

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01 e s.m.i.

S.O. Corpo Stradale

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

PIAZZALI TECNOLOGICI E FABBRICATI

FABBRICATI

Fabbricato tecnologico PES - Relazione di calcolo parte 2

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

IADR 00 D 29 CL FA0500 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione PD per AI	M.Botta 	SETT '23	A. Benenato-A. Donnarumma 	SETT '23	G. Dimaggio 	SETT '23	F. ARDUINI 29/09/2023 

File: IADR00D29CLFA0500002A

n. Elab.:

## Indice

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>SCOPO DEL DOCUMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
3.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	6
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>7</b>
4.1	CEMENTO ARMATO .....	7
4.1.1	CALCESTRUZZO FONDAZIONI.....	7
4.1.2	CALCESTRUZZO STRUTTURE IN ELEVAZIONE.....	7
4.1.3	ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA .....	7
<b>5</b>	<b>TERRENO DI FONDAZIONE.....</b>	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>10</b>
6.1	PESO PROPRIO STRUTTURE.....	10
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI .....	11
6.3	SOVRACCARICHI VARIABILI.....	12
6.4	AZIONE SISMICA .....	12
6.4.1	FORZE D'INERZIA .....	12
6.4.2	SPINTA SISMICA DEL TERRENO.....	14
6.5	SCARICHI STRUTTURA IN ELEVAZIONE .....	14
<b>7</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>16</b>
<b>8</b>	<b>MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>18</b>
8.1	CONSIDERAZIONI GENERALI SUL MODELLO DI CALCOLO .....	18
8.2	CODICE DI CALCOLO.....	20
8.2.1	TIPO DI ANALISI SVOLTA .....	20
8.2.2	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO.....	20
8.2.3	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI .....	21
<b>9</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA DELLA SOLETTA SUPERIORE (S=0.20 M) .....</b>	<b>21</b>

9.1	VERIFICA A FLESSIONE M11 .....	21
9.1	VERIFICA A FLESSIONE M22 .....	25
9.1	VERIFICA A TAGLIO V13.....	29
9.1	VERIFICA A TAGLIO V23.....	32
10	PROGETTO E VERIFICA DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE (S=0.50 M).....	35
10.1	VERIFICA A FLESSIONE M11 .....	35
10.2	VERIFICA A FLESSIONE M22 .....	39
10.3	VERIFICA A TAGLIO V13.....	43
10.4	VERIFICA A TAGLIO V23.....	46
11	VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE .....	49
11.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE: QUOTA -7.25 M .....	49
11.2	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE: QUOTA -5.65 M .....	54
12	INCIDENZE .....	59

	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE</b>  <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>PIAZZALI TECNOLOGICI</b> <b>Fabbricato tecnologico PES – Relazione di calcolo parte 2</b>	COMMESSA IADR	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 002	REV. A	FOGLIO 3 di 59

## 1 PREMESSA

La linea ferroviaria Foggia – Bari attraversa a raso il territorio comunale di Bari nelle località Palese e Santo Spirito. La direttrice adriatica determina quindi una interruzione del tessuto urbano, con presenza di numerosi passaggi a livello, apportando pesanti ripercussioni sulla mobilità e sulla sicurezza degli abitanti.

Il progetto definitivo del “Nodo di Bari: Bari Nord - Variante di tracciato tra Santo Spirito e Palese” è parte di un più vasto complesso progettuale relativo all’evoluzione del Nodo ferroviario di Bari, volto alla razionalizzazione, riorganizzazione e ad un generale miglioramento del trasporto ferroviario, attraverso un organico inserimento delle reti ferroviarie nel territorio urbano della città di Bari e una riqualificazione urbanistica delle aree dismesse.

Nel dicembre 2005 il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, la Regione Puglia, il Comune di Bari e Rete Ferroviaria Italiana S.p.A. siglarono un “Protocollo d’Intesa per il riassetto del nodo di Bari” finalizzato alla individuazione delle più efficaci soluzioni trasportistiche che rispondessero alle esigenze di riqualificazione urbana e di sviluppo economico del territorio al fine di perseguire i seguenti obiettivi:

- Riduzione delle interferenze tra le linee ferroviarie ed il territorio comunale;
- Realizzazione di un sistema di trasporto integrato, intermodale e intermodale a elevata frequenza;
- Aumento della qualità dei servizi di trasporto offerti con riduzione dei tempi di percorrenza e aumento dei punti di accesso alla modalità ferroviaria;
- Recupero, riqualificazione e valorizzazione delle aree ferroviarie dismesse e da dismettere;
- Abbattimento dei livelli di inquinamento acustico ed atmosferico nelle aree della città di Bari.

A seguito di tale Protocollo e del “Tavolo Tecnico” istituito dalla Regione Puglia, furono sviluppati uno studio di prefattibilità e successivamente uno studio di fattibilità.

Il progetto preliminare del Riassetto del Nodo di Bari sviluppato a seguito delle analisi sullo studio di fattibilità è stato assentito con Conferenza di Servizi Istruttoria indetta dalla Regione Puglia ai sensi dell’art. 14-bis della legge 241/1990 e approvato con verbale di CdS del 25 maggio 2009.

Il presente Progetto Definitivo del “Nodo di Bari: Bari Nord - Variante di tracciato tra Santo Spirito e Palese” è stato dunque sviluppato come soluzione di variante al Progetto Preliminare del 2009 oggetto di Parere VIA e sulla base delle prescrizioni e pareri ricevuti in fase di iter autorizzatorio del Progetto Preliminare del 2021.

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Nella presente relazione viene riportato il calcolo della struttura interrata del fabbricato tecnologico PES relativo al Progetto Definitivo della linea ferroviaria Bari – Barletta, lungo la tratta ferroviaria Bari Nord Santo Spirito – Bari Palese.



Figura 2-1: planimetria del tracciato in oggetto - Google Earth.

Si attribuisce una vita nominale  $V_N = 75$  anni e la classe d'uso IV con coefficiente d'uso  $C_u=2.0$ , in conformità ai seguenti riferimenti normativi di seguito indicati.

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi  $V_R = C_u \times V_N = 150$  anni.

La struttura in elevazione in pianta ha forma rettangolare avente le seguenti dimensioni 14,20 m x 6,60 m, comprensiva del rivestimento con pannellature prefabbricate.

Il sistema strutturale interrato è caratterizzato da pareti verticali in cemento armato da una soletta di interpiano e una soletta di fondazione.

	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE</b>  <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>PIAZZALI TECNOLOGICI</b> <b>Fabbricato tecnologico PES – Relazione di calcolo parte 2</b>	COMMESSA IADR	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 002	REV. A	FOGLIO 5 di 59

La soletta d'interpiano presenta una campata trasversale di 6,30 m e due campate longitudinali di 5.90 m e 8,00 m.

Le pareti perimetrali e la parete intermedia in cemento armato hanno uno spessore di 0.30 m.

La fondazione e il solaio superiore sono realizzati in opera mediante una soletta in cemento armato di spessore 0,50 m 0,20 m,

	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE</b>  <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>PIAZZALI TECNOLOGICI</b> <b>Fabbricato tecnologico PES – Relazione di calcolo parte 2</b>	COMMESSA IADR	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 002	REV. A	FOGLIO 6 di 59

### 3 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

#### 3.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- 1) Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- 2) Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- 3) RFI DTC SI MA IFS 001 F del 31.12.2022 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- 4) RFI DTC SI CS SP IFS 004 del 2023- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- 5) UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- 6) UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

#### 3.2 **DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

Si faccia riferimento all’elenco elaborati allegato.

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 CEMENTO ARMATO

#### 4.1.1 CALCESTRUZZO FONDAZIONI

- Classe di resistenza C25/30
- Classe minima di consistenza S4
- Classe di esposizione ambientale XC2
- Copriferro 50 mm
- $R_{ck} = 30$  MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 14.11$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $E_{cm} = 31475.80$  N/mm<sup>2</sup> Modulo elastico del calcestruzzo

#### 4.1.2 CALCESTRUZZO STRUTTURE IN ELEVAZIONE

- Classe di resistenza C32/40
- Classe minima di consistenza S3, S4
- Classe di esposizione ambientale XC4, XS1
- Copriferro 50 mm
- $R_{ck} = 40$  MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 18.81$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $E_{cm} = 33642.8$  N/mm<sup>2</sup> Modulo elastico del calcestruzzo

#### 4.1.3 ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA

- acciaio B450C
- tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 450$  N/mm<sup>2</sup>
- tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 540$  N/mm<sup>2</sup>
- resistenza di calcolo a trazione  $f_{yd} = 391.30$  N/mm<sup>2</sup>



– modulo elastico

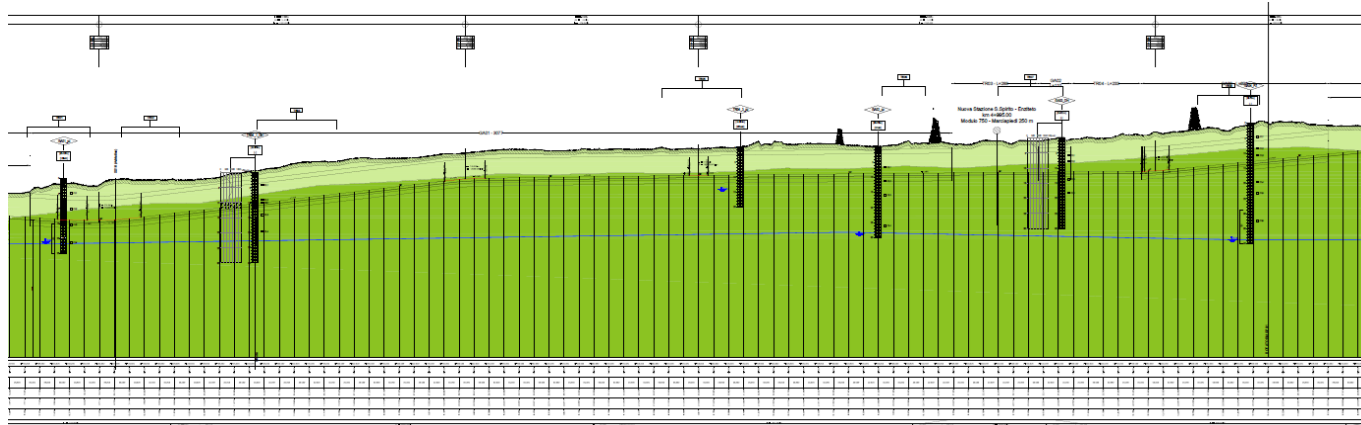
$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$$

## 5 TERRENO DI FONDAZIONE

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nel Profilo Geotecnico, allegati al presente progetto e ai quali si rimanda per le trattazioni di dettaglio. Si riporta a seguire uno stralcio del citato profilo in cui ricade l'opera qui esaminata e la tabella che riassume i parametri geotecnici caratteristici assunti nel calcolo.

Unità Geotecnica	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	GSI	$\sigma_{ci}$	$m_i$	$E_{op}$	$k$
	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)		(MPa)		(MPa)	(m/s)
<b>TC</b>	19.0	28-30	0-5				10	
<b>CAL</b> <b>Calt</b>	20.0	35-37	0-10				50	1E-03 ÷ 1E-05
<b>C1a</b> (da inizio a 5+000 da 8+000 a fine)	24.0	43	40	30	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6
<b>C1b</b> (da 5+500 a 8+000)	24.0	41	20	20	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6
<b>C2</b>	24.0	43	100	35	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-6

La falda si trova ad una quota di circa 0 m s.l.m. e non interferisce con le opere in progetto. Per i fabbricati si assume come terreno di fondazione il litotipo CAL.



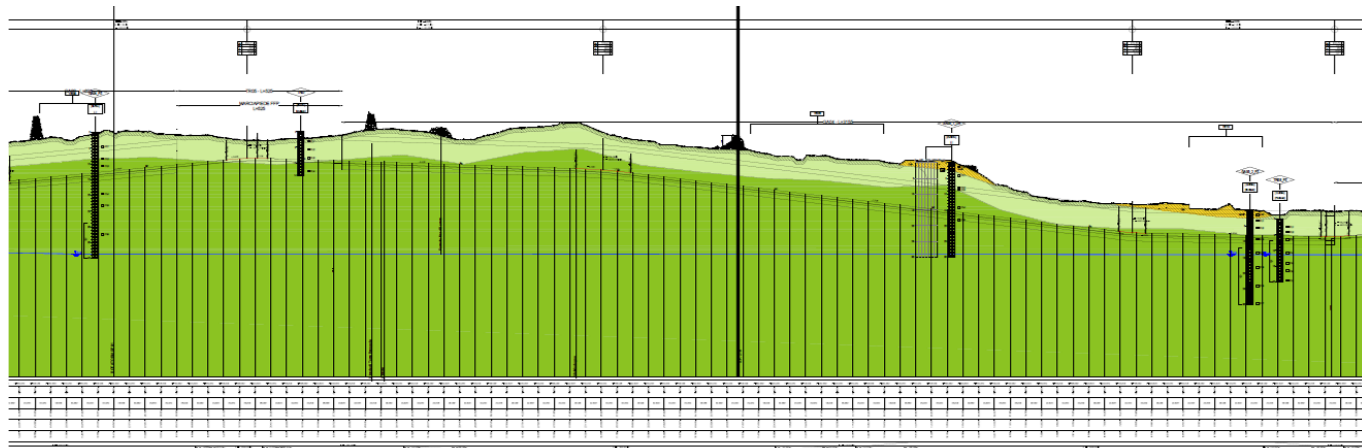


Figura 5-1: profilo geotecnico

	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE</b>  <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>PIAZZALI TECNOLOGICI</b> <b>Fabbricato tecnologico PES – Relazione di calcolo parte 2</b>	COMMESSA IADR	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 002	REV. A	FOGLIO 10 di 59

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC2018, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;
- azione sismica;
- spinta del terreno;
- incremento di spinta del terreno dovuta all'azione sismica;
- variazioni termiche;

### 6.1 PESO PROPRIO STRUTTURE

Il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma considerando il peso specifico del cemento armato pari a:

$$\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3.$$

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE</b></p> <p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p>					
<p><b>PIAZZALI TECNOLOGICI</b> Fabbricato tecnologico PES – Relazione di calcolo parte 2</p>	<p>COMMESSA IADR</p>	<p>LOTTO 00 D 29</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO FA0500 002</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 11 di 59</p>

## 6.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

- Tamponamenti esterni

Il rivestimento esterno è ottenuto mediante blocchi cavi prefabbricati in conglomerato normale di cemento vibrocompresso di spessore pari a 30 cm il cui peso è pari a **12,00 kN/m<sup>3</sup>**. Moltiplicando questo valore per  $s=30$  cm si ottiene peso per unità di superficie pari a **3,6 kN/m<sup>2</sup>**

Il peso per unità di superficie moltiplicato per l'altezza totale del singolo pannello  $h=3,25$  m, trascurando le eventuali aperture, è pari a 11,70 kN/m, che è il peso a metro lineare del pannello.

Considerando che il pannello viene fissato alle travi di elevazione e al cordolo in c.a. posto al di sopra della trave rovescia, il peso da applicare alle travi perimetrali di elevazione e a quelle di fondazione è pari a **5,85 kN/m**.

- Peso dell'acqua nella vasca

Non è stato considerato il contributo favorevole della spinta dell'acqua della vasca sulle pareti verticali. È stato considerato il suo peso, nella direzione verticale, agente sulla corrispondente fondazione. È stato assunto un peso specifico dell'acqua pari a **10,00 kN/m<sup>3</sup>**. Pertanto, si assume il seguente carico:

Fondazione (quota -6,55 m): **62,00 kN/m<sup>2</sup>**;

Fondazione (quota -5,05 m): **45,00 kN/m<sup>2</sup>**.

- Peso della tamponatura

Il rivestimento esterno è ottenuto mediante blocchi cavi prefabbricati in conglomerato normale di cemento vibrocompresso di spessore pari a 30 cm il cui peso è pari a **12,00 kN/m<sup>3</sup>**. Moltiplicando questo valore per  $s=30$  cm si ottiene peso per unità di superficie pari a **3,6 kN/m<sup>2</sup>**

Il peso per unità di superficie moltiplicato per l'altezza totale del singolo pannello  $h=3,25$  m, trascurando le eventuali aperture, è pari a 11,70 kN/m, che è il peso a metro lineare del pannello.

Considerando che il pannello viene fissato alle travi di elevazione e al cordolo in c.a. posto al di sopra della trave rovescia, il peso da applicare alle travi perimetrali di elevazione e a quelle di fondazione è pari a **5,85 kN/m**.

- Spinta del terreno

Si assume un terreno di riempimento ricavato da calcare fratturato con le seguenti proprietà meccaniche:  $\gamma=12,00$  kN/m<sup>3</sup>,  $\phi=33^\circ$ ,  $E=500000$  kN/m<sup>2</sup>. Si assume un sovraccarico accidentale agente sul piano di campagna pari a 10 kN/m<sup>2</sup>.

- Peso non strutturale e impianti

Il peso degli impianti che grava sulla soletta di fondazione dipende dalla destinazione d'uso del locale. Si assumono i seguenti carichi:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE</b>  <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>PIAZZALI TECNOLOGICI</b> Fabbricato tecnologico PES – Relazione di calcolo parte 2	COMMESSA IADR	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 002	REV. A

- Cat. E2 – Ambienti ad uso industriale da valutarsi caso per caso -LOCALE CENTRALINA IS E BATTERIE: **G\_SIAP = 18 kN/m<sup>2</sup>**;
- Cat. E2 – Ambienti ad uso industriale da valutarsi caso per caso -TUTTI GLI ALTRI AMBIENTI: **G\_UMQ\_MT/BT = 10 kN/m<sup>2</sup>**;
- Cat. E2 – Ambienti ad uso industriale da valutarsi caso per caso -LOCALI TRASFORMATORI: **G\_TRAFO = 30 kN/m<sup>2</sup>**.

### 6.3 SOVRACCARICHI VARIABILI

Nel modello di calcolo della stazione di pompaggio si è tenuto conto sulla soletta di copertura della vasca di un sovraccarico accidentale pari a 5.0 kN/m<sup>2</sup>.

Il sovraccarico accidentale agente al piano campagna (10,0 kN/m<sup>2</sup>) produce sulle pareti di fondazione della stazione di pompaggio una pressione costante pari a  $k_0 \cdot q = 0,455 \cdot 10 = 4,55 \text{ kN/m}^2$ .

### 6.4 AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica sono necessarie delle valutazioni preliminari relative alle seguenti caratteristiche proprie della costruzione (2.4 – NTC2018):

- Vita Nominale ( $V_N$ );
- Classe d'uso ( $C_u$ );
- Periodo di Riferimento ( $V_R$ ).

Si attribuisce una vita nominale  $V_N = 75$  anni e la classe d'uso IV con coefficiente d'uso  $C_u=2,0$ , in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 14/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 21/01/2019, n. 617 par. C2.4.1 e C2.4.2;


Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi  $V_R = C_u \times V_N = 150$  anni. Si considera la categoria di sottosuolo riportata nella Relazione Geotecnica, che, vista l'eterogeneità dei materiali rocciosi lungo il tracciato di interesse per l'opera in oggetto è stata assunta come categoria di suolo E. Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geotecnica, il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica  $T_1$ .

#### 6.4.1 FORZE D'INERZIA

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \cdot W$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE</b>  <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>PIAZZALI TECNOLOGICI</b> <b>Fabbricato tecnologico PES – Relazione di calcolo parte 2</b>	COMMESSA <b>IADR</b>	LOTTO <b>00 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>FA0500 002</b>	REV. <b>A</b>

Forza sismica verticale  $F_v = k_v * W$

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

$$k_h = a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo le NTC2018 si è assegnata all'opera una vita nominale  $V_N=75$  anni ed una classe d'uso IV ( $C_U= 2.0$ ), che danno luogo ad un periodo di riferimento  $V_R=V_N*C_U=150$  anni.

Il sito in esame di coordinate: Longitudine = 16,753288 e Latitudine= 41,146686), presenta i seguenti parametri sismici allo SLV:

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
$T_r$ :	1424	[anni]
$a_g$ :	0,117	g
$F_o$ :	2,667	
$T_c^*$ :	0,545	[s]

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a_g = S_S * S_T * a_g$$

dove:

$S_S=1,60$  Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T=1.0$  Coefficiente di amplificazione topografica

Ciò determina:

$$a_{max}=1,20*1*0,117 \text{ g} = 0,140 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0,140$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h = 0.070$$

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

$$G_1 + G_2$$

In particolare, si applica l'inerzia sulle pareti laterali in cemento armato, a seconda della direzione e del verso di applicazione dell'azione sismica.

Forza inerzia piedritto:  $F_H = 1,05 \text{ kN/m}^2$

La forza d'inerzia agente deriva dal coefficiente di spinta orizzontale moltiplicato per la massa sismica del piederitto.

#### 6.4.2 SPINTA SISMICA DEL TERRENO

L'incremento della spinta del terreno, dovuta all'azione sismica, è determinato con la teoria di Wood:

##### Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizione SPSSX)

Spinta sul singolo piederitto	$Q_w$	<b>20,72</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Forza su nodo superiore	$Q_{w,sup}$	2,07	kN/m
Forza su nodo inferiore	$Q_{w,inf}$	5,18	kN/m

#### 6.5 SCARICHI STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Per tener conto degli effetti indotti sulla struttura interrata, dalle azioni agenti su quella in elevazione, sono state inserite delle forze nei nodi corrispondenti alle sezioni di base dei pilastri dell'elevazione. Tali azioni derivano dall'analisi della sovrastruttura e rappresentano le reazioni vincolari (cambiate di segno) corrispondenti alla sezione di incastro del pilastro. In favore di sicurezza, sono state estrapolate le reazioni vincolari degli involucri delle combinazioni di carico allo SLU, SLV e SLE.

Di seguito sono riportate i valori delle forze applicate ai nodi al modello oggetto della relazione.

**TABLE: Joint Reactions**

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P10	ENV_SLU	LinStatic	0	-26,197	-44,735	-188,512	1,9422	-32,0139	-0,2663
P10	ENV_SLU	LinStatic	0	20,896	-1,538	-86,497	61,6931	25,2751	0,3121
P10	ENV_SLV	LinStatic	0	-89,511	-77,253	-201,418	-98,7435	-197,6554	-5,4873
P10	ENV_SLV	LinStatic	0	85,552	39,43	-38,95	150,0349	193,202	5,4873
P10	ENV_RAR	LinStatic	0	-17,551	-30,615	-131,435	11,8313	-21,4367	-0,1775
P10	ENV_RAR	LinStatic	0	13,123	-8,795	-106,069	42,2023	15,9364	0,208
P10	ENV_FRE	LinStatic	0	-5,091	-21,131	-121,689	22,7237	-6,068	-0,0355
P10	ENV_FRE	LinStatic	0	1,044	-16,771	-116,92	28,7926	1,4066	0,0416
P10	ENV_SLD	LinStatic	0	-55,49	-54,173	-169,072	-49,6755	-121,7097	-3,3679
P10	ENV_SLD	LinStatic	0	51,532	16,35	-71,295	100,9669	117,2563	3,3679
P11	ENV_SLU	LinStatic	0	-26,875	4,331	-187,888	-54,5423	-33,5155	-0,2663
P11	ENV_SLU	LinStatic	0	20,219	37,61	-85,457	-2,5473	23,7736	0,3121
P11	ENV_SLV	LinStatic	0	-89,511	-39,43	-201,418	-150,0349	-197,6554	-5,4873
P11	ENV_SLV	LinStatic	0	85,552	77,253	-38,95	98,7435	193,202	5,4873
P11	ENV_RAR	LinStatic	0	-18,003	10,657	-131,019	-37,4351	-22,4377	-0,1775
P11	ENV_RAR	LinStatic	0	12,671	25,865	-105,376	-12,2347	14,9354	0,208
P11	ENV_FRE	LinStatic	0	-5,181	17,143	-121,551	-27,8391	-6,2683	-0,0355
P11	ENV_FRE	LinStatic	0	0,953	20,181	-116,781	-22,8044	1,2064	0,0416
P11	ENV_SLD	LinStatic	0	-55,49	-16,35	-169,072	-100,9669	-121,7097	-3,3679

P11	ENV_SLD	LinStatic	0	51,532	54,173	-71,295	49,6755	117,2563	3,3679
P20	ENV_SLU	LinStatic	0	-27,512	-75,456	-478,462	-2,625	-42,7881	-0,3527
P20	ENV_SLU	LinStatic	0	-4,63	7,598	-255,306	95,5603	0,374	0,376
P20	ENV_SLV	LinStatic	0	-115,888	-94,689	-385,536	-105,6889	-232,8078	-5,2861
P20	ENV_SLV	LinStatic	0	88,77	39,847	-229,18	179,8914	197,5573	5,3437
P20	ENV_RAR	LinStatic	0	-18,904	-51,662	-333,75	13,1142	-29,2525	-0,2236
P20	ENV_RAR	LinStatic	0	-8,664	-5,921	-293,937	65,5442	-7,0063	0,2521
P20	ENV_FRE	LinRespSpec	Max	-14,628	-31,991	-309,809	32,0285	-19,9535	-0,013
P20	ENV_FRE	LinRespSpec	Max	-12,58	-22,898	-303,448	42,3869	-15,5043	0,0643
P20	ENV_SLD	LinRespSpec	Max	-76,124	-67,905	-353,14	-49,1162	-149,1947	-3,2319
P20	ENV_SLD	LinRespSpec	Max	49,006	13,063	-261,576	123,3187	113,9441	3,2895
P21	ENV_SLU	LinRespSpec	Max	-28,283	1,72	-478,074	-79,9951	-44,4077	-0,412
P21	ENV_SLU	LinRespSpec	Max	-5,401	57,652	-254,66	-2,4832	-1,2456	0,2946
P21	ENV_SLV	LinStatic	0	-115,888	-39,847	-385,536	-179,8914	-232,8078	-5,3437
P21	ENV_SLV	LinStatic	0	88,77	94,689	-229,18	105,6889	197,5573	5,2861
P21	ENV_RAR	Combination	Max	-19,418	12,133	-333,492	-55,1674	-30,3323	-0,2761
P21	ENV_RAR	Combination	Min	-9,178	39,793	-293,507	-16,5197	-8,086	0,1849
P21	ENV_FRE	LinStatic	0	-14,731	24,141	-309,809	-40,3116	-20,1695	-0,0691
P21	ENV_FRE	LinStatic	0	-12,683	29,617	-303,362	-32,7096	-15,7202	0,0053
P21	ENV_SLD	LinStatic	0	-76,124	-13,063	-353,14	-123,3187	-149,1947	-3,2895
P21	ENV_SLD	LinStatic	0	49,006	67,905	-261,576	49,1162	113,9441	3,2319
P30	ENV_SLU	LinStatic	0	1,875	-82,763	-308,494	4,3973	5,5991	-0,2663
P30	ENV_SLU	LinStatic	0	32,662	-4,705	-156,034	114,3816	39,9965	0,3121
P30	ENV_SLV	LinStatic	0	-20,368	-102,916	-242,821	-110,8247	-55,6932	-5,4873
P30	ENV_SLV	LinStatic	0	51,444	31,674	-152,19	206,0731	98,1379	5,4873
P30	ENV_RAR	LinStatic	0	7,636	-56,756	-214,992	22,338	12,4526	-0,1775
P30	ENV_RAR	LinStatic	0	22,424	-17,652	-183,753	78,368	27,5522	0,208
P30	ENV_FRE	LinStatic	0	13,955	-39,574	-199,111	42,2053	19,4641	-0,0355
P30	ENV_FRE	LinStatic	0	16,913	-31,757	-193,952	53,4069	22,484	0,0416
P30	ENV_SLD	LinStatic	0	-6,413	-76,388	-223,764	-48,7718	-25,8043	-3,3679
P30	ENV_SLD	LinStatic	0	37,49	5,146	-171,247	144,0202	68,249	3,3679
P31	ENV_SLU	LinStatic	0	1,597	10,348	-306,998	-100,8512	5,0075	-0,2663
P31	ENV_SLU	LinStatic	0	32,569	69,511	-153,542	-5,9442	39,405	0,3121
P31	ENV_SLV	LinStatic	0	-20,368	-31,674	-242,821	-206,0731	-55,6932	-5,4873
P31	ENV_SLV	LinStatic	0	51,444	102,916	-152,19	110,8247	98,1379	5,4873
P31	ENV_RAR	LinStatic	0	7,45	21,414	-213,995	-69,3477	12,0582	-0,1775
P31	ENV_RAR	LinStatic	0	22,362	47,922	-182,091	-23,3693	27,1579	0,208
P31	ENV_FRE	LinStatic	0	13,918	32,509	-199,111	-51,6029	19,3852	-0,0355
P31	ENV_FRE	LinStatic	0	16,9	37,807	-193,62	-42,4115	22,4051	0,0416
P31	ENV_SLD	LinStatic	0	-6,413	-5,146	-223,764	-144,0202	-25,8043	-3,3679
P31	ENV_SLD	LinStatic	0	37,49	76,388	-171,247	48,7718	68,249	3,3679
P10	QPE_SLE_01	Combination		-1,979	-18,911	-120,184	25,6457	-2,2267	-5,033E-17
P11	QPE_SLE_01	Combination		-1,979	18,911	-120,184	-25,6457	-2,2267	-5,033E-17
P20	QPE_SLE_01	Combination		-13,559	-27,421	-307,358	37,1012	-17,6253	0,0288



P21	QPE_SLE_01	Combination	-13,559	27,421	-307,358	-37,1012	-17,6253	-0,0288
P30	QPE_SLE_01	Combination	15,538	-35,621	-197,505	47,6242	21,2223	-5,033E-17
P31	QPE_SLE_01	Combination	15,538	35,621	-197,505	-47,6242	21,2223	-5,033E-17

## 7 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (2.5.3 – NTC2018).

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

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

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

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

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

- Combinazione caratteristica (quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (SLE):

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

- Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Dove:

- Azioni Permanenti (G);
- Azioni Variabili (Q);
- Azioni di Precompressione (P);
- Azioni Eccezionali (A);
- Azioni Sismiche (E);

Le combinazioni delle azioni che sono state adottate per lo SLU sono riportate nelle tabelle seguenti, indicando nella casella, corrispondente all'azione coinvolta, il moltiplicatore dei carichi in funzione della combinazione considerata. Per quanto riguarda le azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli, sono stati utilizzati coefficienti di combinazione  $\Psi$  riportati nella tabella 5.2.VI delle NTC2018.

Si precisa che, data la simmetria della struttura, si sono individuate le combinazioni delle azioni tali da risultare maggiormente gravose e sbilanciati per la costruzione in esame.

Per quanto concerne la combinazione delle altre azioni con l'azione sismica è necessario garantire il rispetto degli stati limite, quali definiti al punto 3.2.1 – NTC2018, effettuando opportune verifiche di sicurezza. Ciascuna di esse garantisce, per ogni stato limite, quindi per il corrispettivo livello di azione sismica, il raggiungimento di una data prestazione da parte della costruzione nel suo complesso. Le verifiche di sicurezza da effettuare sono riepilogate in funzione della classe d'uso nella tabella C7.1.I – Circolare 2009. A riguardo, si evidenzia che le verifiche allo stato limite di collasso (SLC) devono essere eseguite necessariamente sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.

**TABLE: Combination Definitions**

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLU	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1,35
SLU			Linear Static	G2_solaio	1,5
SLU			Linear Static	G2_SPINTA_TERRENO	1,5
SLU			Linear Static	G2_tamponamenti_inf	1,5
SLU			Linear Static	ENV_SLU_SCARICHI	1
SLU			Linear Static	Q_ACC	1,05
RAR_SLE_01	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
RAR_SLE_01			Linear Static	G2_solaio	1
RAR_SLE_01			Linear Static	G2_SPINTA_TERRENO	1
RAR_SLE_01			Linear Static	G2_tamponamenti_inf	1
RAR_SLE_01			Linear Static	Q_ACC	1
RAR_SLE_01			Linear Static	ENV_RAR_SCARICHI	1
FRE_SLE_01	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
FRE_SLE_01			Linear Static	G2_solaio	1
FRE_SLE_01			Linear Static	G2_SPINTA_TERRENO	1
FRE_SLE_01			Linear Static	G2_tamponamenti_inf	1
FRE_SLE_01			Linear Static	Q_ACC	0,7
FRE_SLE_01			Linear Static	ENV_FRE_SCARICHI	1
QPE_SLE_01	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
QPE_SLE_01			Linear Static	G2_solaio	1
QPE_SLE_01			Linear Static	G2_SPINTA_TERRENO	1
QPE_SLE_01			Linear Static	G2_tamponamenti_inf	1
QPE_SLE_01			Linear Static	Q_ACC	0,6
QPE_SLE_01			Linear Static	ENV_QPE_SCARICHI	1
SLV_SISM_01	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLV_SISM_01			Linear Static	G2_solaio	1
SLV_SISM_01			Linear Static	G2_SPINTA_TERRENO	1
SLV_SISM_01			Linear Static	G2_tamponamenti_inf	1
SLV_SISM_01			Linear Static	Q_ACC	0,6
SLV_SISM_01			Linear Static	SPINTA_PIEDRITTI_SISM_X	1

SLV_SISM_01			Linear Static	SPINTA TERRENO_SISM_X	1
SLV_SISM_01			Linear Static	SPINTA PIEDRITTI_SISM_Y	0,3
SLV_SISM_01			Linear Static	SPINTA TERRENO_SISM_Y	0,3
SLV_SISM_02	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLV_SISM_02			Linear Static	G2_solaio	1
SLV_SISM_02			Linear Static	G2_SPINTA_TERRENO	1
SLV_SISM_02			Linear Static	G2_tamponamenti_inf	1
SLV_SISM_02			Linear Static	Q_ACC	0,6
SLV_SISM_02			Linear Static	SPINTA PIEDRITTI_SISM_X	0,3
SLV_SISM_02			Linear Static	SPINTA TERRENO_SISM_X	0,3
SLV_SISM_02			Linear Static	SPINTA PIEDRITTI_SISM_Y	1
SLV_SISM_02			Linear Static	SPINTA TERRENO_SISM_Y	1
SLV_ENV_SISM	Envelope	No	Linear Static	SLV_SISM_01	1
SLV_ENV_SISM			Linear Static	SLV_SISM_02	1

## 8 MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO

### 8.1 CONSIDERAZIONI GENERALI SUL MODELLO DI CALCOLO

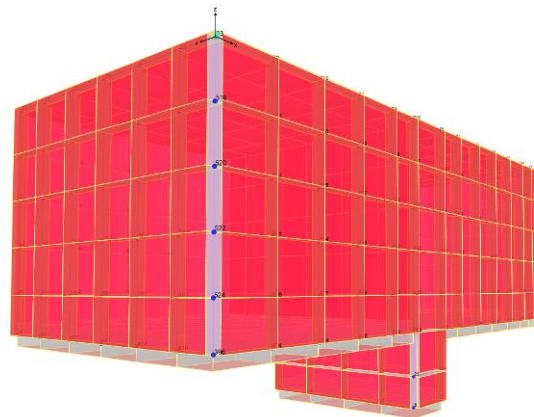
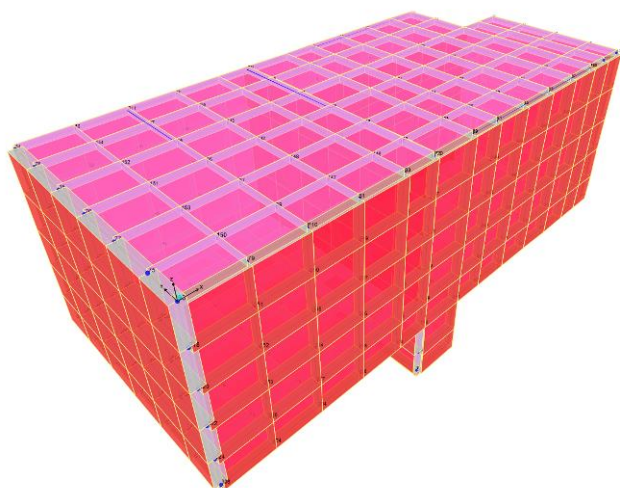
L'oggetto della presente relazione strutturale è la struttura interrata; pertanto, la struttura in elevazione è oggetto di un'ulteriore relazione di calcolo.

Il sistema costruttivo che caratterizza la struttura interrata del fabbricato tecnologico PES è costituita da pareti, soletta superiore e soletta di fondazione in cemento armato, che ne determinano un comportamento scatolare. Lo step del lavoro relativo al calcolo computazionale e alla definizione dell'output, in termini di caratteristiche di sollecitazione e deformazioni per i vari elementi strutturali, prevede un approccio preliminare basato sulla modellazione della struttura attraverso un processo di discretizzazione agli elementi finiti facendo riferimento ad un modello elastico. Il modello è stato realizzato ed analizzato con l'ausilio del programma di calcolo SAP2000 della CSI. Gli elementi strutturali sono stati schematizzati mediante elementi bidimensionali tipo *shell*. Presentano caratteristiche geometriche e meccaniche in accordo con le proprietà reali dei materiali e delle sezioni che rappresentano.

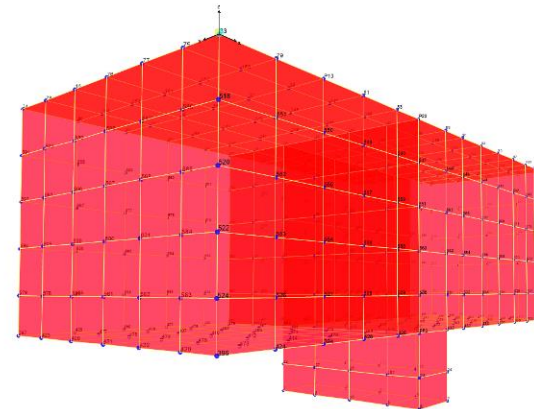
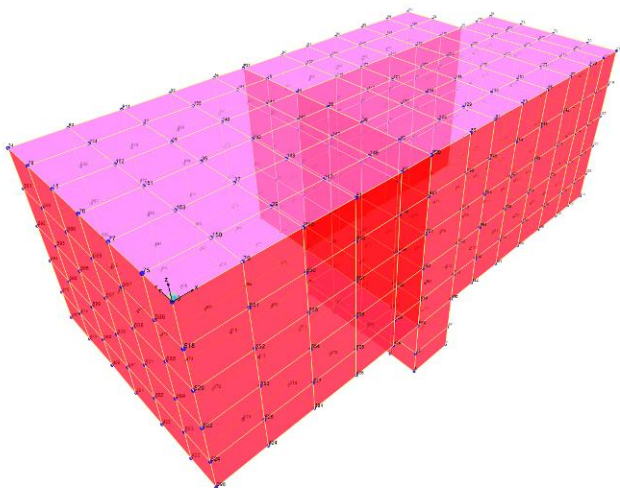
L'interazione tra terreno e struttura è stata studiata ipotizzando un comportamento elastico del terreno. L'intera struttura è poggiata a terra su un letto di molle alla Winkler la cui rigidità viene assegnata per unità di lunghezza di elemento. Il coefficiente di fondazione (Winkler) adottato nel modello è pari a  $K = 50000 \text{ kN/m}^3$ .

L'analisi degli effetti dovuti all'azione sismica prevede la definizione delle masse strutturali partecipanti all'eccitazione dinamica dovuta al terremoto. Pertanto, nel modello le masse strutturali coincidono con i carichi caratteristici permanenti strutturali e non strutturali (i carichi di esercizio dovuti alla manutenzione sono trascurati).

La presenza del solaio di copertura è stata modellata mediante un vincolo di diaframma al livello di copertura. I Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo.



*Figura 8-1- Modello di calcolo – Vista estrusa del modello.*



*Figura 8-2 - Modello di calcolo – numerazione frames e nodi.*

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE</b></p> <p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p>												
<p><b>PIAZZALI TECNOLOGICI</b> Fabbricato tecnologico PES – Relazione di calcolo parte 2</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IADR</td> <td>00 D 29</td> <td>CL</td> <td>FA0500 002</td> <td>A</td> <td>20 di 59</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IADR	00 D 29	CL	FA0500 002	A	20 di 59
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IADR	00 D 29	CL	FA0500 002	A	20 di 59								

## 8.2 CODICE DI CALCOLO

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti:

Titolo           SAP2000  
 Versione        24.2.0 Advanced  
 Distributore    CSI Italia

### 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 struttura viene discretizzata in elementi bidimensionali piani (shells).

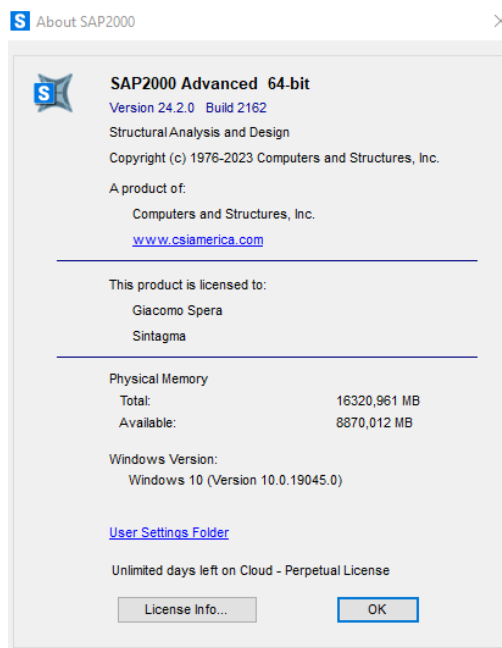
La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

### 8.2.2 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.

Come detto, per la risoluzione del modello di calcolo si è fatto uso del programma di calcolo SAP2000.

Di seguito si riporta una schermata con tutte le informazioni del programma, del produttore e della licenza d'uso:



### 8.2.3 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.

## 9 PROGETTO E VERIFICA DELLA SOLETTA SUPERIORE (S=0.20 M)

Si prende in considerazione la sezione trasversale di dimensioni 1 m x 0.20 m. Si assume un'armatura superiore e inferiore simmetrica, sia nella direzione longitudinale che trasversale.

Direzione X: **16 $\phi$  150;**

Direzione Y: **12 $\phi$  150;**

Si prevede, laddove sia necessaria, un'armatura a taglio nella direzione considerata caratterizzata da staffe a due braccia,  **$\phi$ 12/100**. (vedi paragrafo relativo alla verifica a taglio)

### 9.1 VERIFICA A FLESSIONE M11

Il momento resistente sviluppato dalla sezione in direzione x ( $M_{11} = 63.56$  KNm) è maggiore rispetto al momento agente di progetto massimo. Si escludono i valori di picco misurati nell'ingombro degli elementi.

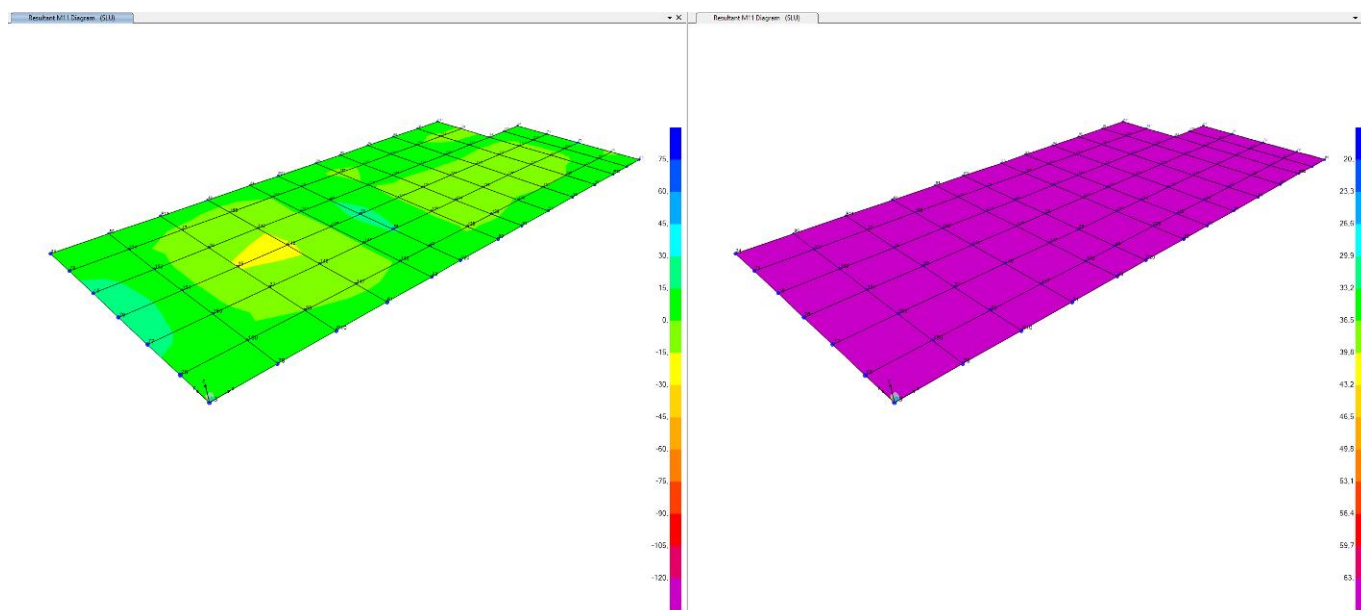


Figura 9-1 Diagramma M11 dell'involuppo SLU (sx) e momento di ricoprimento M11

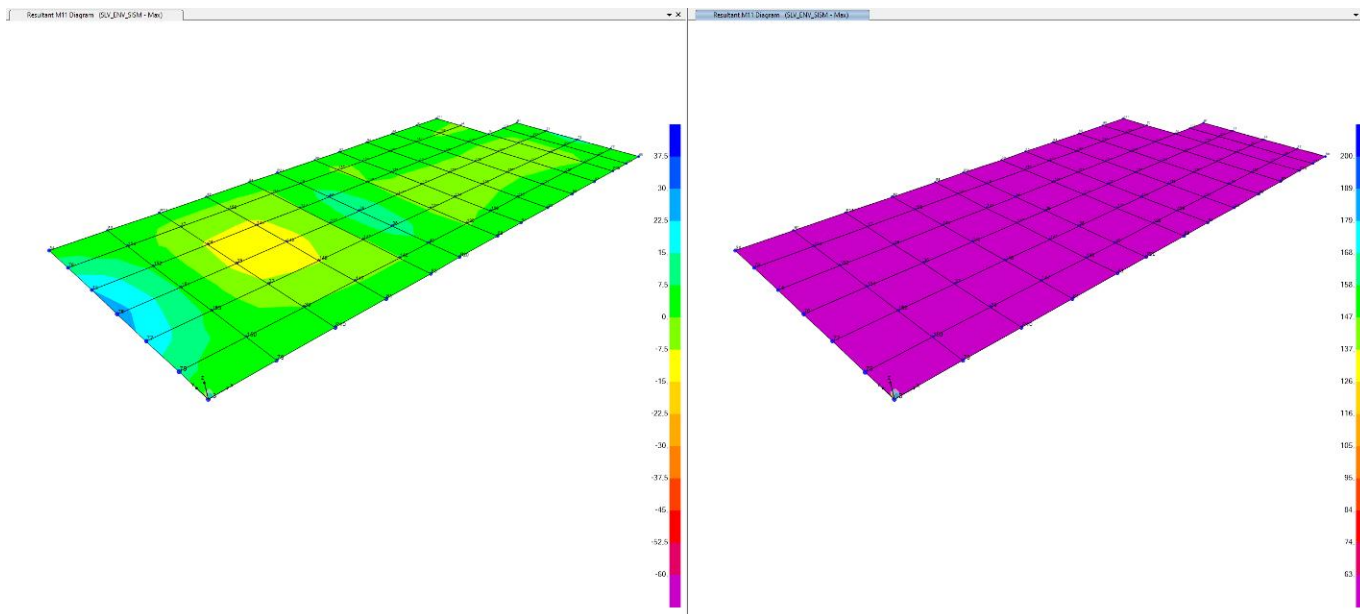


Figura 9-2 Diagramma M11 dell'involuppo SLV max (sx) e momento di ricoprimento M11

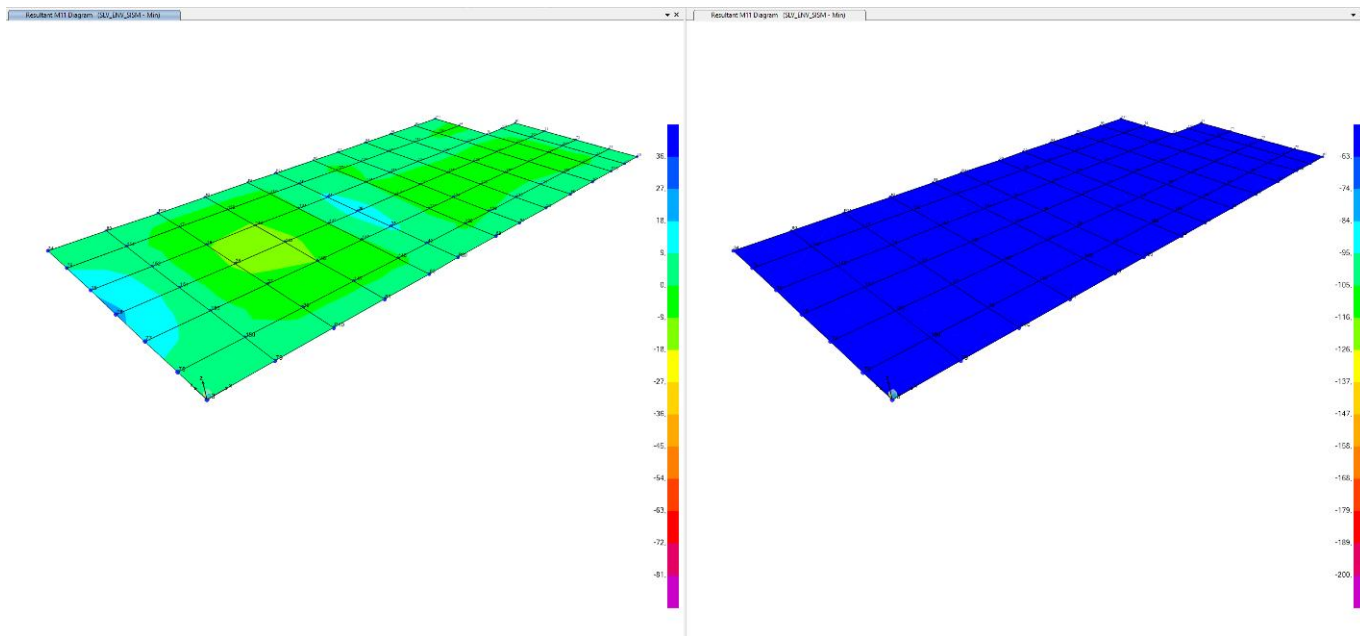


Figura 9-3 Diagramma M11 dell'involuppo SLV min (sx) e momento di ricoprimento M11

**DATI GENERALI SEZIONE GENERICIA NON DISSIPATIVA IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Soletta\_SUPERIORE\_20x100**

(Percorso File: \\febe\CDG\L1\_LAVORO\PIAZZALI E FABBRICATI\0\_FA05\1\_RC-SEC\Soletta\_SUPERIORE\_20x100.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico  
 Tipologia sezione: Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Tipo di sollecitazione: Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

**CALCESTRUZZO - Classe:** C25/30  
 Resist. compr. di progetto fcd: 14.2 MPa  
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020  
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale Ec: 31475.0 MPa  
 Resist. media a trazione fctm: 2.60 MPa

**ACCIAIO - Tipo:** B450C  
 Resist. caratt. snervam. fyk: 450.0 MPa  
 Resist. caratt. rottura ftk: 540.0 MPa  
 Resist. snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa  
 Resist. ultima di progetto ftd: 450.0 MPa  
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068  
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Calcestruzzo: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	20.0
3	50.0	20.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.0	6.0	16
2	-44.0	14.0	16
3	44.0	14.0	16
4	44.0	6.0	16

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione



N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	5	16
2	2	3	5	16

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	25.00	0.00

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.4 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	25.00	0.00	63.56	2.54	14.1(2.1)

**METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00161	0.452	-50.0	20.0	0.00008	44.0	14.0	-0.00196	-44.0	6.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]; deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1      0.000000000      0.000254871      -0.003485725      0.452      1.000

## 9.1 VERIFICA A FLESSIONE M22

Il momento resistente sviluppato dalla sezione in direzione x ( $M_{22} = 38.92$  KNm) è maggiore rispetto al momento agente di progetto massimo. Si escludono i valori di picco misurati nell'ingombro degli elementi.

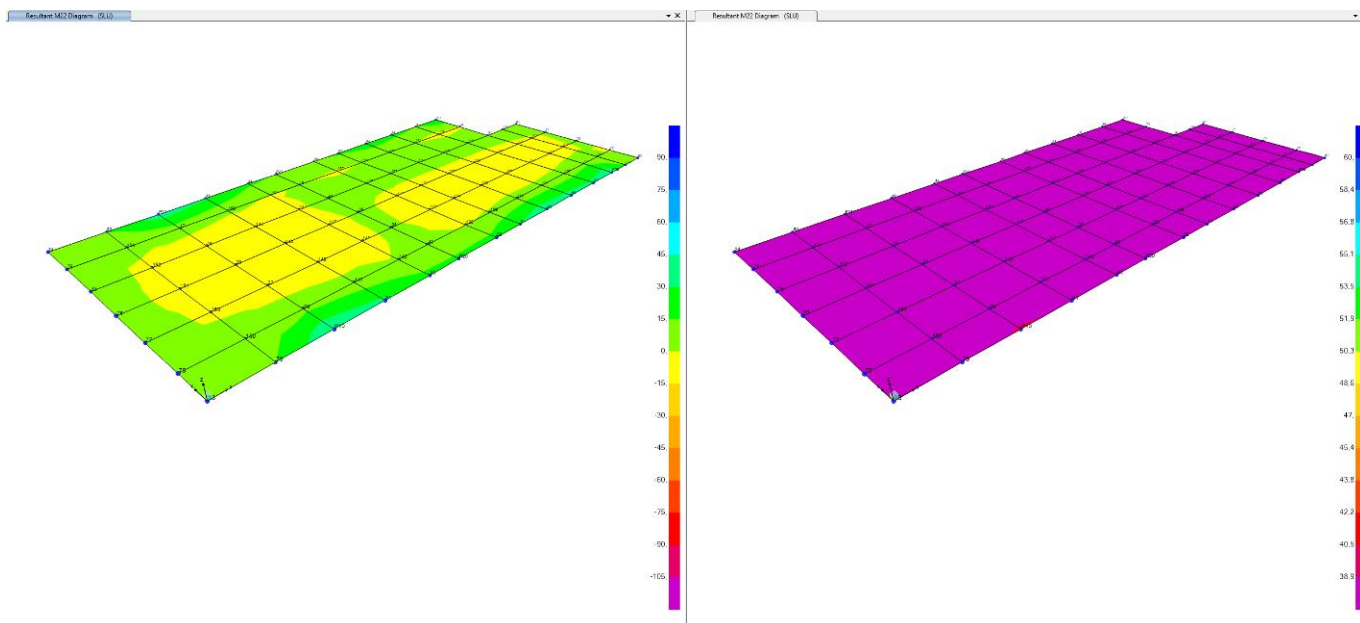


Figura 9-4 Diagramma M22 dell'involuppo SLU (sx) e momento di ricoprimento M22

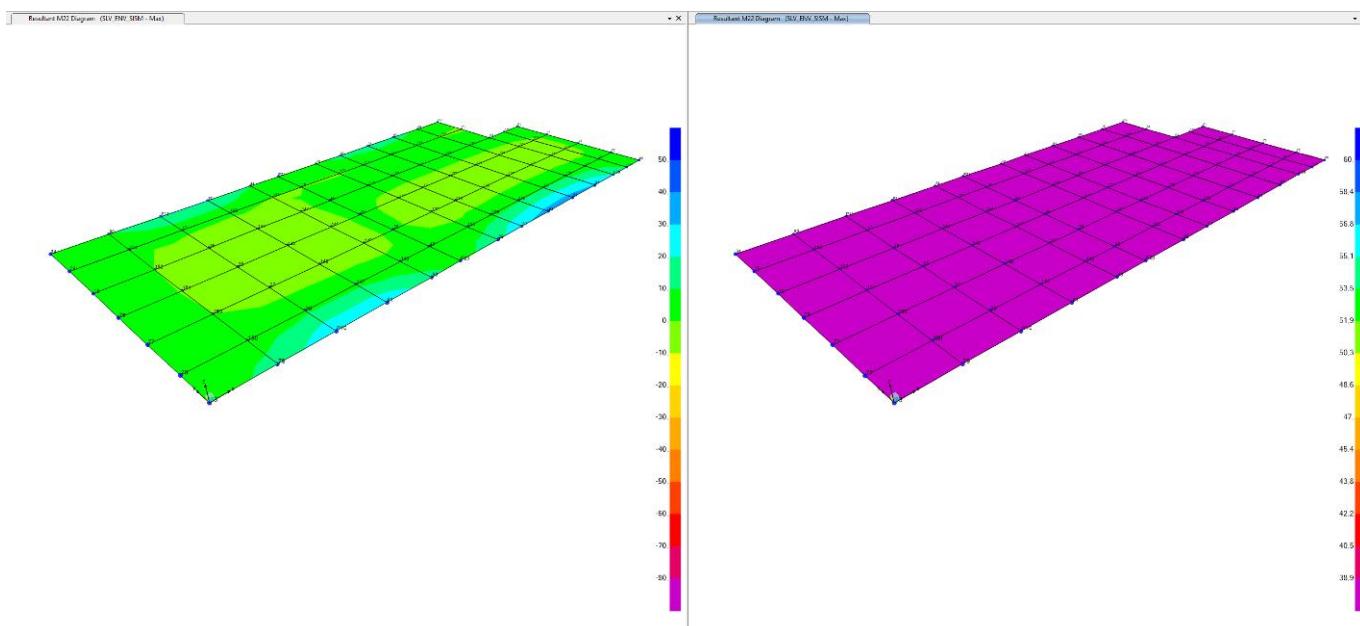


Figura 9-5 Diagramma M11 dell'involuppo SLV max (sx) e momento di ricoprimento M22

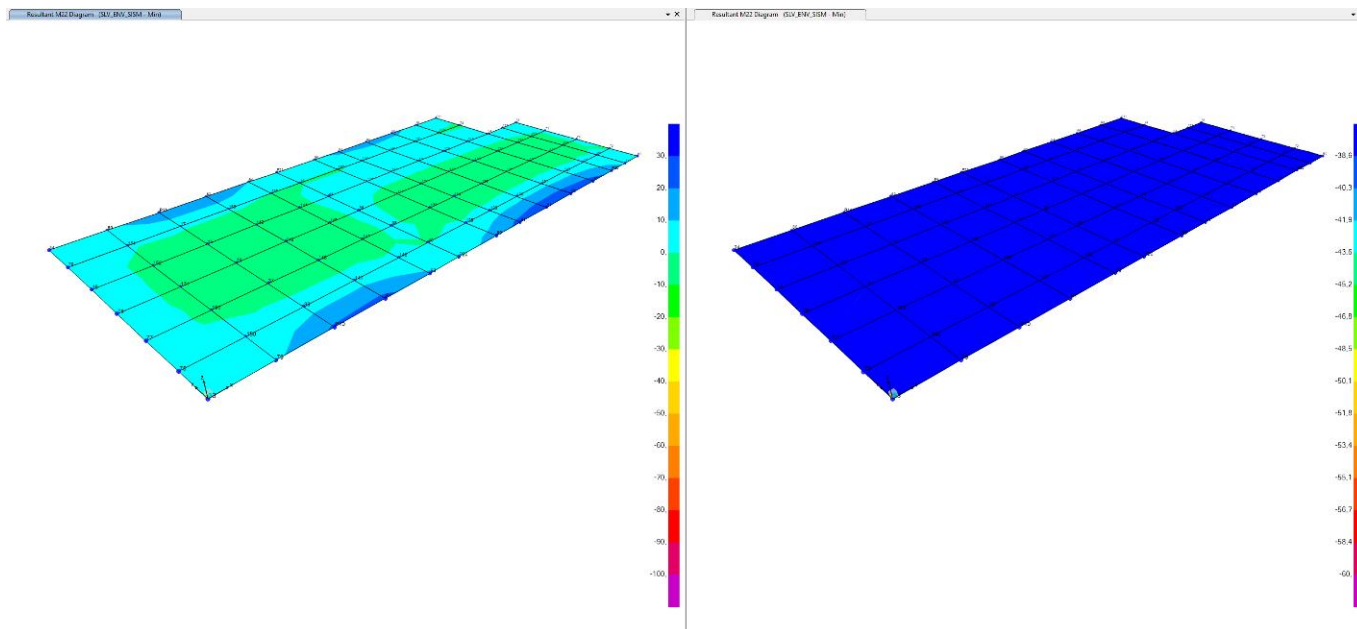


Figura 9-6 Diagramma M11 dell'involuppo SLV min (sx) e momento di ricoprimento M22

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

**NOME SEZIONE: Soletta\_SUPERIORE\_20x100\_Y**

(Percorso File: \\febe\CDG\L1\_LAVORO\PIAZZALI E FABBRICATI\0\_FA05\1\_RC-SEC\Soletta\_SUPERIORE\_20x100\_Y.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.60 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	540.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	450.0 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	20.0
3	50.0	20.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.0	6.0	12
2	-44.0	14.0	12
3	44.0	14.0	12
4	44.0	6.0	12

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	5	12
2	2	3	5	12

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	28.00	0.00

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.4 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	28.00	0.00	38.92	1.39	7.9(2.1)

**METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00115	0.369	-50.0	20.0	-0.00018	44.0	14.0	-0.00196	-44.0	6.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000221546	-0.003285775	0.369	0.902

## 9.1 VERIFICA A TAGLIO V13

Nella valutazione del taglio sollecitante massimo, si escludono i valori di picco misurati all'interno dell'ingombro degli elementi strutturali. In favore di sicurezza, non si tiene conto dello sforzo normale. Di seguito si riporta il valore del taglio resistente V13, della sezione priva di armatura a taglio.

### VERIFICA A TAGLIO

#### Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$  0 kN

$N_{Ed}$  0 kN

Calcestruzzo

**C25/30**

$R_{ck}$  30 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  24,9 N/mm<sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

$f_{cd}$  14,11 N/mm<sup>2</sup>

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$  1,5

Altezza sezione

$h$  200 mm

Copriferro

$c$  83 mm

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$  1000 mm

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$  117 mm

Area Calcestruzzo

$A_c$  200000 mm<sup>2</sup>

Armatura longitudinale tesa

n 7

$\varnothing$  16 mm

$A_{sl}$  1406,72 mm<sup>2</sup>

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$  0,0120 ≤ 0.02 ok

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$  0,0000 ≤ 0.2  $f_{cd}$  ok

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

$k$  2,00 ≤ 2 ok

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

$v_{\min}$  0,28

$V_{Rd}$  87,19 kN

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni e i diagrammi di ricoprimento.

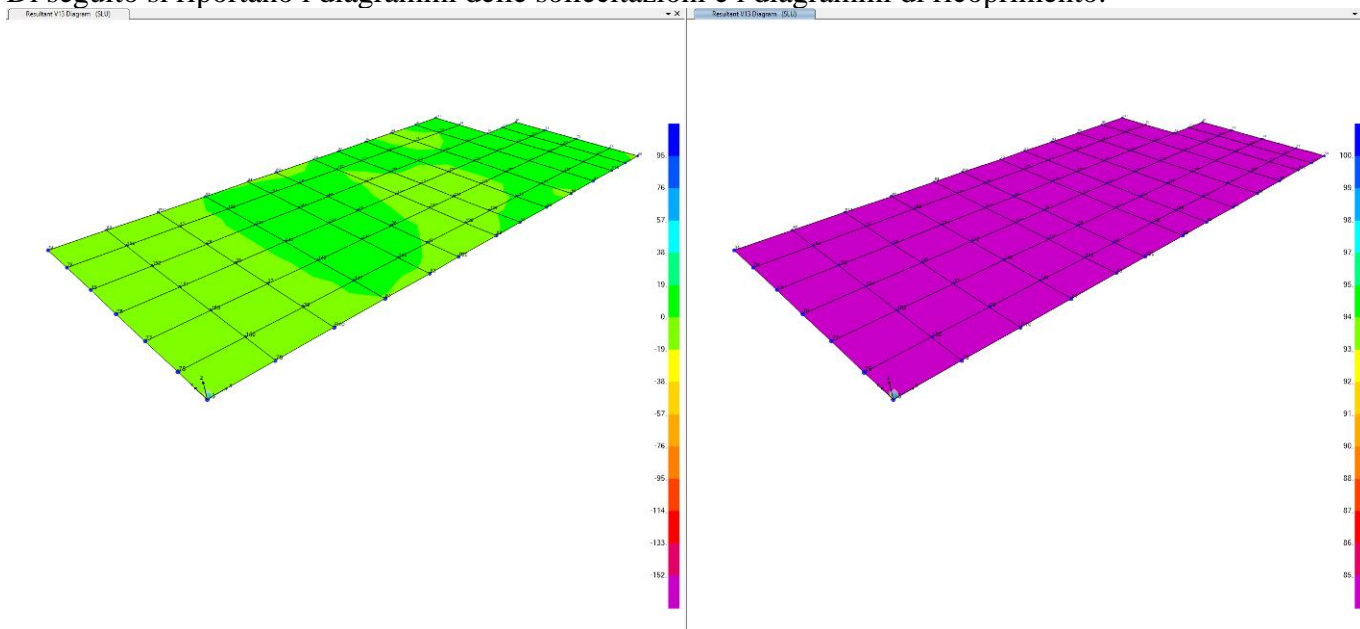


Figura 9-7 Diagramma V12 dell'involuppo SLU (sx) e taglio di ricoprimento V13

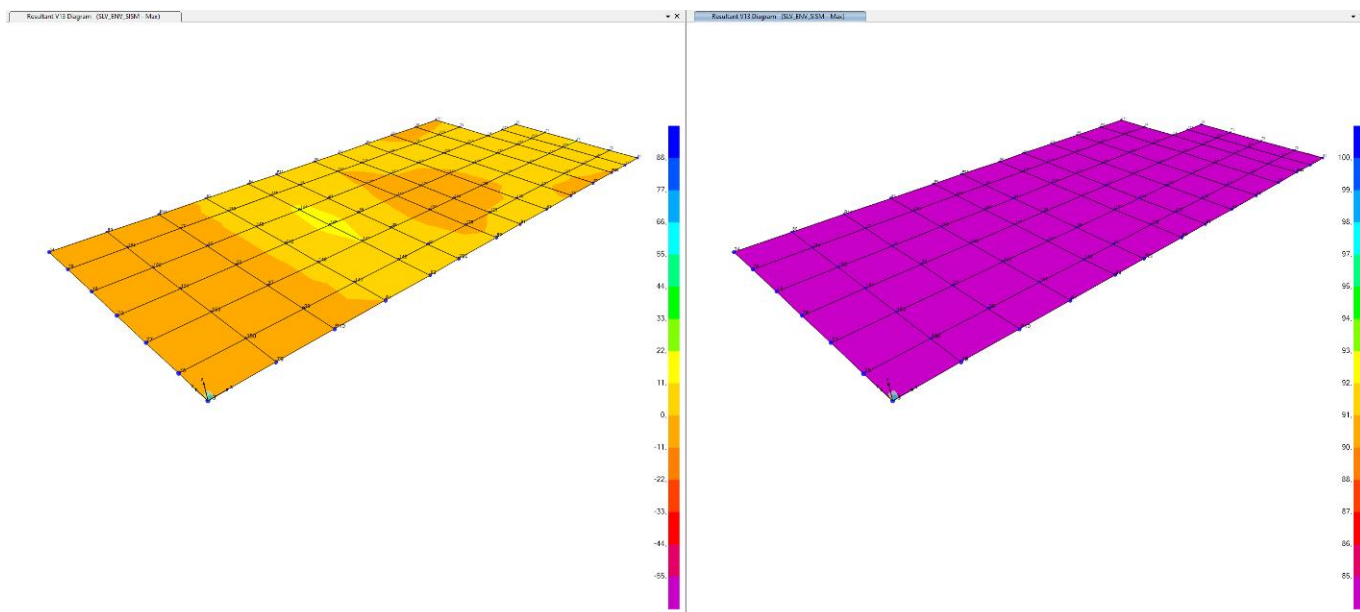


Figura 9-8 Diagramma V13 dell'involuppo SLV max (sx) e di ricoprimento V13 (dx)

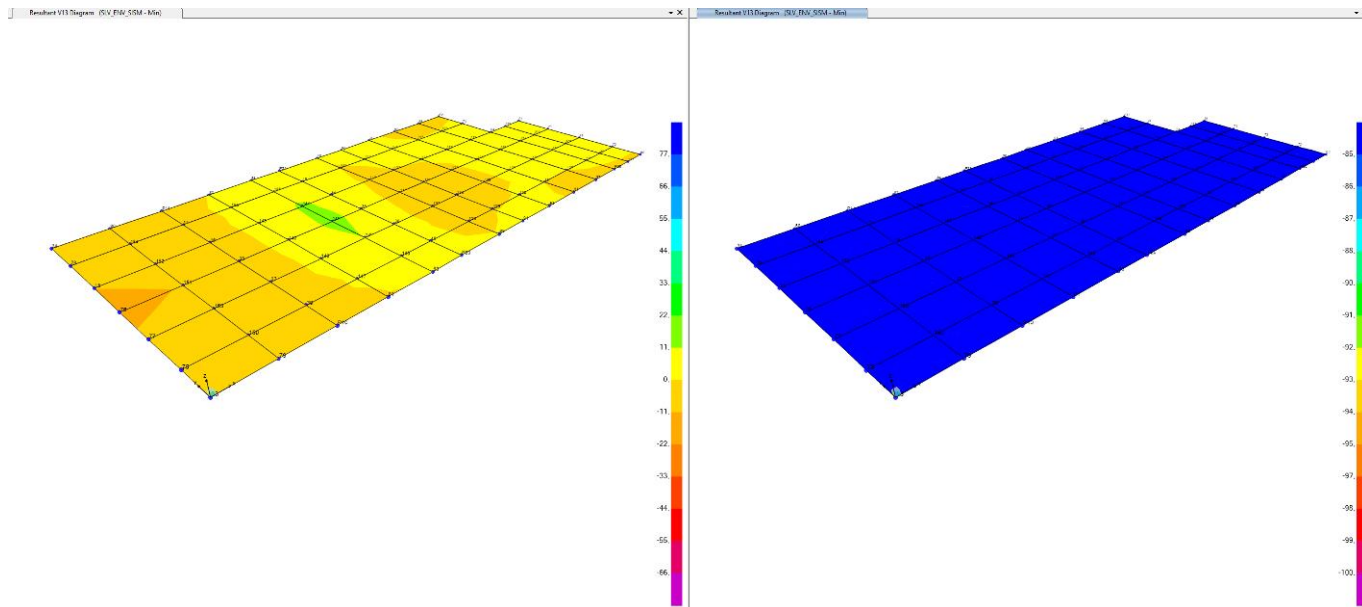


Figura 9-9 Diagramma V13 dell'involuppo SLV min (sx) e di ricoprimento V13 (dx)



## 9.1 VERIFICA A TAGLIO V23

Nella valutazione del taglio sollecitante massimo, si escludono i valori di picco misurati all'interno dell'ingombro degli elementi strutturali. In favore di sicurezza, non si tiene conto dello sforzo normale. Di seguito si riporta il valore del taglio resistente V13, della sezione priva di armatura a taglio.

<b>VERIFICA A TAGLIO</b>			
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio $V_{Rd}$ di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ $V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Sollecitazioni Agenti:	$V_{Ed}$	0 kN	
	$N_{Ed}$	0 kN	
Calcestruzzo	<b>C25/30</b>	$R_{ck}$	30 N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ck}$	24,9 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	14,11 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		$\gamma_c$	1,5
Altezza sezione		h	200 mm
Copriferro		c	83 mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		$b_w$	1000 mm
Altezza utile della sezione (in mm)		d	117 mm
Area Calcestruzzo		$A_c$	200000 mm <sup>2</sup>
Armatura longitudinale tesa	n	7	$\emptyset$ 12 mm
		$A_{sl}$	791,28 mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		$\rho_1$	0,0068 ≤ 0.02 <b>ok</b>
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	0,0000 ≤ 0.2 $f_{cd}$ <b>ok</b>
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	2,00 ≤ 2 <b>ok</b>
$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		$v_{\min}$	0,28
		$V_{Rd}$	71,97 kN
<b>Verifica:</b>	$V_{Rd} > V_{Ed}$		<b>VERIFICATA</b>

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni e i diagrammi di ricoprimento.

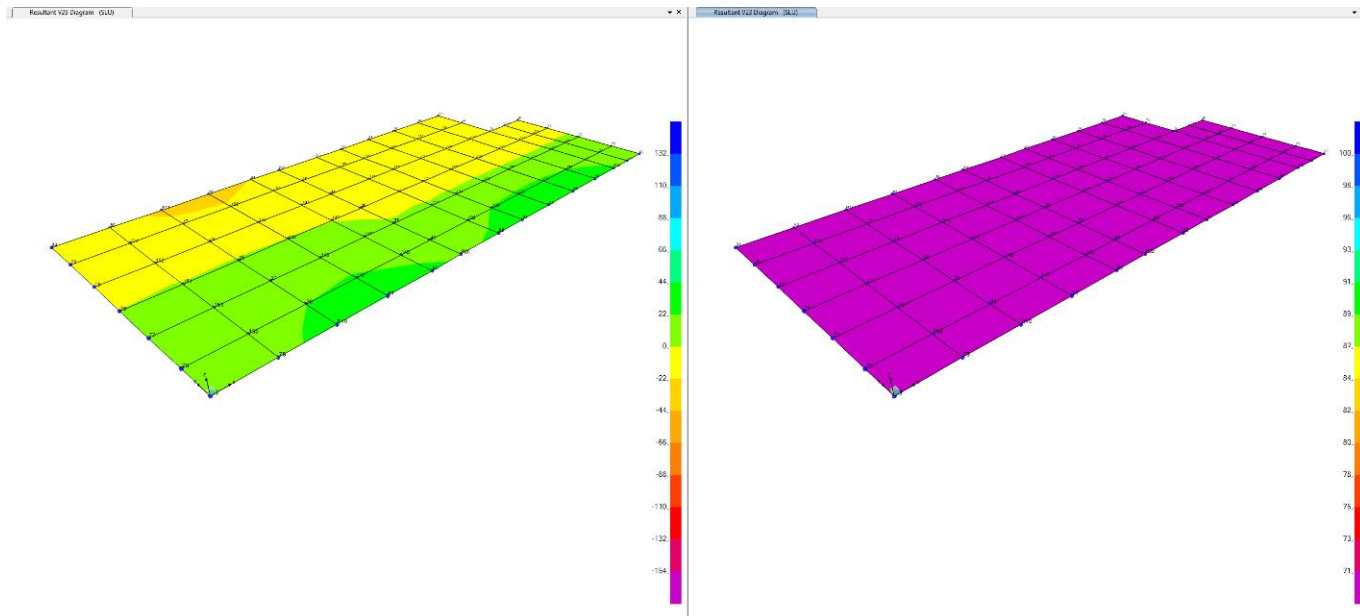


Figura 9-10 Diagramma V23 dell'involuppo SLU (sx) e taglio di ricoprimento V23(dx)

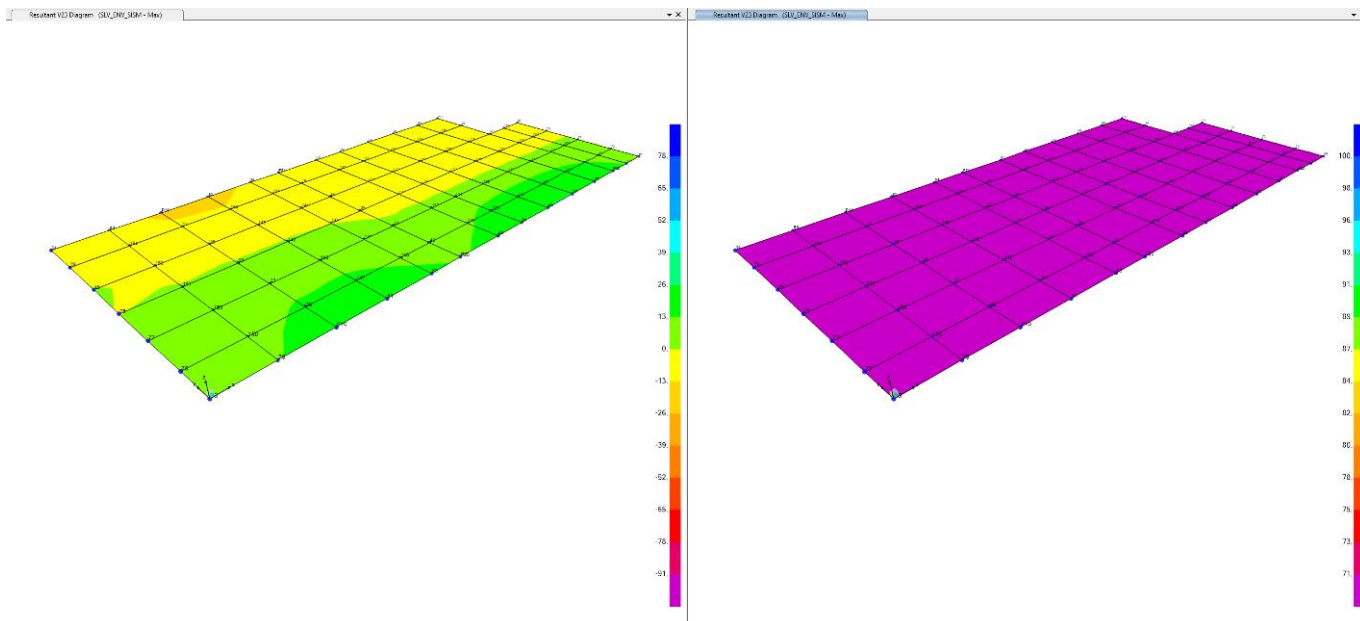


Figura 9-11 Diagramma V23 dell'involuppo SLV max (sx) e di ricoprimento V23 (dx)

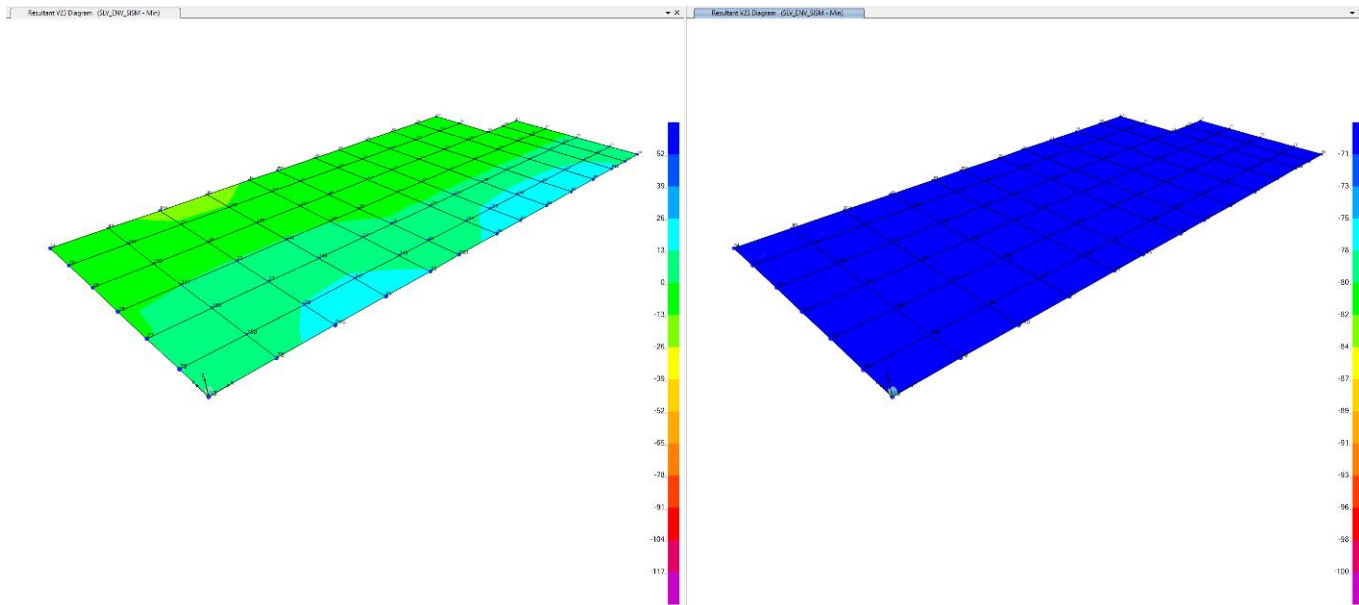


Figura 9-12 Diagramma V23 dell'involuppo SLV min (sx) e di ricoprimento V23 (dx)

## 10 PROGETTO E VERIFICA DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE (S=0.50 M)

Si prende in considerazione la sezione trasversale di dimensioni 1 m x 0.50 m. Si assume un'armatura superiore e inferiore simmetrica, sia nella direzione longitudinale che trasversale.

Direzione X: **16 $\phi$  100;**

Direzione Y: **12 $\phi$  150;**

Si prevede, laddove sia necessaria, un'armatura a taglio nella direzione considerata caratterizzata da staffe a due braccia,  **$\phi$ 12/100**. (vedi paragrafo relativo alla verifica a taglio)

### 10.1 VERIFICA A FLESSIONE M11

Il momento resistente sviluppato dalla sezione in direzione x ( $M_{11} = 299.77$  KNm) è maggiore rispetto al momento agente di progetto massimo. Si escludono i valori di picco misurati nell'ingombro degli elementi.

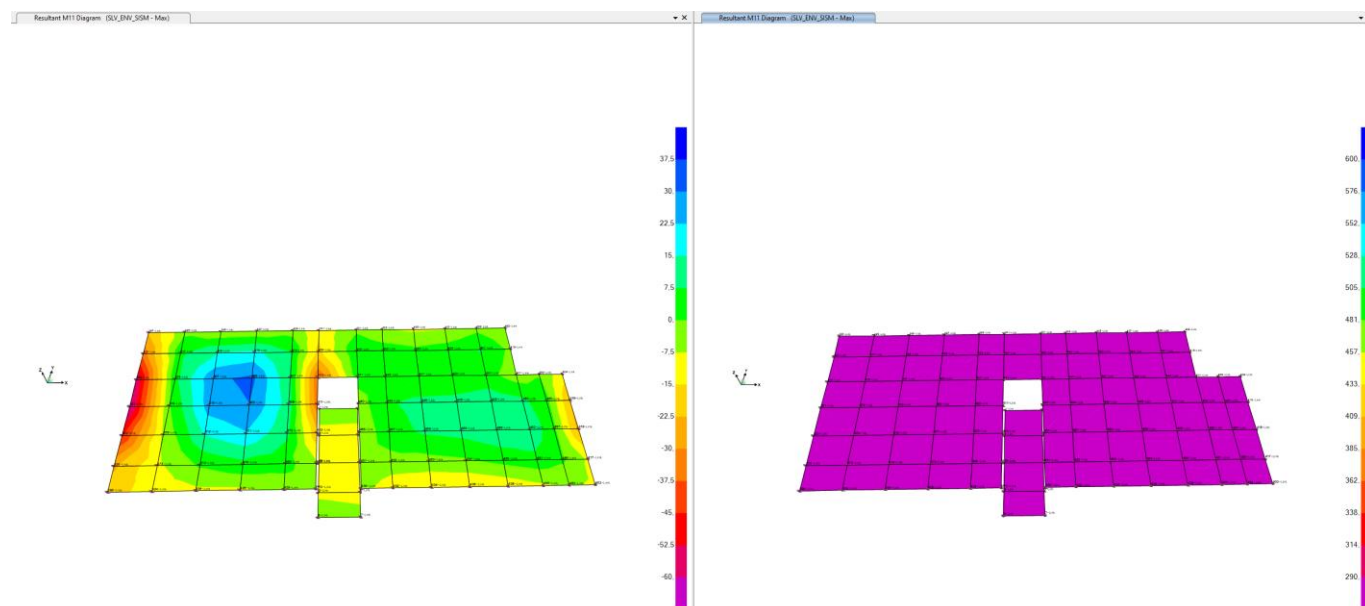


Figura 10-1 Diagramma M11 dell'involuppo SLU (sx) e momento di ricoprimento M11

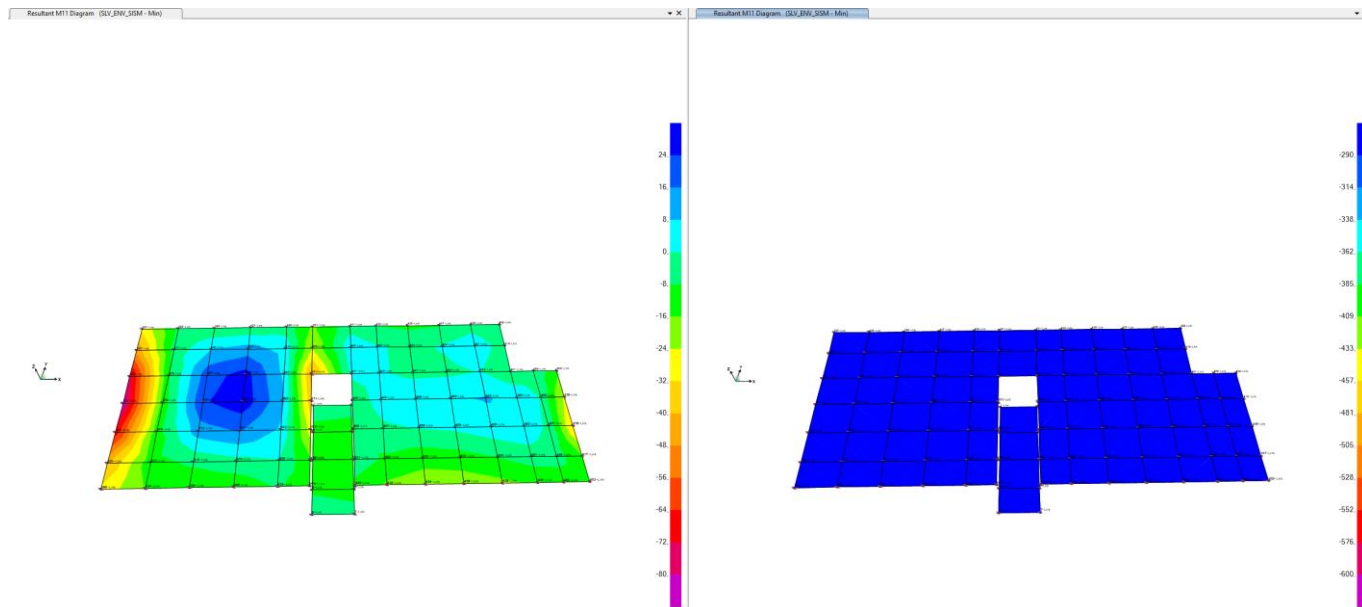


Figura 10-2 Diagramma M11 dell'involuppo SLV max (sx) e momento di ricoprimento M11

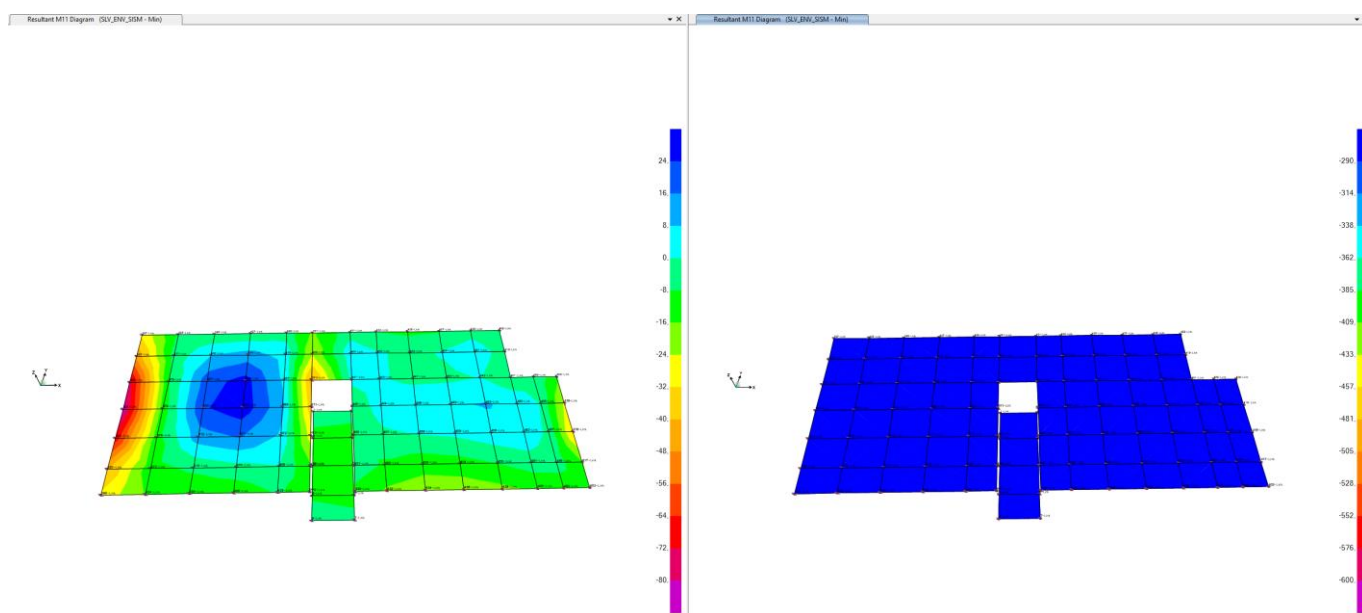


Figura 10-3 Diagramma M11 dell'involuppo SLV min (sx) e momento di ricoprimento M11

**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.**

**NOME SEZIONE: SOLETTA\_FOND\_50x100\_X**

(Percorso File: \\febe\CDG\L1\_LAVORO\PIAZZALI E FABBRICATI\0\_FA05\1\_RC-SEC\SOLETTA\_FOND\_50x100\_X.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Tipologia sezione:

Normativa di riferimento:

Percorso sollecitazione:

Tipo di sollecitazione:

Riferimento Sforzi assegnati:

Resistenze in campo sostanzialmente elastico

Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe

N.T.C.

A Sforzo Norm. costante

Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)

Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

**CALCESTRUZZO** - Classe: C25/30  
 Resis. compr. di progetto fcd: 14.2 MPa  
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020  
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale Ec: 31475.0 MPa  
 Resis. media a trazione fctm: 2.60 MPa

**ACCIAIO** - Tipo: B450C  
 Resist. caratt. snervam. fyk: 450.0 MPa  
 Resist. caratt. rottura ftk: 540.0 MPa  
 Resist. snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa  
 Resist. ultima di progetto ftd: 450.0 MPa  
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068  
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Calcestruzzo: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	16
2	-43.0	43.0	16
3	43.0	43.0	16
4	43.0	7.0	16

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	16
2	2	3	8	16

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	150.00	0.00

Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.0 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	150.00	0.00	299.77	2.00	20.1(6.5)

#### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00082	0.296	-50.0	50.0	0.00037	43.0	43.0	-0.00196	-43.0	7.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000064606	-0.002408741	0.296	0.810

## 10.2 VERIFICA A FLESSIONE M22

Il momento resistente sviluppato dalla sezione in direzione x ( $M_{22} = 123.16$  KNm) è maggiore rispetto al momento agente di progetto massimo. Si escludono i valori di picco misurati nell'ingombro degli elementi.

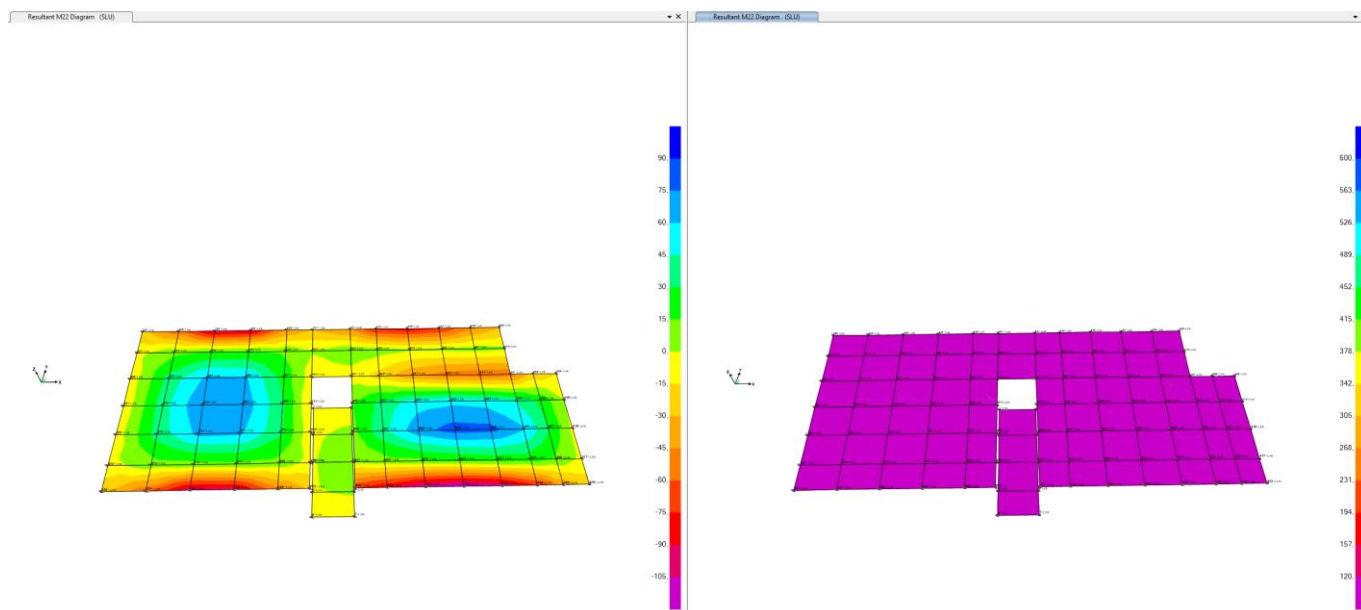


Figura 10-4 Diagramma M22 dell'involuppo SLU (sx) e momento di ricoprimento M22

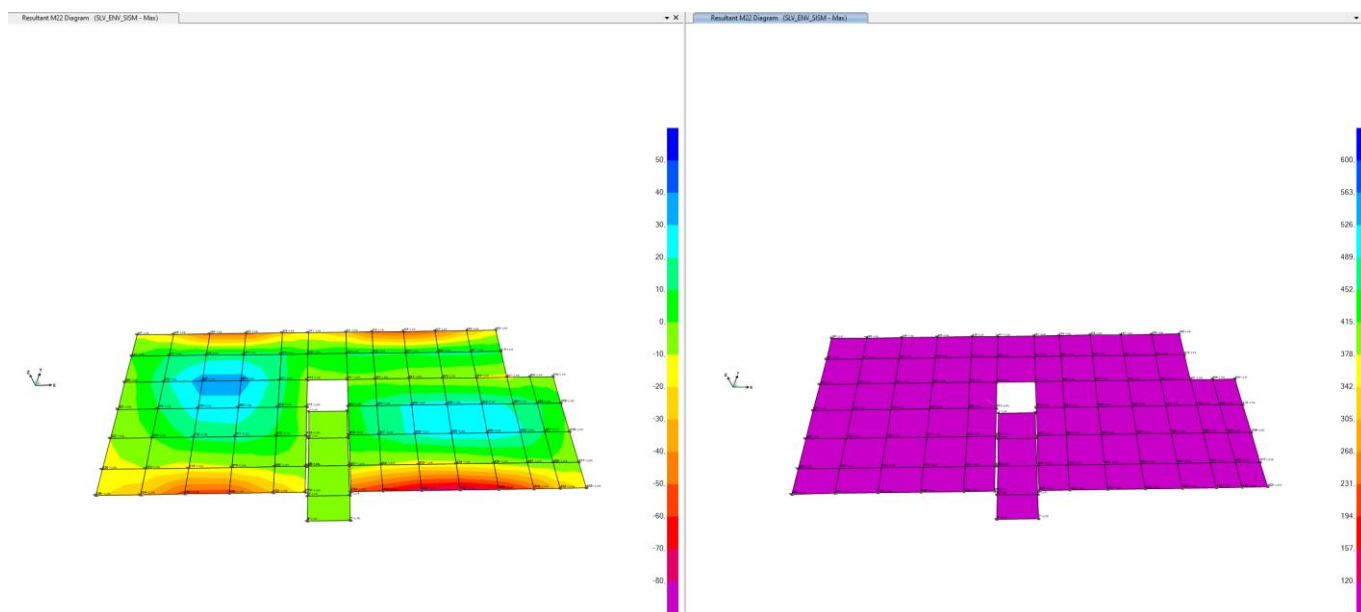


Figura 10-5 Diagramma M22 dell'involuppo SLV max (sx) e momento di ricoprimento M22



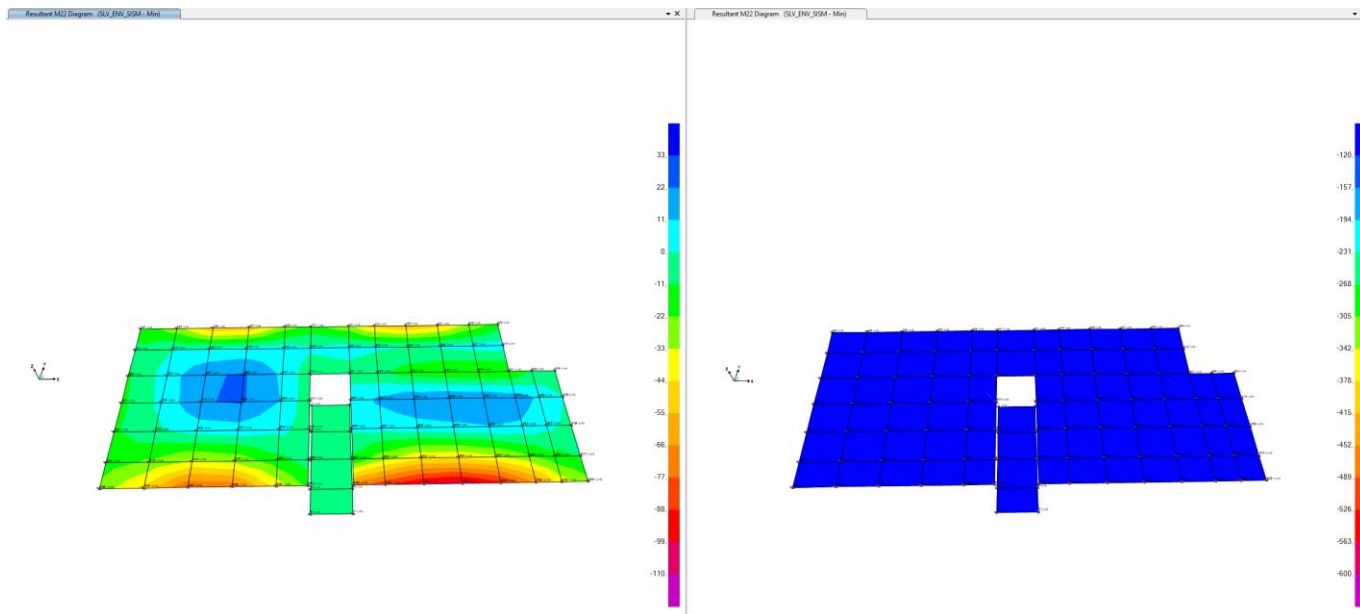


Figura 10-6 Diagramma M11 dell'involuppo SLV min (sx) e momento di ricoprimento M22

**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.**

**NOME SEZIONE: SOLETTA\_FOND\_50x100\_Y**

(Percorso File: \\febe\CDG\L1\_LAVORO\PIAZZALI E FABBRICATI\0\_FA05\1\_RC-SEC\SOLETTA\_FOND\_50x100\_Y.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.60 MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	540.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto fd:	450.0 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio: Poligonale

Classe Calcestruzzo: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	12
2	-43.0	43.0	12
3	43.0	43.0	12
4	43.0	7.0	12

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	5	12
2	2	3	5	12

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	80.00	0.00

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.4 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 13.1 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	80.00	0.00	123.16	1.54	7.9(6.5)

**METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00051	0.206	-50.0	50.0	0.00011	43.0	43.0	-0.00196	-43.0	7.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000057339	-0.002357872	0.206	0.700

### 10.3 VERIFICA A TAGLIO V13

Nella valutazione del taglio sollecitante massimo, si escludono i valori di picco misurati all'interno dell'ingombro degli elementi strutturali. In favore di sicurezza, non si tiene conto dello sforzo normale. Di seguito si riporta il valore del taglio resistente V13, della sezione priva di armatura a taglio.

VERIFICA A TAGLIO					
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>					
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio $V_{Rd}$ di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.					
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ $V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$					
Sollecitazioni Agenti:		$V_{Ed}$	0 kN		
		$N_{Ed}$	0 kN		
Calcestruzzo	<b>C25/30</b>	$R_{ck}$	30 N/mm <sup>2</sup>		
		$f_{ck}$	24,9 N/mm <sup>2</sup>		
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	14,11 N/mm <sup>2</sup>		
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		$\gamma_c$	1,5		
Altezza sezione		h	500 mm		
Copriferro		c	50 mm		
Larghezza minima della sezione (in mm)		$b_w$	1000 mm		
Altezza utile della sezione (in mm)		d	450 mm		
Area Calcestruzzo		$A_c$	500000 mm <sup>2</sup>		
Armatura longitudinale tesa		n	10	$\emptyset$	16 mm
				$A_{sl}$	2009,6 mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		$\rho_1$	0,0045 ≤ 0.02	ok	
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	0,0000 ≤ 0.2 $f_{cd}$	ok	
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1,67 ≤ 2	ok	
$V_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		$v_{min}$	0,25		
		$V_{Rd}$	200,88 kN		
<b>Verifica:</b>		$V_{Rd} > V_{Ed}$	<b>VERIFICATA</b>		

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni e i diagrammi di ricoprimento.

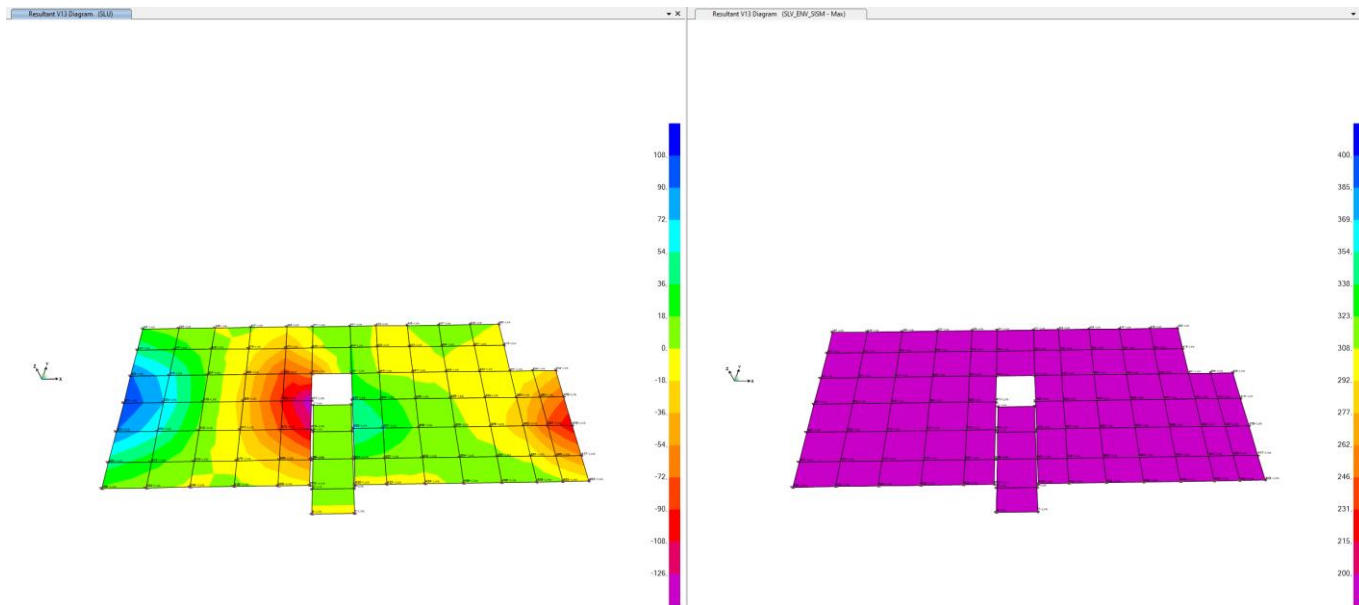


Figura 10-7 Diagramma V13 dell'involuppo SLU (sx) e taglio di ricoprimento V13

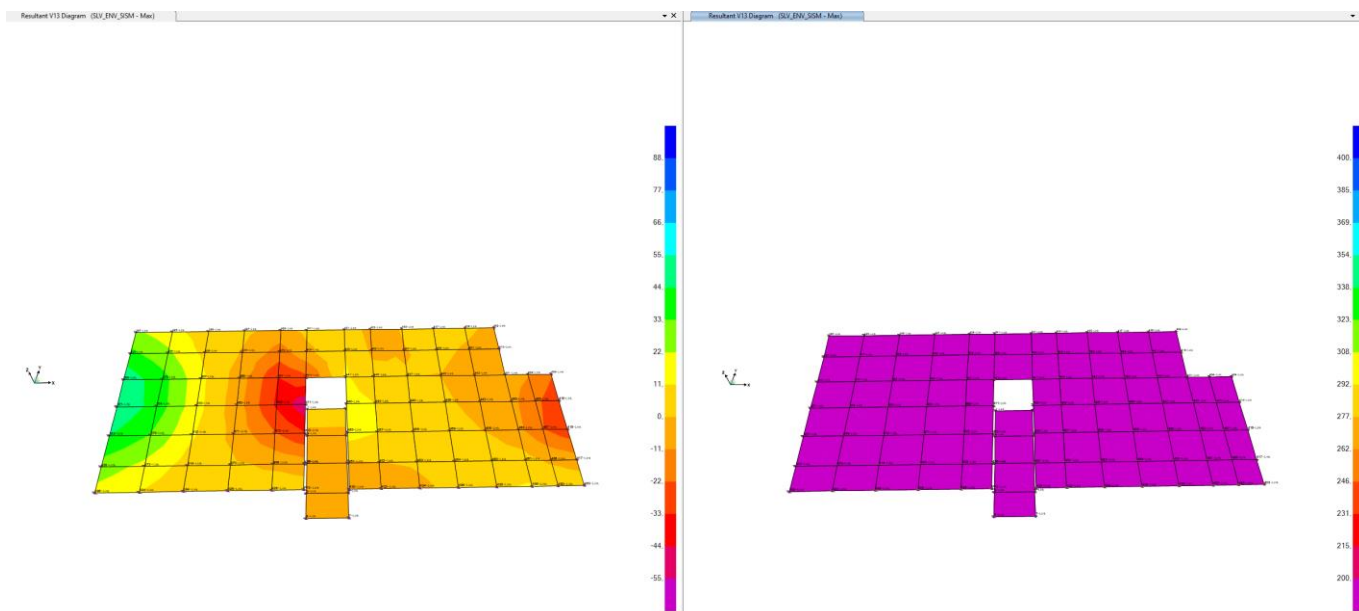


Figura 10-8 Diagramma V13 dell'involuppo SLV max (sx) e di ricoprimento V13 (dx)

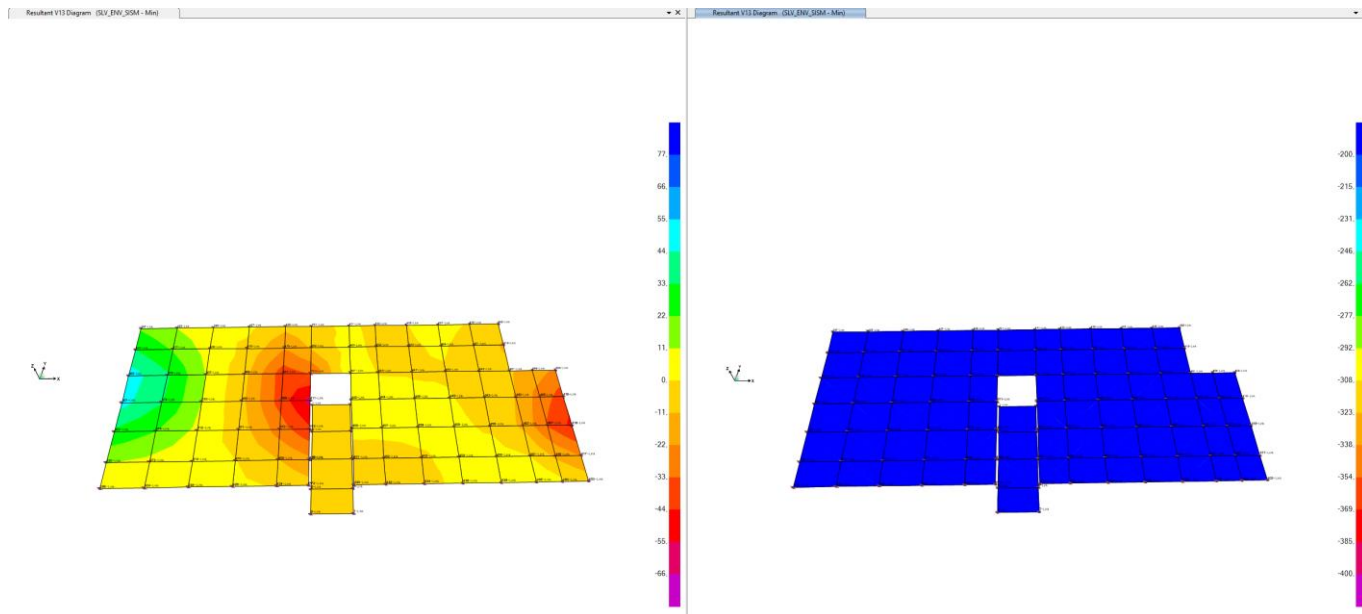


Figura 10-9 Diagramma V13 dell'involuppo SLV min (sx) e di ricoprimento V13 (dx)

## 10.4 VERIFICA A TAGLIO V23

Nella valutazione del taglio sollecitante massimo, si escludono i valori di picco misurati all'interno dell'ingombro degli elementi strutturali. In favore di sicurezza, non si tiene conto dello sforzo normale. Di seguito si riporta il valore del taglio resistente V13, della sezione priva di armatura a taglio.

<b>VERIFICA A TAGLIO</b>			
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio $V_{Rd}$ di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ $V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Sollecitazioni Agenti:	$V_{Ed}$	0 kN	
	$N_{Ed}$	0 kN	
Calcestruzzo	<b>C25/30</b>	$R_{ck}$	30 N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ck}$	24,9 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	14,11 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		$\gamma_c$	1,5
Altezza sezione		h	500 mm
Copriferro		c	50 mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		$b_w$	1000 mm
Altezza utile della sezione (in mm)		d	450 mm
Area Calcestruzzo		$A_c$	500000 mm <sup>2</sup>
Armatura longitudinale tesa	n	7	$\emptyset$ 12 mm
		$A_{sl}$	791,28 mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		$\rho_1$	0,0018 ≤ 0.02 <b>ok</b>
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	0,0000 ≤ 0.2 $f_{cd}$ <b>ok</b>
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1,67 ≤ 2 <b>ok</b>
$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		$v_{min}$	0,25
		$V_{Rd}$	147,24 kN
<b>Verifica:</b>	$V_{Rd} > V_{Ed}$		<b>VERIFICATA</b>

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni e i diagrammi di ricoprimento.

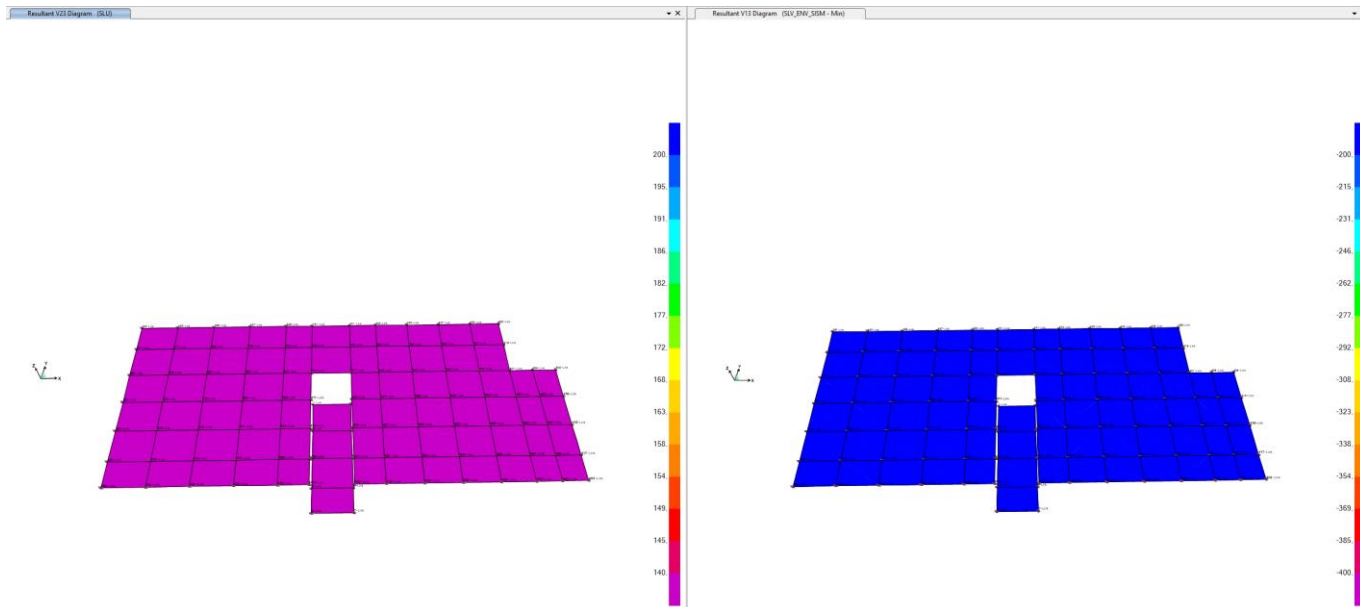


Figura 10-10 Diagramma V23 dell'involuppo SLU (sx) e taglio di ricoprimento V23(dx)

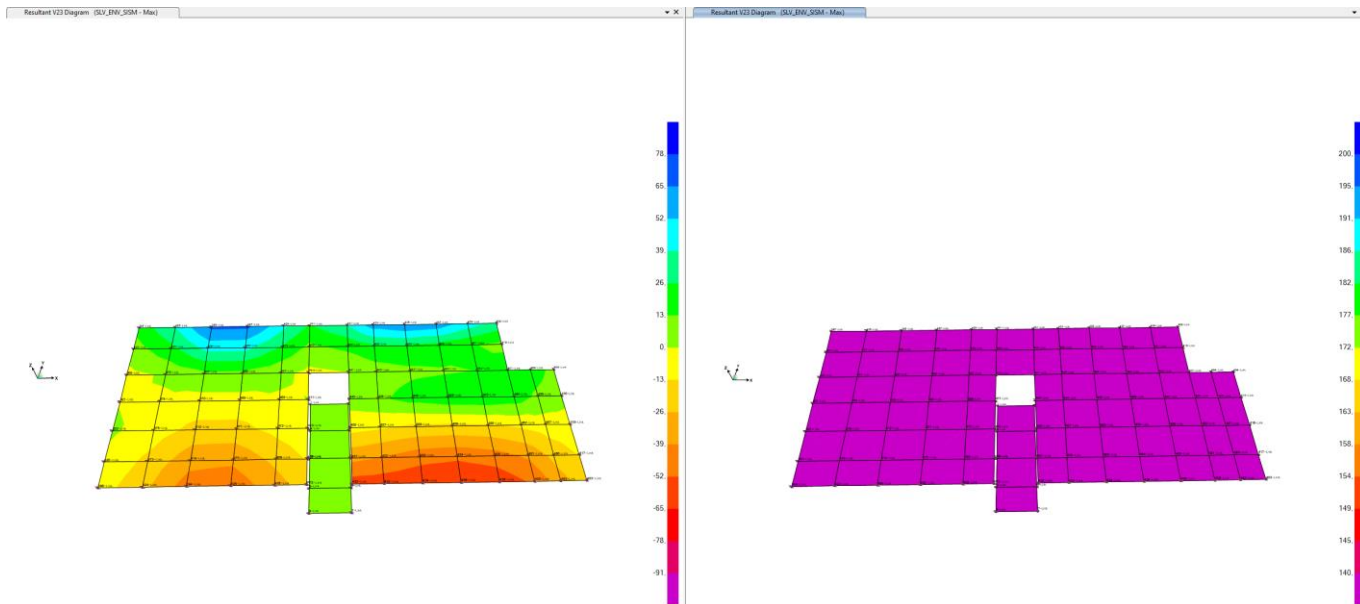


Figura 10-11 Diagramma V23 dell'involuppo SLV max (sx) e di ricoprimento V23 (dx)



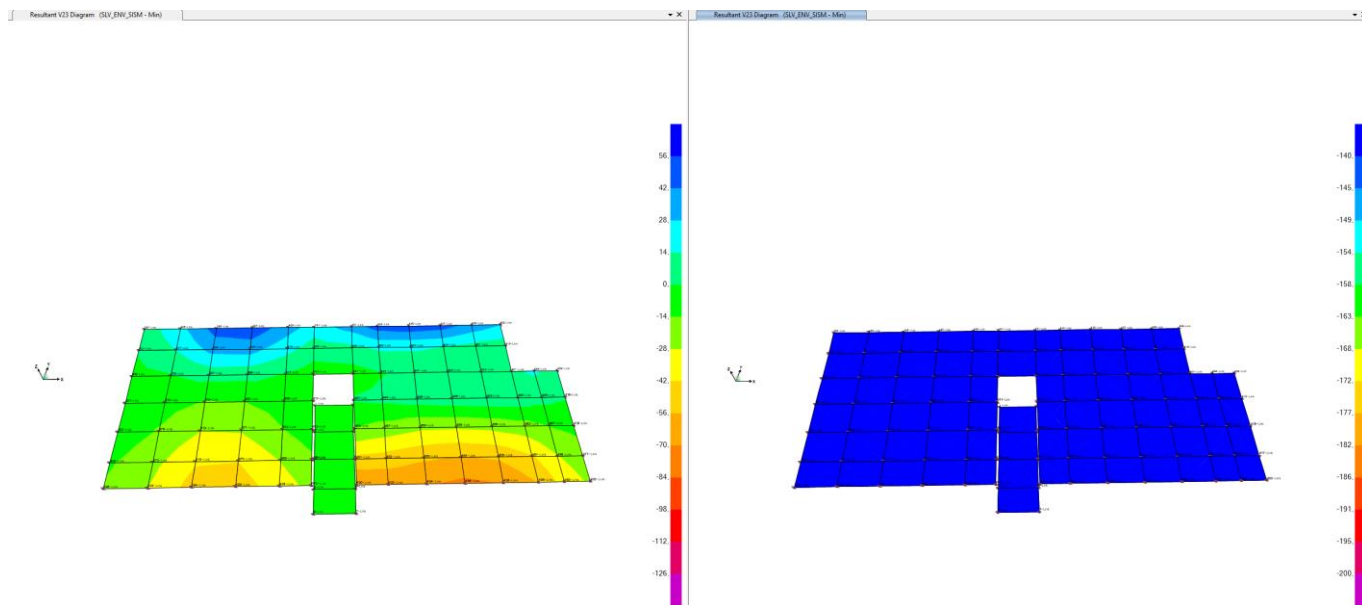


Figura 10-12 Diagramma V23 dell'involuppo SLV min (sx) e di ricoprimento V23 (dx)

## 11 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE

La struttura presenta due quote del piano di fondazione:

- Quota 1: -5.65 m
- Quota 2: -7.25 m

Di seguito si riporta la verifica a capacità portante della platea di fondazione alle quote di progetto.

### 11.1 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE: QUOTA -7.25 M

Si utilizza l'approccio 2 (A1+M1+R3)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Sono state calcolate le sollecitazioni massime agenti nel baricentro della platea, derivanti dall'analisi del modello di calcolo dove la fondazione è stata modellata attraverso elementi bidimensionali.

Cambiando di segno ai valori dalle reazioni vincolari nei nodi delle shell si ottengono le azioni che sollecitano la platea. Tali azioni sono state ricondotte alle azioni agenti nel baricentro di essa, ottenendo i seguenti valori con cui si effettua la verifica a capacità portante.

	N	Tx	Ty	My	Mx
	KN	KN	KN	kNm	kNm
ENV_MAX	-798,90	0,00	0,00	14,11	-61,73
ENV_MIN	-342,45	0,00	0,00	12,24	-54,44

Di seguito le verifiche condotte.

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

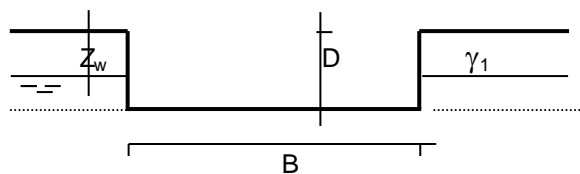
$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

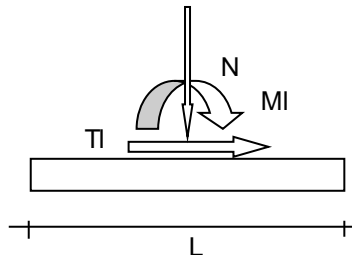
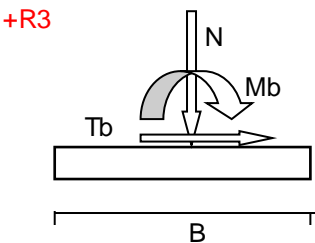
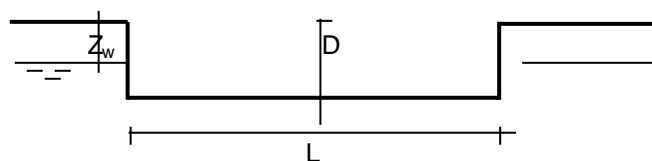
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00	
Definiti dal Progettista	●	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	

**A1+M1+R3**



$\gamma, c', \varphi'$



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	800,00		800,00
Mb [kNm]	62,00		62,00
MI [kNm]	15,00		15,00
Tb [kN]	0,00		0,00
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 2,50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 35,00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 2,50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 35,00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 20,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,08 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,02 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1,15 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 4,12 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 10,00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 33,30$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 46,12$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 48,03$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,20$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,19$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,89$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,78 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,22 \quad m = 1,78 \quad (-)$$

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

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

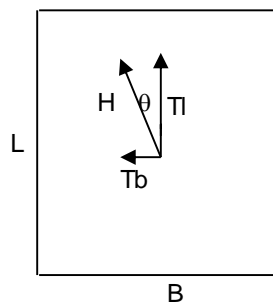
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,00$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,00$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1024,98 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 169,48 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 445,64 \geq q = 169,48 \quad (\text{kN/m}^2)$$

CAPACITÀ PORTANTE

FS	2,63
----	------

## 11.2 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE: QUOTA -5.65 M

Si utilizza l'approccio 2 (A1+M1+R3)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Sono state calcolate le sollecitazioni massime agenti nel baricentro della platea, derivanti dall'analisi del modello di calcolo dove la fondazione è stata modellata attraverso elementi bidimensionali.

Cambiando di segno ai valori dalle reazioni vincolari nei nodi delle shell si ottengono le azioni che sollecitano la platea. Tali azioni sono state ricondotte alle azioni agenti nel baricentro di essa, ottenendo i seguenti valori con cui si effettua la verifica a capacità portante.

	<b>N</b>	<b>Tx</b>	<b>Ty</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
	KN	KN	KN	kNm	kNm
ENV_SLU	-12821,69	-9,08	-20,43	7329,56	-604,99

Di seguito le verifiche condotte.

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

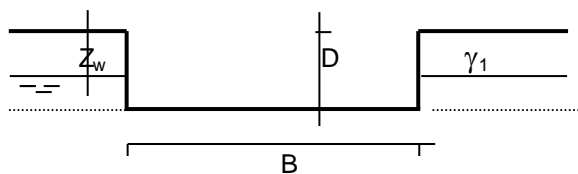
$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

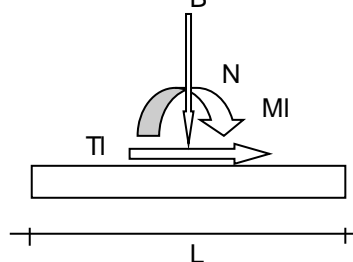
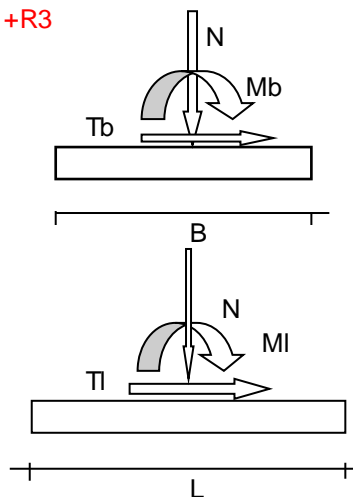
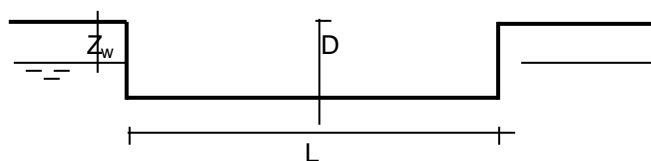
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00	
Definiti dal Progettista	⊙	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	

A1+M1+R3



$\gamma, c', \varphi'$





**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	12822,00		12822,00
Mb [kNm]	7330,00		7330,00
MI [kNm]	606,00		606,00
Tb [kN]	25,00		25,00
TI [kN]	10,00		10,00
H [kN]	26,93	0,00	26,93

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 2,50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 35,00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 2,50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 35,00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 20,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,57 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,05 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 11,46 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 6,21 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 10,00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 33,30$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 46,12$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 48,03$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1,39$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan(\varphi') / L^*$$

$$s_q = 1,38$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,78$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,65 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 68,20 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,35 \quad m = 1,61 \quad (-)$$

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

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg(\varphi')))^m$$

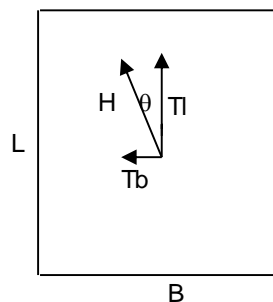
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg(\varphi')))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,99$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1,00$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan(\varphi'))$$

$$d_c = 1,00$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 2939,73 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 180,35 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 1278,15 \geq q = 180,35 \quad (\text{kN/m}^2)$$

CAPACITA PORTANTE

FS	7,09
----	------

## 12 INCIDENZE

Si riportano di seguito le incidenze degli elementi strutturali analizzati.

<b>ELEMENTO STRUTTURALE</b>	<b>Incidenza [kg/m<sup>3</sup>]</b>
Soletta superiore	130
Muri perimetrali e interni	110
Soletta di fondazione	80