem su terrapieno	SFAV	1.00	0.40

Impostazioni di progetto

Spinte e verifiche secondo: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (17/01/2018)**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

			Statici		Sismici	
Carichi	**Effetto**		**A1**	**A2**	**A1**	**A2**
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Permanenti ns	Favorevole	γ_{Gfav}	0.80	0.80	0.00	0.00
Permanenti ns	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

		Statici		Sismici	
Parametri		**M1**	**M2**	**M1**	**M2**
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica materiali: Stato Limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio

Sezione in acciaio

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con:

A_v Area lorda sezione profilo

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Aggressive

Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno:
Pressione passiva

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva Ka e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale:

Metodo:	Metodo di Fellenius
Maglia dei centri	Passo maglia **Automatica**
Resistenza a taglio paratia	τ_{c1}

Impostazioni analisi sismica

Identificazione del sito

Latitudine	44.293520
Longitudine	8.413669
Comune	Quiliano
Provincia	Savona
Regione	Liguria
Punti di interpolazione del reticolo	17354 - 17355 - 17133 - 17132

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni/Fase	**SLU**	**SLE**
Accelerazione al suolo [m/s^2]	0.560	0.241
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2.611	2.542
Valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione Tc* [sec]	0.306	0.187
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.000	1.000
Tipo di sottosuolo	C	
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (Ss)	1.500	1.500
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	0.956	0.956
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza Us [m]	0.050	0.050
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0.612	0.612
Prodotto α β	0.585 > 0.2	0.585 > 0.2
Coefficiente di intensità sismica [%]	5.013	2.159
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv)	0.50	
Coefficiente di riduzione (β_s)	0.380	0.470
Coefficiente di intensità sismica nella verifica di stabilità [%]	3.255	1.733

Il sisma verticale è considerato solo nella verifica di sbatilità.

Inerzia massa strutturale **Non considerata**
Influenza sisma nella spinta attiva da monte
Forma diagramma incremento sismico: Triangolare con vertice in alto.

Risultati

Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico
La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.
Essa è discretizzata in 50 elementi fuori terra e 150 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.
Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incrementi di carico.

Altezza fuori terra della paratia	2,50	[m]
Profondità di infissione	7,50	[m]
Altezza totale della paratia	10,00	[m]

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Pa Spinta attiva, espressa in [kN]
Is Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
Pw Spinta della falda, espressa in [kN]
Pp Resistenza passiva, espressa in [kN]
Pc Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa	Y_{Pa}	Is	Y_{Is}	Pw	Y_{Pw}	Pp	Y_{Pp}	Pc	Y_{Pc}
		[kN]	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*
1	SLU - STR	28,42	1,87	--	--	0,00	0,00	-18,99	3,82	3,41	6,45
2	SLU - STR	138,79	1,76	--	--	0,00	0,00	-87,64	4,80	28,27	6,84
3	SLU - GEO	32,31	1,98	--	--	0,00	0,00	-22,78	4,53	6,28	6,74
4	SLV - GEO	22,55	2,09	2,88	1,67	0,00	0,00	-18,34	4,33	4,46	6,66
5	SLU - GEO	162,46	1,91	--	--	0,00	0,00	-106,78	5,69	41,61	7,62
6	SLV - GEO	43,11	2,02	6,53	1,67	0,00	0,00	-34,79	4,69	10,38	6,80
7	SLE - Rara	16,25	2,00	--	--	0,00	0,00	-11,60	3,87	2,10	6,48
8	SLE - Frequente	13,46	2,05	--	--	0,00	0,00	-9,87	3,81	1,70	6,46
9	SLE - Quasi permanente	13,46	2,05	--	--	0,00	0,00	-9,87	3,81	1,70	6,46
10	SLE - Rara	47,25	1,82	--	--	0,00	0,00	-30,57	4,43	8,09	6,69

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Rc Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]
Rt Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]
Rv Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]
Rp Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc	Y_{Rc}	Rt	Y_{Rt}	Rv	Y_{Rv}	Rp	Y_{Rp}
		[kN]	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*
1	SLU - STR	0,00	0,00	0,00	0,00	-12,84	0,20	0,00	0,00
2	SLU - STR	0,00	0,00	0,00	0,00	-79,42	0,20	0,00	0,00
3	SLU - GEO	0,00	0,00	0,00	0,00	-15,81	0,20	0,00	0,00
4	SLV - GEO	0,00	0,00	0,00	0,00	-11,55	0,20	0,00	0,00
5	SLU - GEO	0,00	0,00	0,00	0,00	-97,28	0,20	0,00	0,00
6	SLV - GEO	0,00	0,00	0,00	0,00	-25,22	0,20	0,00	0,00
7	SLE - Rara	0,00	0,00	0,00	0,00	-6,75	0,20	0,00	0,00
8	SLE - Frequente	0,00	0,00	0,00	0,00	-5,29	0,20	0,00	0,00
9	SLE - Quasi permanente	0,00	0,00	0,00	0,00	-5,29	0,20	0,00	0,00
10	SLE - Rara	0,00	0,00	0,00	0,00	-24,77	0,20	0,00	0,00

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
P_{NUL} Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]
P_{INV} Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C_{ROT} Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]
R/R_{MAX} Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]

n°	Tipo	P_{NUL}	P_{INV}	C_{ROT}	MP	R/R_{MAX}
		[m]	*[m]*	*[m]*	*[%]*	*[%]*
1	SLU - STR	2,91	3,30	5,41	11,26	0,89
2	SLU - STR	3,50	5,05	5,80	27,15	4,56
3	SLU - GEO	3,35	4,20	5,70	22,52	2,30
4	SLV - GEO	3,28	3,95	5,62	19,21	1,82
5	SLU - GEO	4,16	6,00	6,59	47,02	12,06
6	SLV - GEO	3,52	5,05	5,76	25,17	3,63
7	SLE - Rara	2,95	3,35	5,44	11,26	0,82
8	SLE - Frequente	2,92	3,25	5,42	10,60	0,69
9	SLE - Quasi permanente	2,92	3,25	5,42	10,60	0,69
10	SLE - Rara	3,27	4,05	5,65	21,19	2,31

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
$P_{P,med}$, $P_{P,min}$ Portanza di punta media e minima, espressa in [kN]
$P_{L,med}$, $P_{L,min}$ Portanza laterale media e minima, espressa in [kN]
Pd Portanza di progetto, espressa in [kN]
N Sforzo normale alla base del palo, espressa in [kN]
FS Fattore di sicurezza (rapporto Pd/N)

n°	Tipo	$P_{P,med}$	$P_{L,med}$	$P_{P,min}$	$P_{L,min}$	P_d	N	FS
		[kN]	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	
1	SLU - STR	117,81	785,40	117,81	785,40	453,07	144,05	3.145
2	SLU - STR	117,81	785,40	117,81	785,40	453,07	41,33	10.962

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
N sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
T taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M	Y_M	T	Y_T	N	Y_N	
		[kNm]	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	
1	SLU - STR	5,29	4,30	15,58	2,90	264,10	10,00	MAX
		-14,74	1,85	-12,73	0,60	0,00	0,00	MIN
2	SLU - STR	38,53	5,10	59,37	3,45	75,77	10,00	MAX
		-79,95	1,90	-78,69	0,30	0,00	0,00	MIN
3	SLU - GEO	8,59	4,90	16,50	3,30	227,72	10,00	MAX
		-19,38	2,00	-15,65	0,50	0,00	0,00	MIN
4	SLV - GEO	6,23	4,70	13,87	3,25	74,02	10,00	MAX
		-14,90	2,05	-11,42	0,20	0,00	0,00	MIN
5	SLU - GEO	56,55	5,80	65,17	4,15	67,29	10,00	MAX
		-105,55	2,15	-96,15	0,20	0,00	0,00	MIN
6	SLV - GEO	14,15	5,05	24,42	3,50	43,52	10,00	MAX
		-29,41	2,05	-24,94	0,20	0,00	0,00	MIN
7	SLE - Rara	3,21	4,35	9,50	2,95	104,52	10,00	MAX
		-8,74	1,95	-6,69	0,70	0,00	0,00	MIN
8	SLE - Frequente	2,62	4,30	8,17	2,90	43,52	10,00	MAX
		-7,22	2,00	-5,24	0,80	0,00	0,00	MIN
9	SLE - Quasi permanente	2,62	4,30	8,17	2,90	43,52	10,00	MAX
		-7,22	2,00	-5,24	0,80	0,00	0,00	MIN
10	SLE - Rara	11,19	4,80	22,48	3,25	48,72	10,00	MAX
		-26,68	1,90	-24,54	0,40	0,00	0,00	MIN

Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y_U	V	Y_V	
		[cm]	*[m]*	*[cm]*	*[m]*	
1	SLU - STR	0,2395	2,05	0,1369	0,00	MAX
		-0,0409	0,00	0,0000	0,00	MIN
2	SLU - STR	1,7235	2,30	0,0366	0,00	MAX
		-0,2683	0,00	0,0000	0,00	MIN
3	SLU - GEO	0,3921	2,25	0,1176	0,00	MAX
		-0,0604	0,00	0,0000	0,00	MIN
4	SLV - GEO	0,2858	2,20	0,0357	0,00	MAX
		-0,0444	0,00	0,0000	0,00	MIN
5	SLU - GEO	3,0435	2,60	0,0321	0,00	MAX
		-0,4132	0,00	0,0000	0,00	MIN
6	SLV - GEO	0,6290	2,30	0,0194	0,00	MAX
		-0,0955	0,00	0,0000	0,00	MIN
7	SLE - Rara	0,1449	2,10	0,0519	0,00	MAX
		-0,0238	0,00	0,0000	0,00	MIN
8	SLE - Frequente	0,1174	2,10	0,0194	0,00	MAX
		-0,0192	0,00	0,0000	0,00	MIN
9	SLE - Quasi permanente	0,1174	2,10	0,0194	0,00	MAX
		-0,0192	0,00	0,0000	0,00	MIN
10	SLE - Rara	0,5202	2,20	0,0222	0,00	MAX
		-0,0834	0,00	0,0000	0,00	MIN

Verifica a spostamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione/Fase
Tipo Tipo combinazione/Fase
Ulim spostamento orizzontale limite, espresso in [cm]
U spostamento orizzontale calcolato, espresso in [cm] (positivo verso valle)

n°	Tipo	Ulim	U
		[cm]	*[cm]*
1	SLU - STR	5,0000	0,2395
2	SLU - STR	5,0000	1,7235
3	SLU - GEO	5,0000	0,3921
4	SLV - GEO	5,0000	0,2858
5	SLU - GEO	5,0000	3,0435
6	SLV - GEO	5,0000	0,6290
7	SLE - Rara	5,0000	0,1449
8	SLE - Frequente	5,0000	0,1174
9	SLE - Quasi permanente	5,0000	0,1174
10	SLE - Rara	5,0000	0,5202

Verifiche di corpo rigido

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
S Spinta attiva da monte (risultante diagramma delle pressioni attive da monte) espressa in [kN]
R Resistenza passiva da valle (risultante diagramma delle pressioni passive da valle) espresso in [kN]
W Spinta netta falda (positiva da monte verso valle), espresso in [kN]
T Reazione tiranti espresso in [kN]
P Reazione puntoni espresso in [kN]
V Reazione vincoli espresso in [kN]
C Risultante carichi applicati sulla paratia (positiva da monte verso valle) espresso in [kN]
Y Punto di applicazione, espresso in [m]
Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
FS_{RIB} Fattore di sicurezza a ribaltamento
FS_{SCO} Fattore di sicurezza a scorrimento
I punti di applicazione delle azioni sono riferiti alla testa della paratia.
La verifica a ribaltamento viene eseguita rispetto al centro di rotazione posto alla base del palo.

n°	Tipo	S Y	R Y	W Y	T Y	P Y	V Y	C Y	Mr	Ms	FS_{RIB}	FS_{SCO}
		[kN]	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kNm]*	*[kNm]*		
5	SLU - GEO	347,6941 4,22	955,4394 7,69	0,0000 0,00	0,0000 0,00	0,0000 0,00	97,2841 0,20	0,0000 0,00	2011,1313	3159,9264	1.571	3.028

Stabilità globale

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
(X_C; Y_C) Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X_V; Y_V) Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X_M; Y_M) Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS Coefficiente di sicurezza
R Coefficiente di sicurezza richiesto

Numero di cerchi analizzati 100

n°	Tipo	X_C, Y_C	R	X_V, Y_V	X_M, Y_M	FS	R
		[m]	*[m]*	*[m]*	*[m]*		
3	SLU - GEO	-2,00; 0,00	10,20	-11,89; -2,48	8,20; 0,00	2.392	1.100
4	SLV - GEO	-2,00; 0,00	10,20	-11,89; -2,48	8,20; 0,00	2.761	1.200
5	SLU - GEO	-4,00; 0,00	10,77	-14,49; -2,46	6,77; 0,00	2.080	1.100
6	SLV - GEO	-3,00; 0,00	10,44	-13,15; -2,46	7,44; 0,00	2.775	1.200

Dettagli superficie con fattore di sicurezza minimo

Simbologia adottata
Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)
Le strisce sono numerate da monte verso valle
N° numero d'ordine della striscia
W peso della striscia espresso in [kN]
α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b larghezza della striscia espressa in [m]
L sviluppo della base della striscia espressa in [m] (L=b/cosα)
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
Ctn, Ctt contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kN]

Combinazione n° 5 - SLU - GEO

Numero di strisce 51

Sisma verticale verso l'alto.

Caratteristiche delle strisce

N°	Wi	α	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
	[kN]	*[°]*	*[m]*	*[°]*	*[kg/cmq]*	*[kg/cmq]*	*[kN]*
1	5,1560	-73.02	1,42	26.56	0,000	0,064	(0,00; 0,00)
2	14,4629	-66.49	1,04	26.56	0,000	0,179	(0,00; 0,00)
3	21,4809	-61.42	0,87	29.28	0,000	0,265	(0,00; 0,00)
4	27,5403	-57.09	0,76	32.01	0,000	0,335	(0,00; 0,00)
5	32,7264	-53.23	0,69	32.01	0,000	0,394	(0,00; 0,00)
6	37,2528	-49.69	0,64	32.01	0,000	0,446	(0,00; 0,00)
7	41,2605	-46.39	0,60	32.01	0,000	0,493	(0,00; 0,00)
8	44,8421	-43.28	0,57	32.01	0,000	0,534	(0,00; 0,00)
9	48,0624	-40.32	0,54	32.01	0,000	0,571	(0,00; 0,00)
10	50,9687	-37.49	0,52	32.01	0,000	0,604	(0,00; 0,00)
11	53,5967	-34.77	0,50	32.01	0,000	0,635	(0,00; 0,00)
12	55,9744	-32.13	0,49	32.01	0,000	0,662	(0,00; 0,00)
13	58,1237	-29.56	0,48	32.01	0,000	0,687	(0,00; 0,00)
14	60,0623	-27.06	0,46	32.01	0,000	0,709	(0,00; 0,00)
15	61,8048	-24.61	0,46	32.01	0,000	0,729	(0,00; 0,00)
16	63,3630	-22.21	0,45	32.01	0,000	0,747	(0,00; 0,00)
17	64,7466	-19.85	0,44	32.01	0,000	0,763	(0,00; 0,00)
18	65,9639	-17.53	0,43	32.01	0,000	0,777	(0,00; 0,00)
19	67,0215	-15.23	0,43	32.01	0,000	0,789	(0,00; 0,00)
20	67,9250	-12.96	0,42	32.01	0,000	0,799	(0,00; 0,00)
21	68,6790	-10.71	0,42	32.01	0,000	0,808	(0,00; 0,00)
22	69,2872	-8.48	0,42	32.01	0,000	0,815	(0,00; 0,00)
23	69,7523	-6.26	0,42	32.01	0,000	0,820	(0,00; 0,00)
24	70,0767	-4.04	0,41	32.01	0,000	0,824	(0,00; 0,00)
25	70,2616	-1.84	0,41	32.01	0,000	0,826	(0,00; 0,00)
26	70,3079	0.36	0,41	32.01	0,000	0,827	(0,00; 0,00)
27	70,2159	2.57	0,41	32.01	0,000	0,826	(0,00; 0,00)
28	69,9851	4.77	0,42	32.01	0,000	0,823	(0,00; 0,00)
29	69,6146	6.99	0,42	32.01	0,000	0,819	(0,00; 0,00)
30	69,1025	9.21	0,42	32.01	0,000	0,813	(0,00; 0,00)
31	68,4466	11.45	0,42	32.01	0,000	0,805	(0,00; 0,00)
32	67,6437	13.71	0,43	32.01	0,000	0,796	(0,00; 0,00)
33	66,6898	15.98	0,43	32.01	0,000	0,785	(0,00; 0,00)
34	65,5802	18.29	0,44	32.01	0,000	0,772	(0,00; 0,00)
35	64,3089	20.63	0,44	32.01	0,000	0,758	(0,00; 0,00)
36	84,4649	23.02	0,46	32.01	0,000	0,741	(0,00; 0,00)
37	122,4838	25.49	0,47	32.01	0,000	0,722	(0,00; 0,00)
38	129,4010	28.02	0,48	32.01	0,000	0,701	(0,00; 0,00)
39	127,2888	30.60	0,49	32.01	0,000	0,677	(0,00; 0,00)
40	124,9442	33.25	0,51	32.01	0,000	0,650	(0,00; 0,00)
41	122,3460	35.99	0,52	32.01	0,000	0,621	(0,00; 0,00)
42	92,0774	38.83	0,54	32.01	0,000	0,589	(0,00; 0,00)
43	72,0412	41.78	0,57	32.01	0,000	0,553	(0,00; 0,00)
44	68,4892	44.88	0,60	32.01	0,000	0,513	(0,00; 0,00)
45	64,5177	48.15	0,63	32.01	0,000	0,468	(0,00; 0,00)
46	60,0415	51.66	0,68	32.01	0,000	0,418	(0,00; 0,00)
47	54,9335	55.46	0,75	32.01	0,000	0,360	(0,00; 0,00)
48	48,9888	59.67	0,84	32.01	0,000	0,293	(0,00; 0,00)
49	42,0678	64.52	0,98	26.56	0,000	0,213	(0,00; 0,00)
50	33,4701	70.51	1,27	26.56	0,000	0,109	(0,00; 0,00)
51	16,3461	81.94	3,02	22.24	0,020	0,000	(0,00; 0,00)

Resistenza a taglio paratia = 0,0000 [kN]
ΣW_i = 3236,1888 [kN]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$ = 378,3339 [kN]
$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i$ = 1712,4903 [kN]
$\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i$ = 6,0382 [kN]

Risultati vincoli

Simbologia adottata
n° Indice del vincolo
R_x reazione in direzione orizzontale a metro lineare, positiva verso valle, espressa in [kN]
R_ϑ reazione momento a metro lineare, positiva antioraria, espressa in [kNm]
u spostamento orizzontale, positivo verso valle, espresso in [cm]

n°	$R_{x,min}$	$R_{x,max}$	$R_{\vartheta,min}$	$R_{\vartheta,max}$	u_{min}	u_{max}
	[kN]	*[kN]*	*[kNm]*	*[kNm]*	*[cm]*	*[cm]*
1	-97,28	-5,29	--	--	0,00000	0,00000

Verifica armatura paratia (Inviluppo sezioni critiche)

Verifica a flessione

Simbologia adottata
n° numero d'ordine della sezione
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]

M momento flettente espresso in [kNm]
N sforzo normale espresso in [kN] (positivo di compressione)
M_u momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
N_u sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
FS coefficiente di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)

Area della sezione del tubolare 48,14 [cmq]

n° - Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS
	[m]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kNm]*	*[kN]*	
5 - SLU - GEO	2,15	-57,57	30,66	-65,07	34,65	1.130

Verifica a taglio

Simbologia adottata

n° numero d'ordine della sezione
Y ordinata della sezione rispetto alla testa, espressa in [m]
V_{Ed} taglio agente sul palo, espresso in [kN]
V_{Rd} taglio resistente, espresso in [kN]
FS coefficiente di sicurezza a taglio (V_{Rd}/V_{Ed})

La verifica a taglio del micropalo è stata eseguita considerando una sezione anulare di area A = 48,14 cmq

n° - Tipo	Y	V_{Ed}	V_{Rd}	FS
	[m]	*[kN]*	*[kN]*	
5 - SLU - GEO	0,20	-52,45	598,25	11.407

Verifica tensioni

Simbologia adottata

n° numero d'ordine della sezione
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
σ_f tensione nell'acciaio espressa in [kg/cmq]
τ_f tensione tangenziale in [kg/cmq]
σ_{id} tensione ideale espressa in [kg/cmq]

Area della sezione del tubolare 48,14 [cmq]

σ_f	τ_f	σ_{id}	cmb
[kg/cmq]	*[kg/cmq]*	*[kg/cmq]*	
1090,27	0,65	1090,27	10

Verifica sezione cordoli

Simbologia adottata

M_h momento flettente espresso in [kNm] nel piano orizzontale
T_h taglio espresso in [kN] nel piano orizzontale
M_v momento flettente espresso in [kNm] nel piano verticale
T_v taglio espresso in [kN] nel piano verticale

Cordolo N° 1 (X=0,00 m) (Cordolo in c.a.)

B=70,00 [cm]	H=50,00 [cm]		
A_{fv}=12,57 [cmq]	A_{fh}=6,28 [cmq]	Staffe ϕ10/25	Nbh=2 - Nbv=2
M_h=40,61 [kNm]	M_{uh}=315,33 [kNm]	FS=7.76	
T_h=81,23 [kN]	T_{Rh}=365,11 [kN]	FS_T=4.49	cotgθh=2.50
M_v=1,07 [kNm]	M_{uv}=219,18 [kNm]	FS=204.34	
T_v=4,29 [kN]	T_R=254,47 [kN]	FS_{Tv}=59.31	cotgθv=2.50