

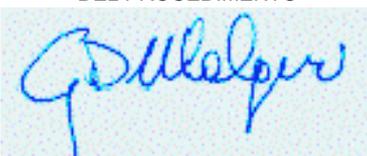
LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA S.S.11 A MAGENTA E LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO

VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO - COD. MI608

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>ING. RENATO DEL PRETE</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi</p>
	<p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	<p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	<p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Società designata: GA&M</p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p>SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p>ARKE' INGEGNERIA s.r.l.</p> <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>	<p>DOTT. GEOL. DANILLO GALLO</p> <p>Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588</p>

<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p>  <p>Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI</p>	<p>INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>  <p>Ing. Fabrizio BAJETTI</p>	<p>GEOLOGO</p>  <p>Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI</p>	<p>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>  <p>Ing. Gianluca CICIRIELLO</p>
---	--	---	---

<p>L0012</p>	<p>L - PROGETTO STRUTTURALE - TOMBINATURE IDRAULICHE</p> <p>L00 - RELAZIONI TOMBINATURE E MANUFATTI</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO MANUFATTO DI IMBOCCO E/O DI USCITA SCATOLARE MURO SCATOLATO</p>
---------------------	--

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>LO203 E 2301</p>	<p>NOME FILE</p> <p>L0012-T00TM00STRRRE12_A.dwg</p>	<p>REVISIONE</p> <p>A</p>	<p>SCALA:</p> <p>-----</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p>T00TM00STRRE12</p>			

C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2023	ING. MARTINA D'AVERSA	ING. GAETANO RANIERI	ING. FABRIZIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	UNITA' DI MISURA	5
5	MATERIALI	6
5.1	Calcestruzzo	6
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	6
5.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali.....	6
5.2	Acciaio	7
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	7
5.3	Calcolo dei copriferri minimi – zattera di fondazione	8
5.4	Calcolo dei copriferri minimi – elevazioni	8
5.5	Valutazione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura.....	10
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	12
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	13
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali.....	13
7.2	Definizione della strategia progettuale	14
7.3	Parametri di calcolo	16
7.3.1	Parametri numerici sismici	16
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	16
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	16
7.3.4	Fattori di struttura.....	16
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	17
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	20
8	ANALISI DEI CARICHI.....	21
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	21
8.2	Peso proprio del rinfilanco del tombino scatolare.....	21
8.3	Peso proprio del parapetto.....	21
8.4	Carichi accidentali a tergo del muro	21
8.5	Spinta dei terreni a tergo dell'opera di sostegno	21
8.6	Spinta dei sovraccarichi a tergo dell'opera di sostegno.....	21
8.7	Azione sismica.....	22
8.7.1	Azione inerziale delle masse.....	22
8.8	Sovraspinta dinamica dei terreni.....	22
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	23
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	23
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	23
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche.....	23
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	24
9.5	Combinazione di carico sismiche	25
9.6	Definizione dei coefficienti di partecipazione e riepilogo delle combinazioni.....	25
10	MODELLO DI CALCOLO	27
10.1	Definizione del modello di calcolo.....	27
10.2	Applicazione dei carichi elementari	28
10.2.1	Peso proprio del terreno a tergo del muro.....	28

10.2.2	Peso proprio del parapetto metallico.....	28
10.2.3	Carichi accidentali a tergo del muro.....	29
10.2.4	Spinta orizzontale dei terreni a tergo del muro sulla parete sinistra.....	29
10.3	Spinta orizzontale dei terreni a tergo del muro sulla parete destra.....	30
10.3.1	Spinta orizzontale dei terreni a tergo del muro sulla parete frontale.....	30
10.3.2	Spinta orizzontale dei terreni a valle del muro (agente sul taglione).....	31
10.3.3	Spinta orizzontale dei carichi accidentali a tergo del muro sulle pareti laterali.....	31
10.3.4	Spinta orizzontale dei carichi accidentali a tergo del muro sulla parete frontale.....	32
10.3.5	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali.....	33
10.3.6	Inerzia sismica orizzontale del terreno a tergo del muro sulle pareti laterali.....	34
10.3.7	Inerzia sismica orizzontale del terreno a tergo del muro sulla parete frontale.....	34
10.3.8	Inerzia sismica orizzontale del parapetto metallico.....	35
10.3.9	Sovrappinta dinamica dei terreni sulle pareti laterali.....	36
10.3.10	Sovrappinta dinamica dei terreni sulla parete frontale.....	36
11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SUL MURO FRONTALE.....	37
11.1	Combinazione allo Stato Limite Ultimo – STR.....	37
11.2	Combinazione allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	39
12	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SUI MURI LATERALI.....	42
12.1	Combinazione allo Stato Limite Ultimo – STR.....	42
12.2	Combinazione allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	44
13	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE.....	47
13.1	Combinazione allo Stato Limite Ultimo – STR.....	47
13.2	Combinazione allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	49
14	MURO FRONTALE – VERIFICHE STRUTTURALI.....	51
14.1	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	51
14.2	Sezione ed armatura di verifica.....	52
14.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni.....	52
14.3.1	Combinazione Quasi Permanente – Direzione verticale.....	52
14.3.2	Combinazione Quasi Permanente – Direzione orizzontale.....	53
14.3.3	Combinazione Frequente – Direzione verticale.....	54
14.3.4	Combinazione Frequente – Direzione orizzontale.....	55
14.3.5	Combinazione Rara – Direzione verticale.....	56
14.3.6	Combinazione Rara – Direzione orizzontale.....	57
14.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione verticale.....	58
14.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione orizzontale.....	59
14.5.1	Combinazione Quasi Permanente.....	59
14.5.2	Combinazione Frequente.....	60
14.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Direzione verticale.....	61
14.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione – Direzione orizzontale.....	62
14.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione verticale.....	63
14.9	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione orizzontale.....	64
15	MURI LATERALI – VERIFICHE STRUTTURALI.....	65
15.1	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	65
15.2	Sezione ed armatura di verifica.....	66
15.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni.....	66
15.3.1	Combinazione Quasi Permanente – Direzione verticale.....	66
15.3.2	Combinazione Quasi Permanente – Direzione orizzontale.....	67
15.3.3	Combinazione Frequente – Direzione verticale.....	68

15.3.4	Combinazione Frequente – Direzione orizzontale	69
15.3.5	Combinazione Rara – Direzione verticale	70
15.3.6	Combinazione Rara – Direzione orizzontale	71
15.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione verticale	72
15.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione orizzontale	73
15.5.1	Combinazione Quasi Permanente	73
15.5.2	Combinazione Frequente.....	74
15.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Direzione verticale	75
15.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione – Direzione orizzontale	76
15.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione verticale.....	77
15.9	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione orizzontale.....	78
16	ZATTERA DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI	79
16.1	Sezione ed armatura di verifica	79
16.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	80
16.2.1	Combinazione Quasi Permanente – Direzione trasversale	80
16.2.2	Combinazione Quasi Permanente – Direzione longitudinale.....	82
16.2.3	Combinazione Frequente – Direzione trasversale.....	84
16.2.4	Combinazione Frequente – Direzione longitudinale	86
16.2.5	Combinazione Rara – Direzione trasversale	88
16.2.6	Combinazione Rara – Direzione longitudinale	90
16.3	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione trasversale	92
16.3.1	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione longitudinale	93
16.3.2	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione longitudinale	94
16.3.3	Combinazione Quasi Permanente	94
16.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Direzione trasversale	95
16.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione – Direzione orizzontale	97
16.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione trasversale	99
16.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione longitudinale.....	101
17	VERIFICHE GEOTECNICHE	103
17.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione 103	
17.2	Valutazione delle azioni sollecitanti di calcolo alla base della zattera di fondazione ..	103
17.2.1	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	103
17.2.2	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV	105
17.2.3	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	105
17.3	Verifica del carico limite ultimo e dello scorrimento.....	106
17.3.1	Verifica al carico limite	106
17.3.2	Verifica allo scorrimento.....	107
17.4	Risultati	108
17.4.1	Geometria della fondazione	108
18	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI.....	113

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dei muri di testata (imbocco e sbocco) in cemento armato dei tombini scatolari 2,00 x 1,50 m nell'ambito del progetto esecutivo "Lavori di collegamento tra la S.S. n.11 a Magenta e la tangenziale Ovest di Milano – Variante di Abbiategrasso ed adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al ponte sul fiume Ticino".

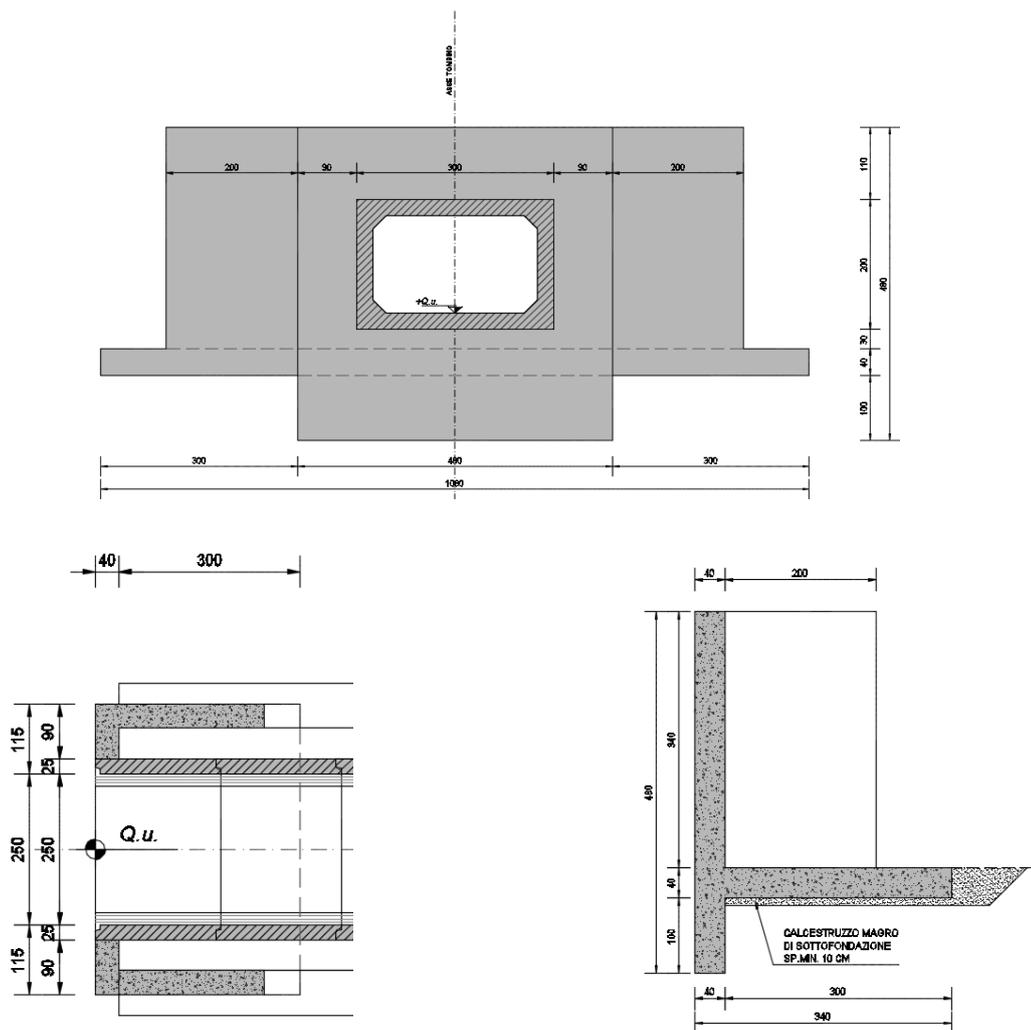
2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

I muri di testata dei tombini scatolari presentano una sezione trasversale a "U" e sono interamente realizzati in cemento armato gettato in opera.

Le dimensioni dell'opera sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali laterali: **200 x 340 cm spessore 40 cm**
- Parete verticale frontale: **480 x 340 cm spessore 40 cm**
- Soletta di fondazione: **480 x 340 cm spessore 40 cm**
- Taglione: **480 x 100 cm spessore 40 cm**

Si riportano di seguito le immagini rispettivamente dello sviluppo longitudinale dell'opera, della pianta e della sezione trasversale in asse al tombino:



I muri di testata non sono rigidamente collegati con i conci di estremità del tombino prefabbricato (è presente esclusivamente una sigillatura in malta).

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in osservanza delle seguenti Normative Tecniche:

- **Legge 05/01/1971 n.1086** → Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64** → Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 17/01/2018** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2015** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **UNI EN 206-1:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- **UNI 11104:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. Linee guida sul calcestruzzo strutturale**

4 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi: $\text{kN/m}^2, \text{kN/m}, \text{kN}$
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm^2
- per le accelerazioni: m/sec^2

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15** e classe di esposizione **X0**.

Tale calcestruzzo non ha valenza strutturale e quindi non se ne riportano le caratteristiche meccaniche.

5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI

Per le zattere di fondazione delle opere è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** e classe di esposizione **XC2** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CLASSE DI RESISTENZA			C28/35		
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$[0,83 \cdot R_{ck}]$	11.2.10.1	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	$[f_{ck}+8]$	11.2.10.1	f_{cm}	37,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	$[acc \cdot f_{ck} / \gamma_c]$	4.1.2.1.1.1	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	$[0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}]$	11.2.10.2	f_{ctm}	2,83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$[0,70 \cdot f_{ctm}]$	11.2.10.2	f_{ctk}	1,98	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$[f_{ctk} / 1,5]$	4.1.2.1.1.2	f_{ctd}	1,32	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	$[0,60 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	17,43	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	$[0,45 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	13,07	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	$[E_c = E_{cm}]$	C4.1.2.2.5	E_c	32 588,11	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	$[22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}]$	11.2.10.3	E_{cm}	32 588,11	[N/mm ²]

Per le elevazioni di fondazione delle opere è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** e classe di esposizione **XF2/XA1** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CLASSE DI RESISTENZA			C32/40		
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$[0,83 \cdot R_{ck}]$	11.2.10.1	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	$[f_{ck}+8]$	11.2.10.1	f_{cm}	41,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	$[acc \cdot f_{ck} / \gamma_c]$	4.1.2.1.1.1	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	$[0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}]$	11.2.10.2	f_{ctm}	3,10	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$[0,70 \cdot f_{ctm}]$	11.2.10.2	f_{ctk}	2,17	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$[f_{ctk} / 1,5]$	4.1.2.1.1.2	f_{ctd}	1,45	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	$[0,60 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	19,92	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	$[0,45 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	14,94	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	$[E_c = E_{cm}]$	C4.1.2.2.5	E_c	33.642,78	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	$[22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}]$	11.2.10.3	E_{cm}	33.642,78	[N/mm ²]

A favore di sicurezza nelle verifiche strutturali viene utilizzato un calcestruzzo di classe di resistenza inferiore: **C25/30**.

5.2 ACCIAIO

5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k}$ = 540,00 N/mm² (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k}$ = 450,00 N/mm² (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d}$ = 391,30 N/mm² (tensione di snervamento di calcolo - $\gamma_c=1,15$)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

5.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI – ZATTERA DI FONDAZIONE

Ai sensi delle prescrizioni di cui alla normativa vigente e con riferimento alla procedura di calcolo prevista dalla Circolare Applicativa (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida) si riporta di seguito il calcolo del copriferro minimo inteso come ricoprimento delle barre:

Definizione delle condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)		
Condizioni ambientali	Classe di esposizione	Classe di esposizione di progetto
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XC2
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Ordinario

Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
Classe minima Cmin	Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo
C25/30	Barre da c.a. elementi a p	C28/35
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	50 Anni	NO

Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)	
Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa	20 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	25 mm

5.4 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI – ELEVAZIONI

Ai sensi delle prescrizioni di cui alla normativa vigente e con riferimento alla procedura di calcolo prevista dalla Circolare Applicativa (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida) si riporta di seguito il calcolo del copriferro minimo inteso come ricoprimento delle barre:

Definizione delle condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)		
Condizioni ambientali	Classe di esposizione	Classe di esposizione di progetto
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XF2
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Aggressivo

Definizione delle classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
Classe minima Cmin	Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo
C28/35	Barre da c.a. elementi a p	C32/40
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	50 Anni	NO

Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)	
Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa	30 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	35 mm

5.5 VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e l'Eurocodice 2 (EC2 – EN1992) indicano sinteticamente le prescrizioni per calcolare la lunghezza minima di ancoraggio delle armature in modo che quest'ultime riescano ad assorbire le forze di trazione che il calcestruzzo non è in grado di sopportare.

Al paragrafo 5.2.2.3 dell'EC2 viene riportata la definizione della lunghezza di ancoraggio di base.

Essa è la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra soggetta alla forza ($f_{yd} \times A_s$) avendo assunto una tensione costante all'interfaccia acciaio-calcestruzzo pari a f_{bd} .

La lunghezza di ancoraggio di base per ancorare una barra di diametro \varnothing è data dalla relazione:

$$l_b = \frac{\varnothing \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

con:

- f_{bd} : si indica la tensione di aderenza ultima offerta dal calcestruzzo;
- \varnothing : diametro della barra di armatura;
- f_{yd} : si indica la tensione di snervamento dell'acciaio.

La tensione di aderenza f_{bd} , dipende oltre che dalla resistenza del calcestruzzo, anche dalle condizioni in cui si realizza l'ancoraggio della barra.

La tensione di aderenza ultima di progetto delle barre ad aderenza migliorata è data dalla formula:

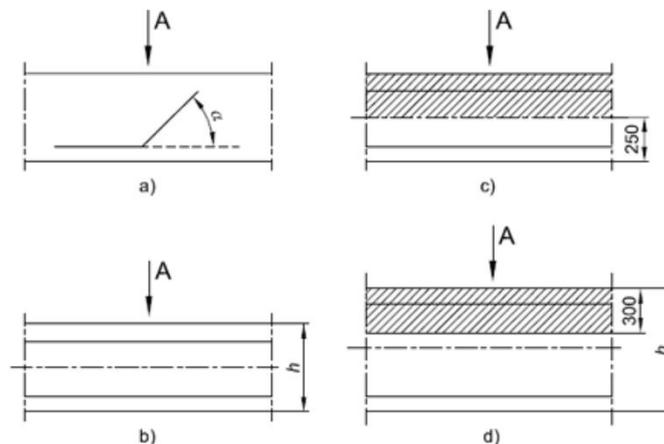
$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

dove:

- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;
- $\eta_1 = 1$ nelle condizioni di buon ancoraggio, e uguale a 0,7 negli altri casi;
- $\eta_2 = 1$ per diametri delle barre inferiori a 32 mm oppure a $(132 - \varnothing) / 100$ per diametri maggiori.

L'Eurocodice 2 descrive dettagliatamente le condizioni di buona aderenza:

- la barra ha una inclinazione sull'orizzontale maggiore o uguale a 45° verso la direzione del getto
- la barra ha una inclinazione compresa tra 0 e 45° e sono:
 - o poste in elementi la cui profondità nella direzione del getto non è maggiore di 250 mm.
 - o inglobate in elementi con una profondità maggiore di 250 mm e che, a getto completato, sono nella metà inferiore dell'elemento o ad almeno 300 mm dalla superficie superiore dell'elemento.



La figura a e b rappresentano condizioni di buona aderenza. Nelle figure c e d le aree tratteggiate rappresentano zone con condizioni di aderenza mediocre.

Di seguito viene riportata la tabella riepilogativa delle diverse lunghezze di ancoraggio in funzione delle diverse classi di resistenza del calcestruzzo.

ACCIAIO								
f _{yd}	Mpa	valore di calcolo snervamento acciaio	391,3					
CALCESTRUZZO								
			C28/35	C32/40	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
f _{ck}	Mpa	resistenza a compressione cilindrica cls	29,05	33,2	30,71	37,35	41,5	45,65
R _{ck}	Mpa	resistenza a compressione cubica cls	35	40	37	45	50	55
f _{ctm}	Mpa	resistenza media a trazione semplice cls	2,83	3,10	2,94	3,35	3,60	3,83
f _{ctk}	Mpa	resistenza a trazione pura cls	1,98	2,17	2,06	2,35	2,52	2,68
f _{bk}	Mpa	valore caratteristico della tensione di aderenza	4,47	4,88	4,63	5,28	5,66	6,04
f _{bd_buona}	Mpa	valore di calcolo della tensione di aderenza	2,98	3,25	3,09	3,52	3,78	4,02
f _{bd_mediocre}	Mpa	valore di calcolo della tensione di aderenza	2,08	2,28	2,16	2,46	2,64	2,82
LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO								
l _{b_buona}	∅	lunghezza di ancoraggio per ∅	33	30	32	28	26	24
l _{b_mediocre}	∅	lunghezza di ancoraggio per ∅	47	43	45	40	37	35

Per armature dei manufatti si è sempre considerata una lunghezza di ancoraggio e sovrapposizione pari a:

$$l_{bd} = 50 \cdot \varnothing$$

maggiore dei valori presenti nella tabella sovrastante per cui la verifica risulta implicitamente soddisfatta.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai sensi della relazione geologica e della relazione geotecnica, nonché in conformità con i profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato dalle seguenti unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- **UNITÀ G3/G3*** Ghiaia con sabbia/ sabbia con ghiaia da mediamente (G3) a molto addensate (G3*), spesso intercalate dal livello L5. Questa Unità si estende da p.c. fino a profondità massime di 22.0 m.
- **UNITÀ L5** Limo sabbioso a tratti debolmente argilloso/ limo con sabbia, da poco a ben addensato si rileva solitamente all'interno dell'unità G3/G3* con spessori variabili tra 1.5 e 2.0 m. Nel solo sondaggio S14-36 raggiunge spessori di circa 5.0 m.
- **UNITÀ S2** Sabbia prevalentemente fine limosa talvolta ghiaiosa. Si rileva solitamente al di sotto dell'unità G3/G3* e si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo un vero e proprio strato di base.
- **UNITÀ S1** Sabbia prevalentemente fine con passaggi a granulometria gradata media, mediamente addensata. Si rileva solo in alcune tratte al di sotto dell'unità G3/G3* e/o unità S2 e come quest'ultima si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo lo strato di base.

La falda di progetto è stata considerata a quota **-1,00 m** dal piano di campagna.

Il terreno spingente è costituito da materiale idoneo per la costruzione del rilevato, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 37,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

A favore di sicurezza i calcoli e le verifiche sono stati effettuati considerando il terreno di fondazione di tipo **L5**:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 26,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- Modulo di rigidezza: $E = 20,00 \text{ MPa}$

Nei modelli di calcolo il terreno è stato modellato mediante molle elastiche alle quali sono state assegnate le seguenti costanti di rigidezza (a favore di sicurezza):

- Direzione verticale $\rightarrow k = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$
- Direzione orizzontale $\rightarrow k = 7.500,00 \text{ kN/m}^3$

7 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

7.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Abbiategrasso sito nella provincia di Milano.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta >>>

Variabilità dei parametri >>>

Elaborazioni

Tabella parametri >>>

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

In riferimento al D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, le opere sono progettate (in funzione dell’importanza strategica dell’infrastruttura) secondo i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell’opera: **50 anni**

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

- Classe d’uso dell’opera: **IV**

2.4.2. CLASSI D’USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- Coefficiente di utilizzo dell’opera: **2,0**

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

- Vita di riferimento dell’opera: **100 anni**

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d’uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Qui di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i tempi di ritorno dell’azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

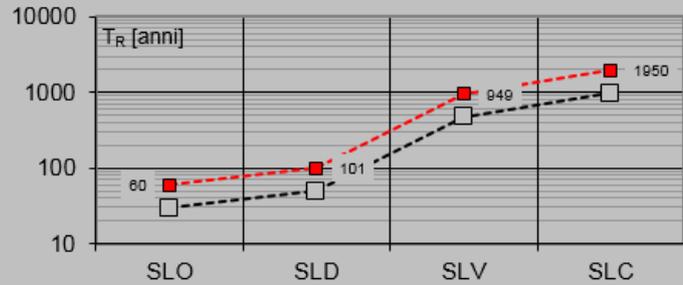
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{ SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	{ SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	{ SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	{ SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0,022	2,543	0,194
SLD	101	0,027	2,590	0,211
SLV	949	0,050	2,730	0,304
SLC	1950	0,058	2,819	0,319

7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Ai sensi di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nei Profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria C**.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T1**.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>

7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

A favore di sicurezza e visto il fatto che le opere in esame sono opere interrato, il calcolo e le verifiche sono state effettuate in campo elastico.

Il fattore di struttura è stato pertanto posto pari a **$q = 1,00$** .

Lo spettro di progetto adottato sarà pertanto identico allo spettro elastico.

7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C info $S_s =$ 1,500 $C_c =$ 1,556 info

Categoria topografica T1 info $h/H =$ 1,000 $S_T =$ 1,000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1,000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 Regol. in altezza si info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta =$ 1,000 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ➔

Parametri e punti spettri di risposta ➔

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

Nella tabella successiva sono riportati analiticamente i parametri sismici ed i valori delle accelerazioni normalizzate in funzione del periodo di vibrazione:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,050 g
F_c	2,730
T_c	0,304 s
S_s	1,500
C_c	1,556
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,157 s
T_C	0,472 s
T_D	1,800 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_x / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_c$$

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

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

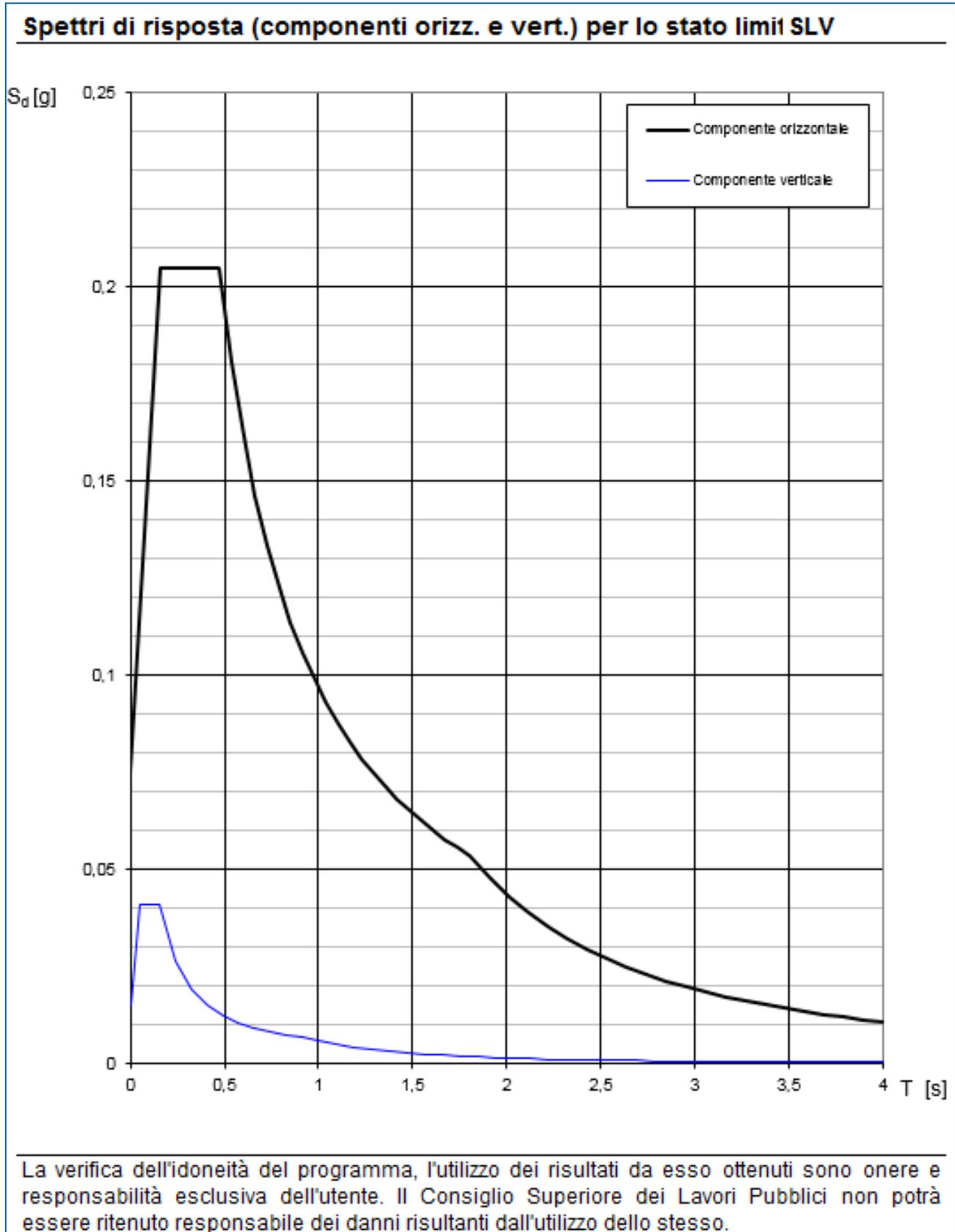
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,075
$T_B \leftarrow$	0,157	0,205
$T_C \leftarrow$	0,472	0,205
	0,536	0,180
	0,599	0,161
	0,662	0,146
	0,725	0,133
	0,788	0,123
	0,852	0,114
	0,915	0,106
	0,978	0,099
	1,041	0,093
	1,105	0,088
	1,168	0,083
	1,231	0,079
	1,294	0,075
	1,357	0,071
	1,421	0,068
	1,484	0,065
	1,547	0,062
	1,610	0,060
	1,673	0,058
	1,737	0,056
$T_D \leftarrow$	1,800	0,054
	1,905	0,048
	2,009	0,043
	2,114	0,039
	2,219	0,035
	2,324	0,032
	2,428	0,030
	2,533	0,027
	2,638	0,025
	2,743	0,023
	2,848	0,021
	2,952	0,020
	3,057	0,019
	3,162	0,017
	3,267	0,016
	3,371	0,015
	3,476	0,014
	3,581	0,014
	3,686	0,013
	3,790	0,012
	3,895	0,011
	4,000	0,011

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

dove:

- a_{\max} → accelerazione orizzontale massima attesa al sito valutata mediante la seguente formulazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g / g = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 1,00 \cdot 1,50 \cdot 0,050 = 0,075$$

- g → accelerazione di gravità

Il muro di sostegno può essere considerato come libero di ruotare intorno al piede. Il coefficiente β_m viene pertanto determinato secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” – par. 7.11.6.2.1:

Il coefficiente β_m assume un valore pari all'unità per muri impediti di traslare e ruotare.

I coefficienti sismici in direzione orizzontale e verticale risultano dunque pari a:

$$k_h = 0,075$$

$$k_v = 0,0375$$

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato assegnato in automatico dal programma di calcolo in relazione alle reali dimensioni delle sezioni strutturali.

8.2 PESO PROPRIO DEL RINFIANCO DEL TOMBINO SCATOLARE

Il peso proprio del rinfianco in misto cementato (gravante sulla zattera di fondazione) è stato assunto pari $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$.

8.3 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO

Al di sopra della sommità delle pareti verticali è stata prevista la posa in opera di un parapetto metallico, il cui peso per unità di lunghezza è stato assunto pari a $p = 0,20 \text{ kN/m}$.

8.4 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO

A favore di sicurezza e per tener conto della eventuale presenza di mezzi d'opera leggeri in fase di manutenzione si considera un carico accidentale a tergo del muro (gravante sulla zattera di fondazione) pari a $q = 20,00 \text{ kN/m}^2$.

8.5 SPINTA DEI TERRENI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

A favore di sicurezza la spinta del terreno agente esternamente all'opera è stata trascurata, mentre è stata considerata la spinta sulle pareti verticali agente dall'interno verso l'esterno, assumendo un peso per unità di volume $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$, calcolata in condizioni di riposo mediante la seguente relazione:

$$S_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot H^2$$

dove:

- γ → peso per unità di volume del terreno:
- H → altezza di applicazione della spinta
- k_0 → coefficiente di spinta a riposo, determinato mediante la relazione:

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi)$$

con:

- φ = angolo di attrito interno

8.6 SPINTA DEI SOVRACCARICHI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La spinta dei sovraccarichi agenti a tergo dell'opera è stata calcolata in condizioni di riposo del terreno mediante la seguente relazione:

$$S_q = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico agente

Sono stati considerati i seguenti sovraccarichi agenti:

- sovraccarichi accidentali → $q = 20,00 \text{ kN/m}^2$

8.7 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

8.7.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno vengono valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v .

8.8 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

La sovraspinta dinamica laterali dei terreni è stata determinata mediante la formulazione di Wood:

$$\Delta P = \gamma \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot H^2$$

dove:

- γ → peso per unità di volume del terreno:
- H → altezza di applicazione della spinta
- a_g/g → accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale
- S → coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e della categoria topografica

9 COMBINAZIONI DI CARICO

9.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI-PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

9.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{1i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

9.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile

- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

9.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico, secondo il D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Le verifiche di tipo geotecnico sono state effettuate secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3) del D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, cap.6.

I coefficienti di riduzione dei parametri geotecnici e delle resistenze verranno esplicitati negli specifici paragrafi relativi alle verifiche di carattere geotecnico.

9.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta il carico sismico
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

9.6 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE E RIEPILOGO DELLE COMBINAZIONI

Nella tabella successiva sono riportati i coefficienti di amplificazione (γ) e i coefficienti di partecipazione (ψ) dei carichi elementari considerati nella definizione delle combinazioni di carico:

CARICO ELEMENTARE		γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Pesi propri strutturali	g_1	1,35	1,00	1,00	1,00
Peso proprio del terreno a tergo del muro	g_2	1,35	1,00	1,00	1,00
Peso proprio del parapetto metallico	g_3	1,35	1,00	1,00	1,00
Spinta orizzontale dei terreni	g_4	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi accidentali a tergo del muro	q_1	1,50	1,00	0,75	0,00
Spinta orizzontale dei carichi accidentali a tergo del muro	q_2	1,50	1,00	0,75	0,00
Sovrappinta dinamica dei terreni	s_1	-	-	-	-
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_2	-	-	-	-
Inerzia sismica del terreno a tergo del muro	s_3	-	-	-	-
Inerzia sismica del parapetto metallico	s_4	-	-	-	-

Nelle tabelle successive sono riepilogate le combinazioni di carico utilizzate per le verifiche degli elementi strutturali:

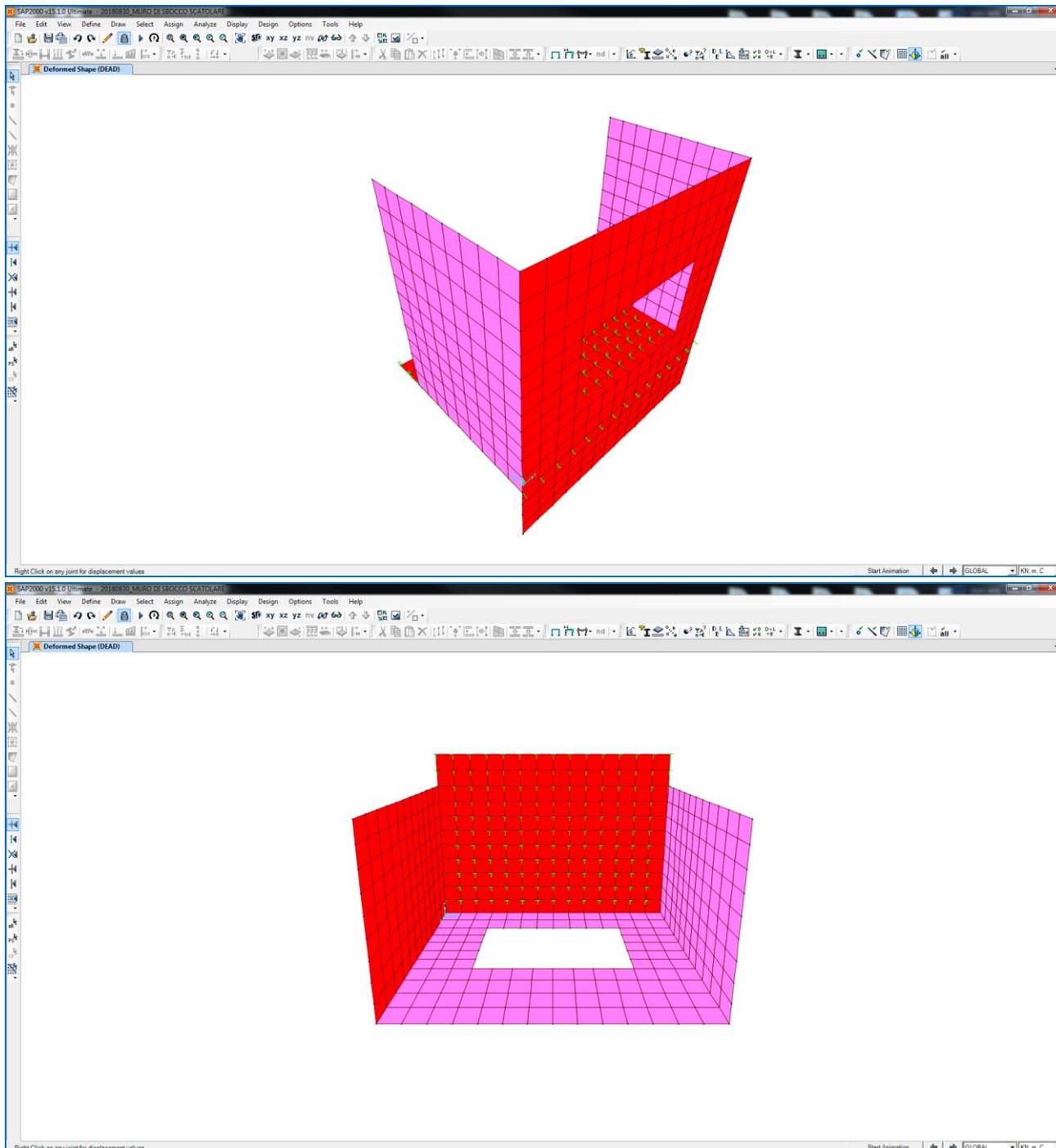
CARICO ELEMENTARE	SLE - QUASI PERMANENTI		SLE - FREQUENTE		SLE - RARA	
	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
g_1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g_2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g_3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g_4	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
q_1	1,00	0,00	1,00	0,75	1,00	1,00
q_2	1,00	0,00	1,00	0,75	1,00	1,00
s_1	-	-	-	-	-	-
s_2	-	-	-	-	-	-
s_3	-	-	-	-	-	-
s_4	-	-	-	-	-	-

CARICO ELEMENTARE	SLU - STR		SLV	
	γ	ψ	γ	ψ
g_1	1,35	1,00	1,00	1,00
g_2	1,35	1,00	1,00	1,00
g_3	1,35	1,00	1,00	1,00
g_4	1,35	1,00	1,00	1,00
q_1	1,50	1,00	1,00	0,00
q_2	1,50	1,00	1,00	0,00
s_1	-	-	1,00	1,00
s_2	-	-	1,00	1,00
s_3	-	-	1,00	1,00
s_4	-	-	1,00	1,00

10 MODELLO DI CALCOLO

10.1 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Al fine di valutare le azioni sollecitanti sulle pareti verticali e sulla zattera di fondazione, sia in direzione verticale che orizzontale (i muri sono collegati direttamente alla canna del tombino scatolare), è stato approntato un apposito modello di calcolo agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1:



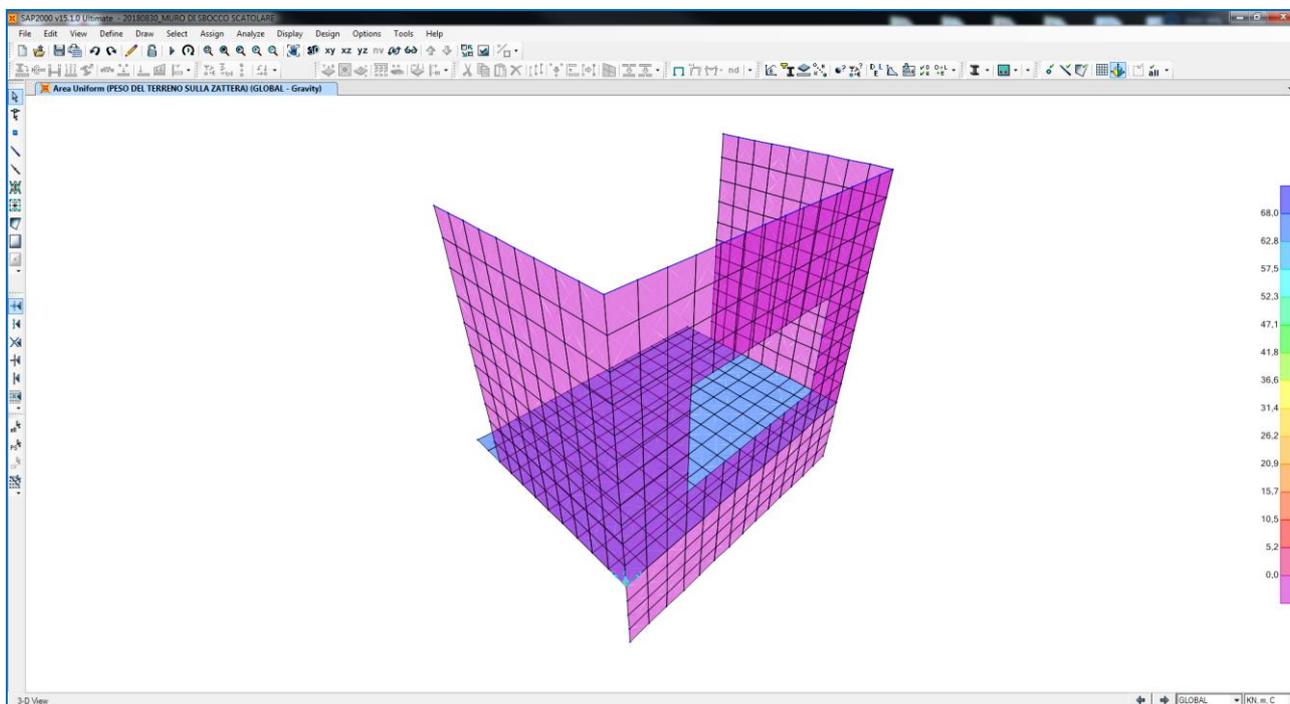
Gli elementi strutturali sono stati modellati mediante elementi bidimensionali tipo “shell”, con comportamento a “lastra – piastra” e con spessore pari allo spessore reale della sezione strutturale.

Il terreno al di sotto della zattera di fondazione è stato modellato mediante molle elastiche alle quali sono state assegnate le seguenti costanti di rigidezza (a favore di sicurezza):

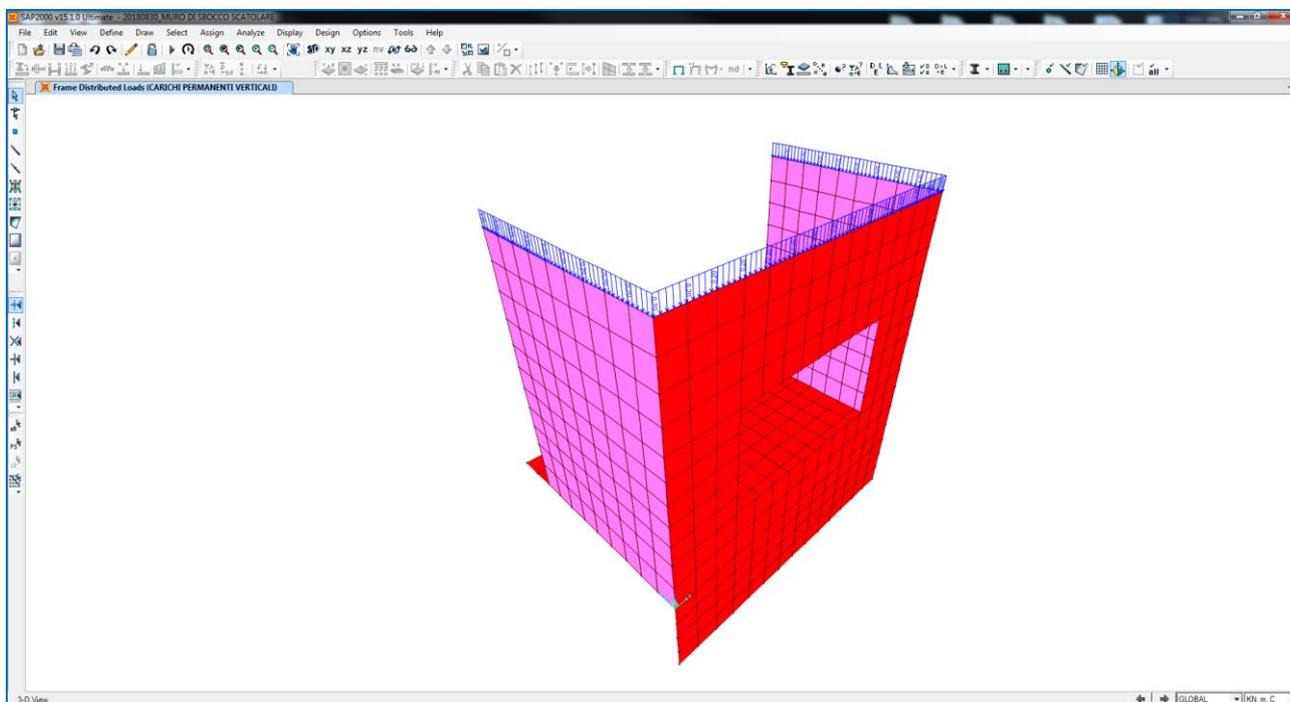
- Direzione verticale → $k = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$
- Direzione orizzontale → $k = 7.500,00 \text{ kN/m}^3$

10.2 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

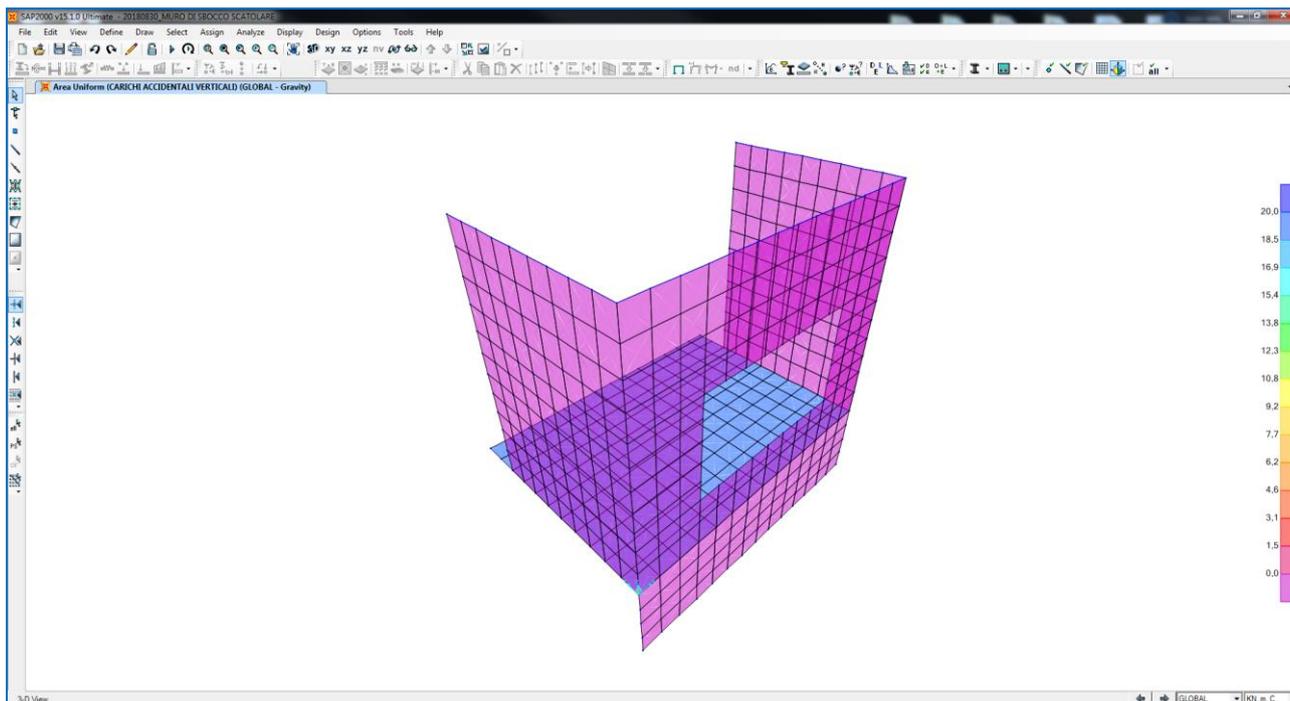
10.2.1 PESO PROPRIO DEL TERRENO A TERGO DEL MURO



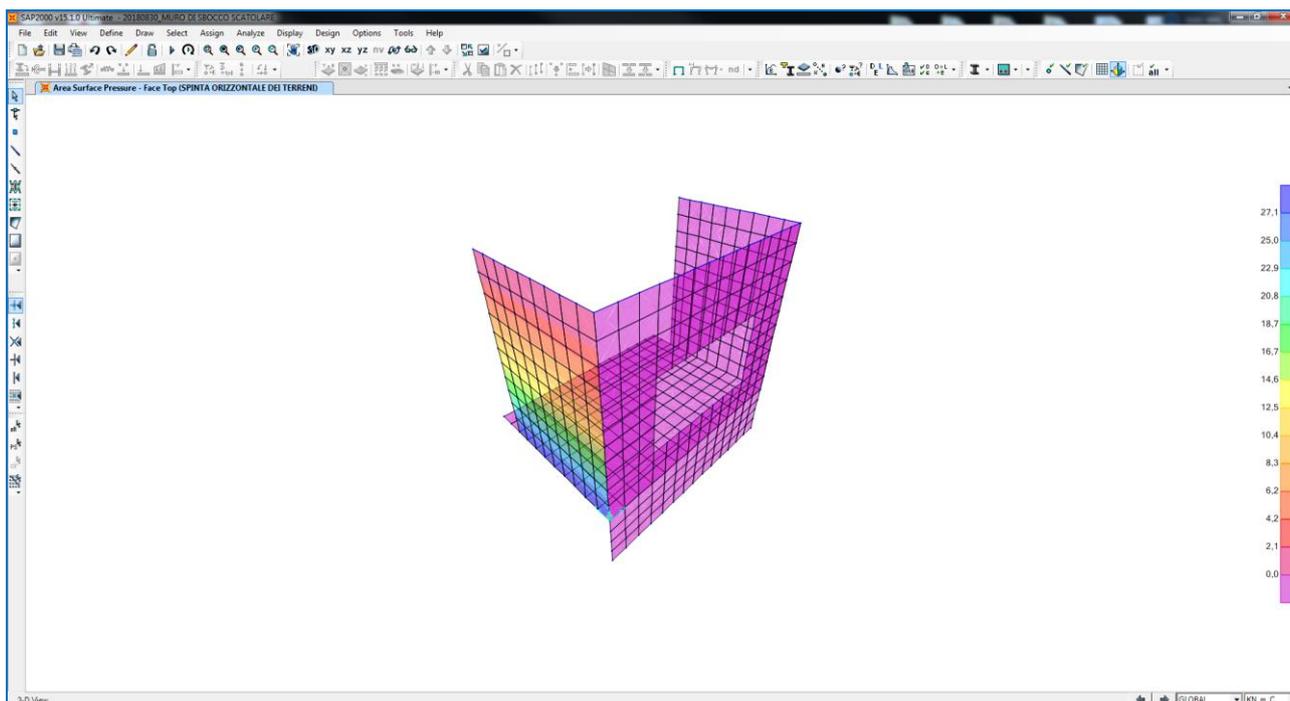
10.2.2 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO METALLICO



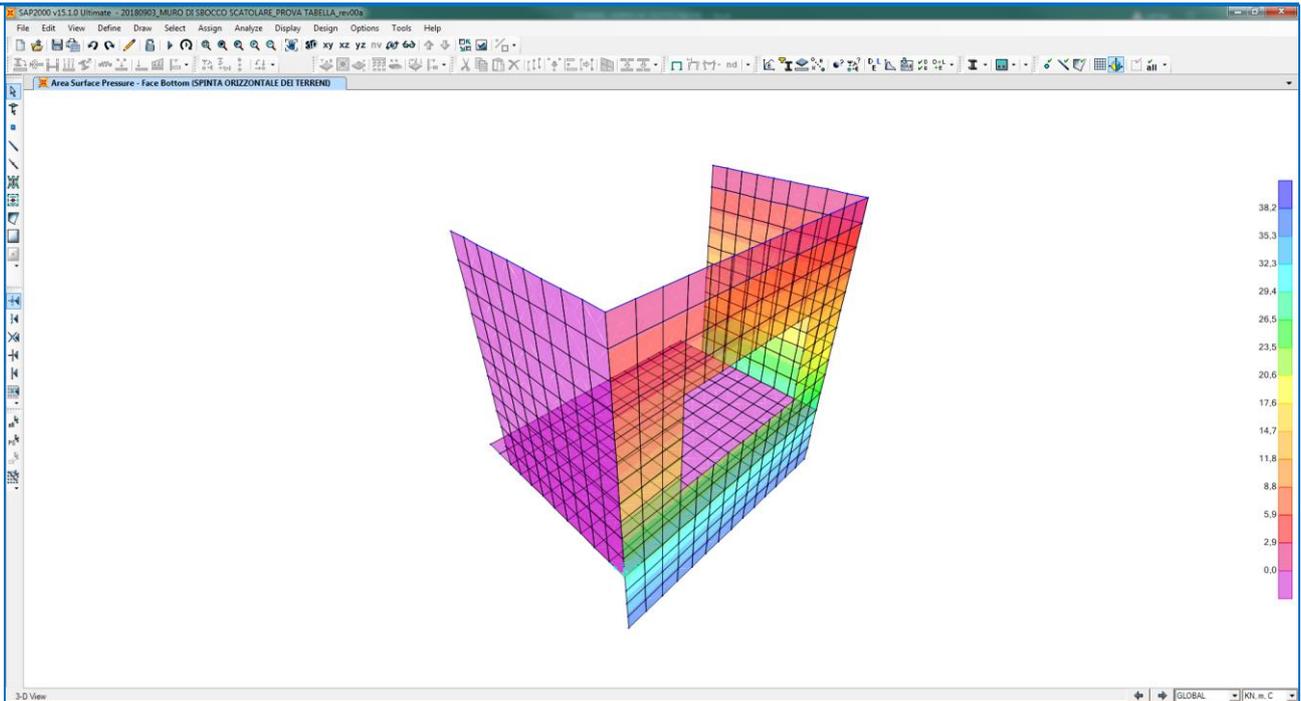
10.2.3 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO



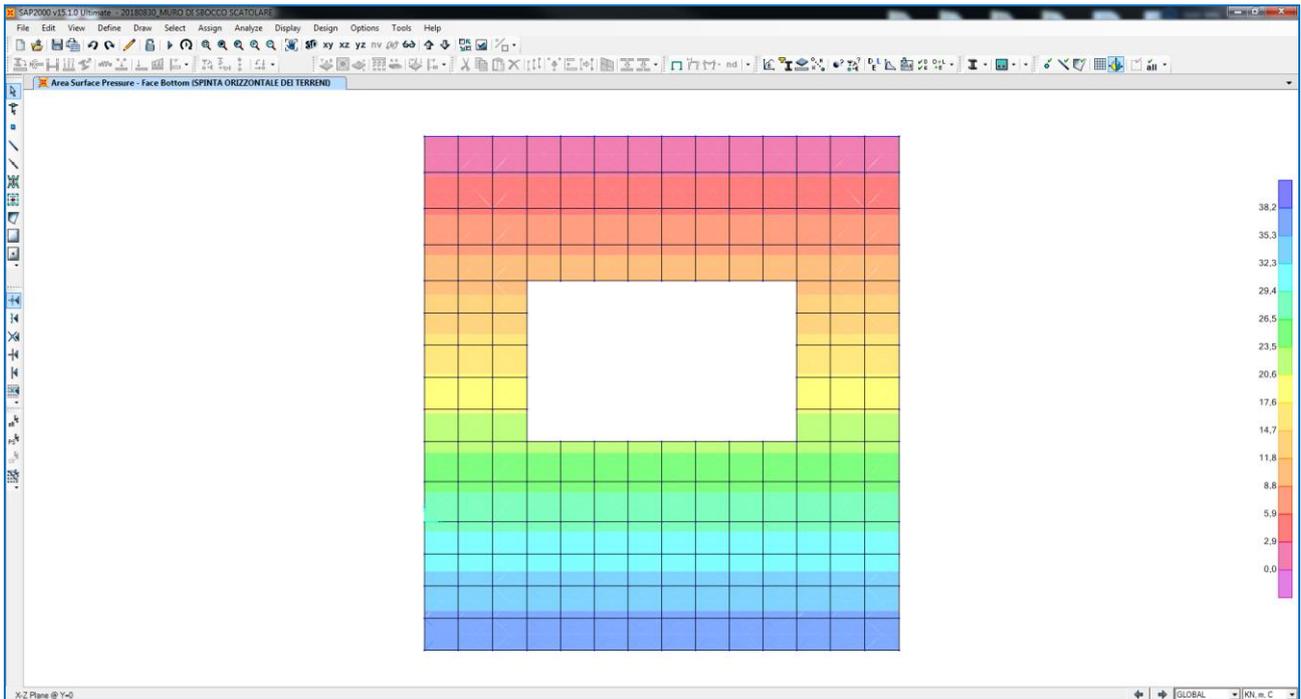
10.2.4 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI A TERGO DEL MURO SULLA PARETE SINISTRA



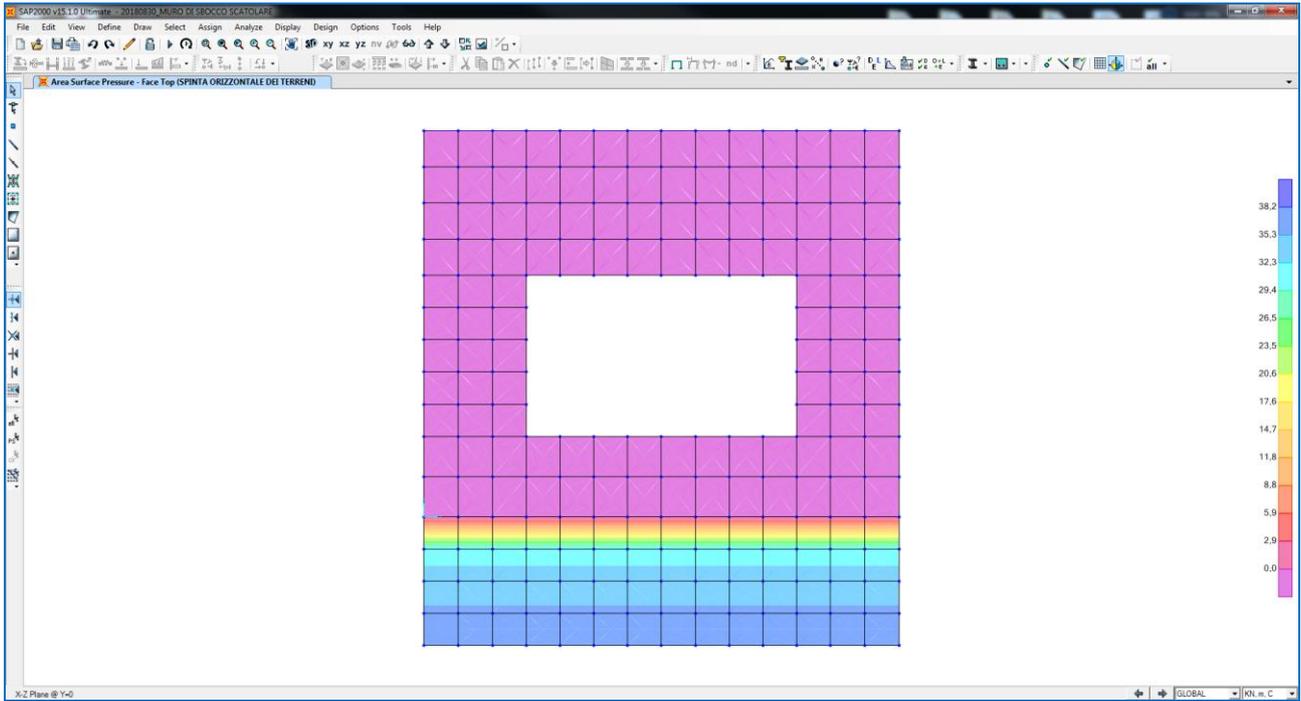
10.3 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI A TERGO DEL MURO SULLA PARETE DESTRA



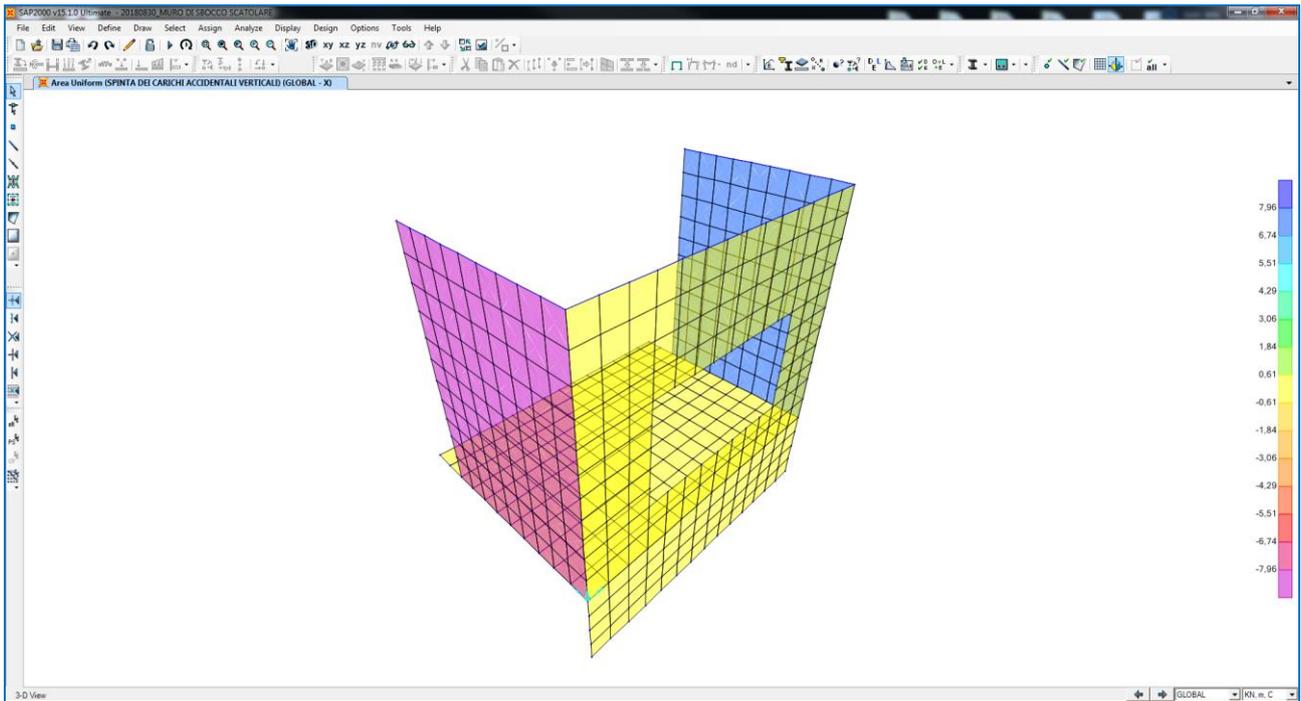
10.3.1 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI A TERGO DEL MURO SULLA PARETE FRONTALE



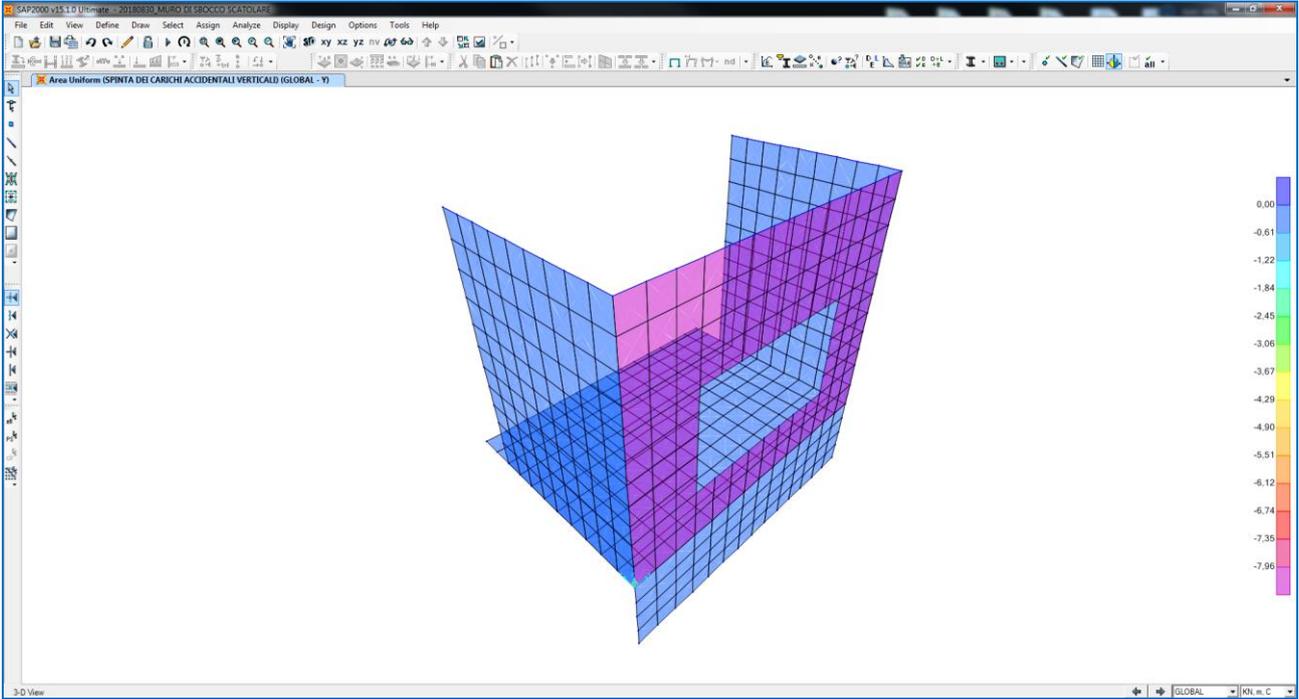
10.3.2 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI A VALLE DEL MURO (AGENTE SUL TAGLIONE)



10.3.3 SPINTA ORIZZONTALE DEI CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO SULLE PARETI LATERALI

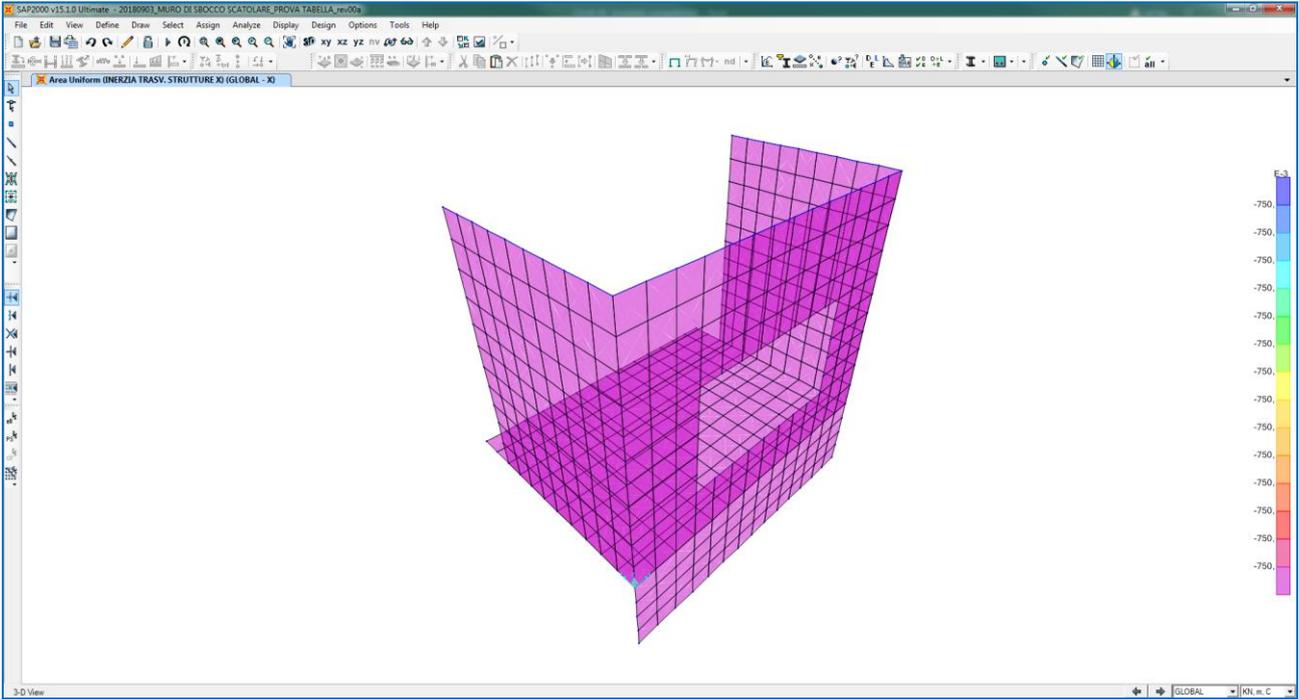


10.3.4 SPINTA ORIZZONTALE DEI CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO SULLA PARETE FRONTALE

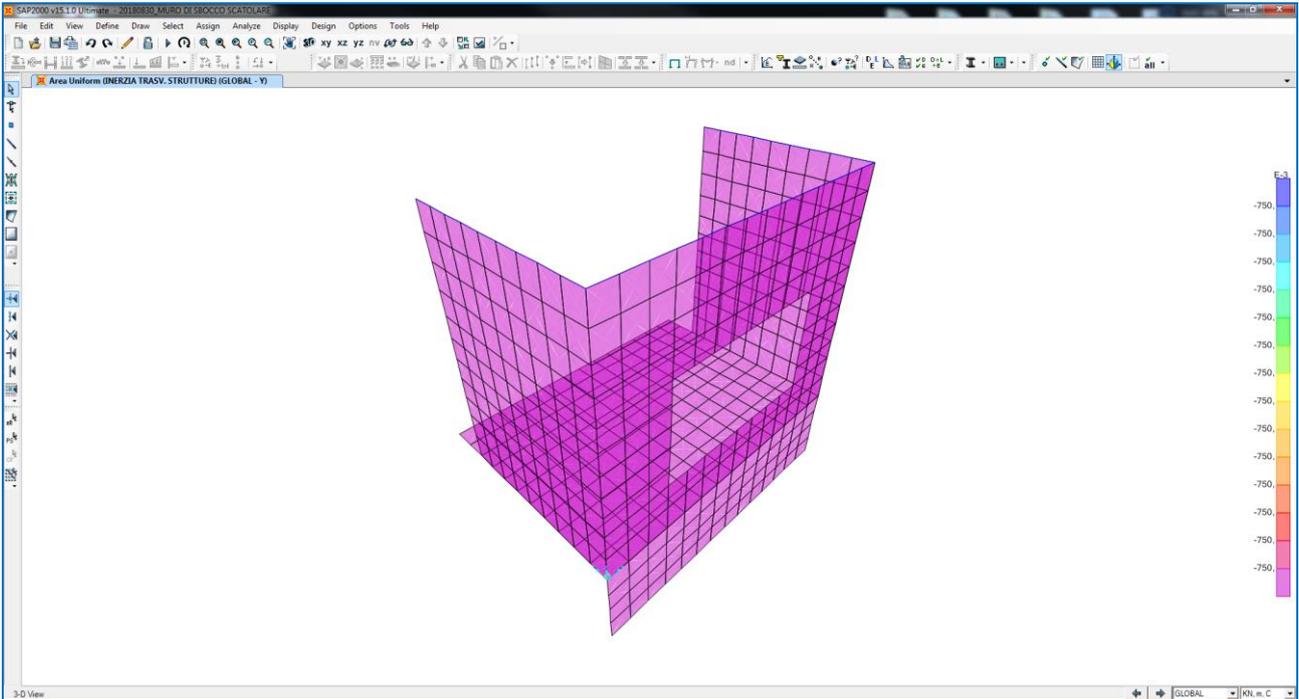


10.3.5 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

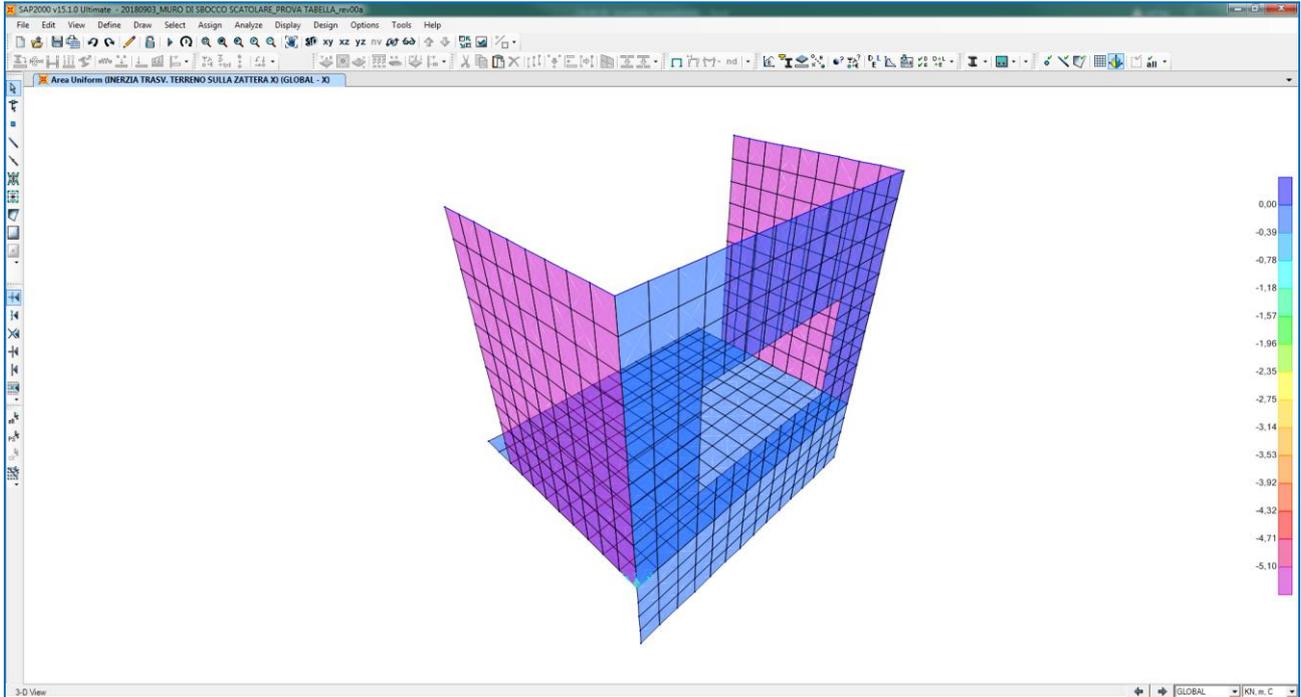
DIREZIONE X



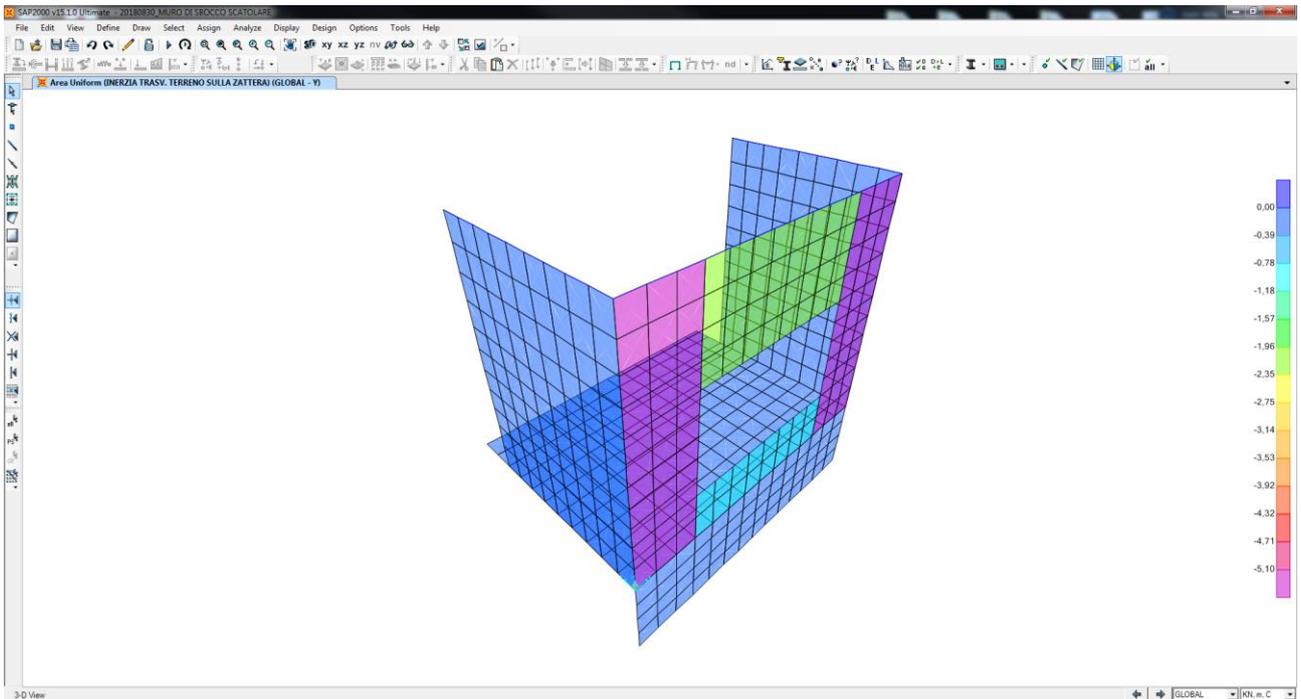
DIREZIONE Y



10.3.6 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEL TERRENO A TERGO DEL MURO SULLE PARETI LATERALI DIREZIONE X

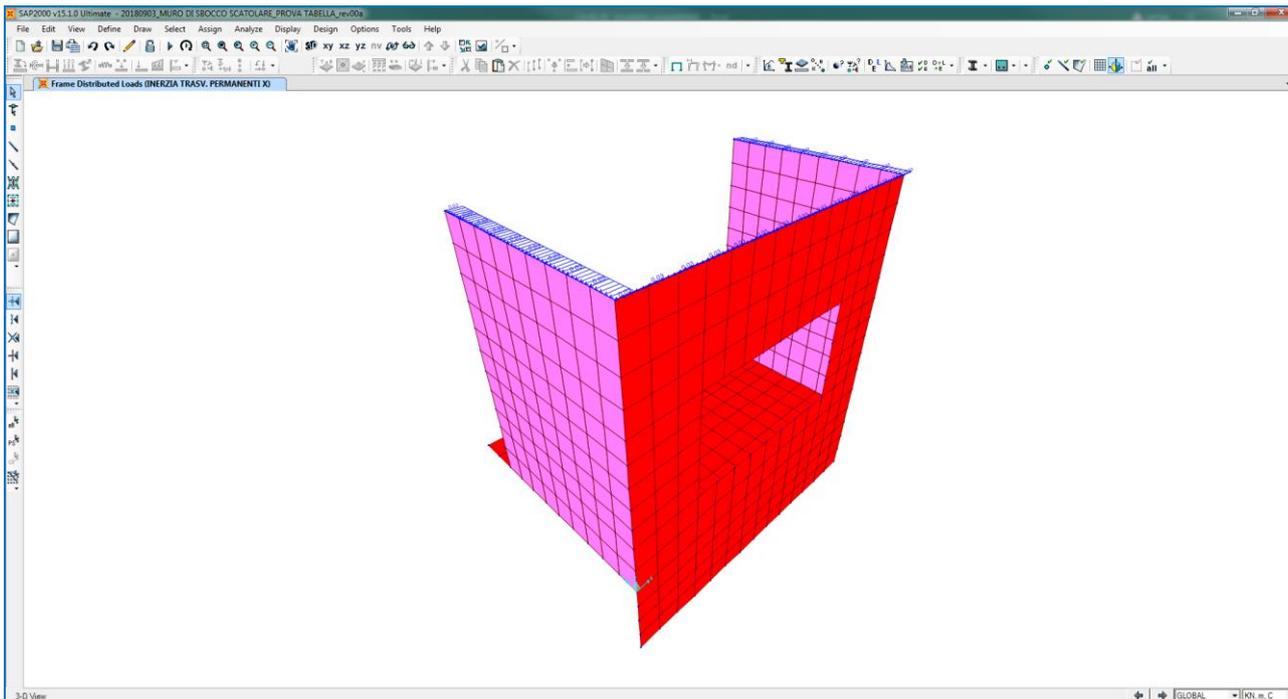


10.3.7 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEL TERRENO A TERGO DEL MURO SULLA PARETE FRONTALE DIREZIONE Y

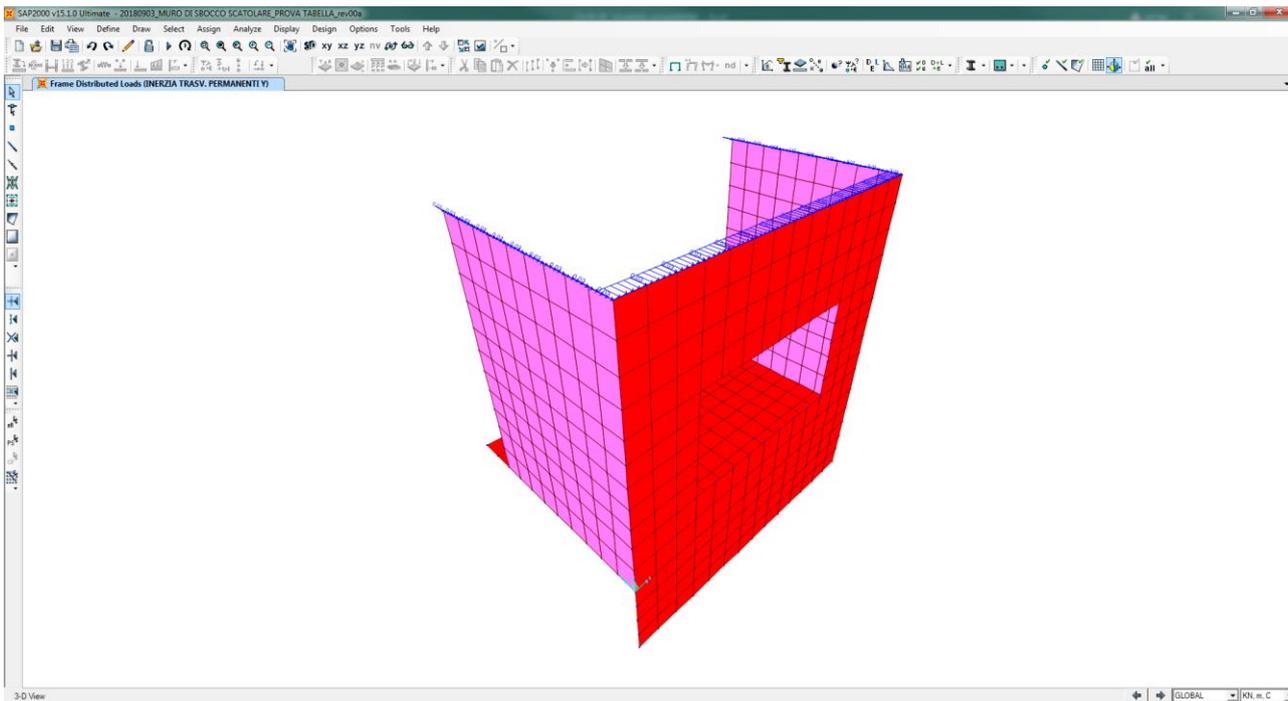


10.3.8 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEL PARAPETTO METALLICO

DIREZIONE X

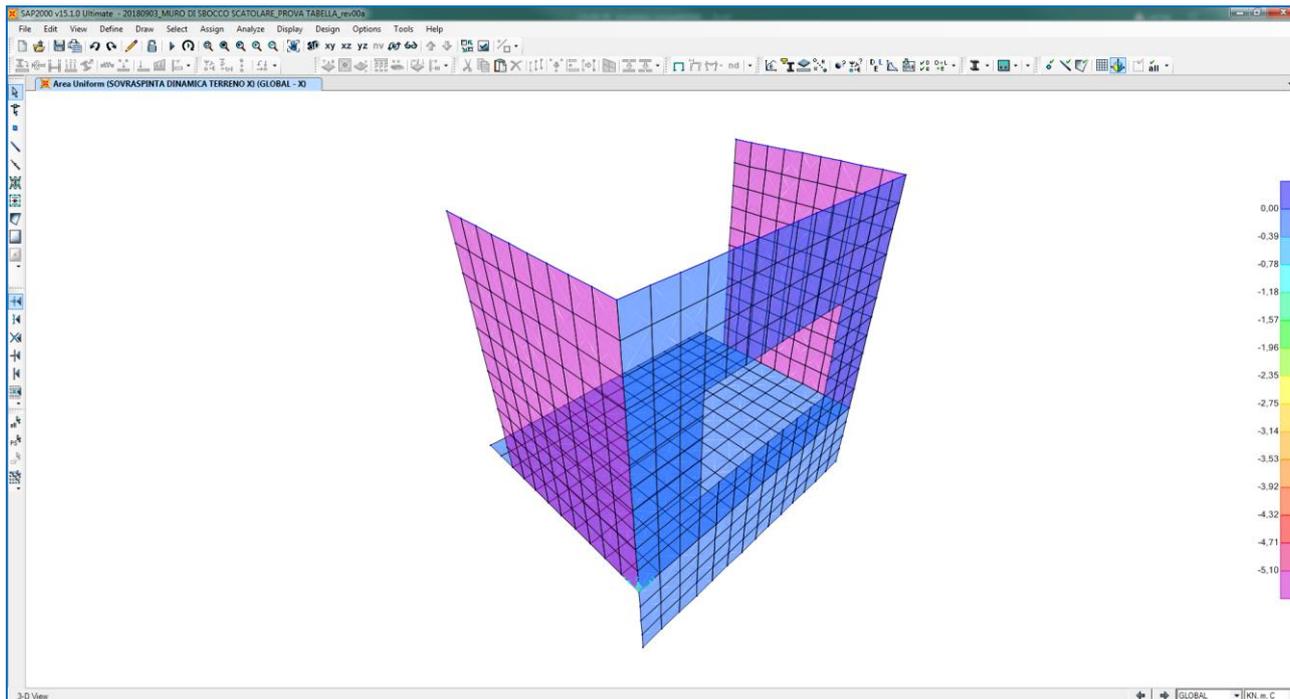


DIREZIONE Y



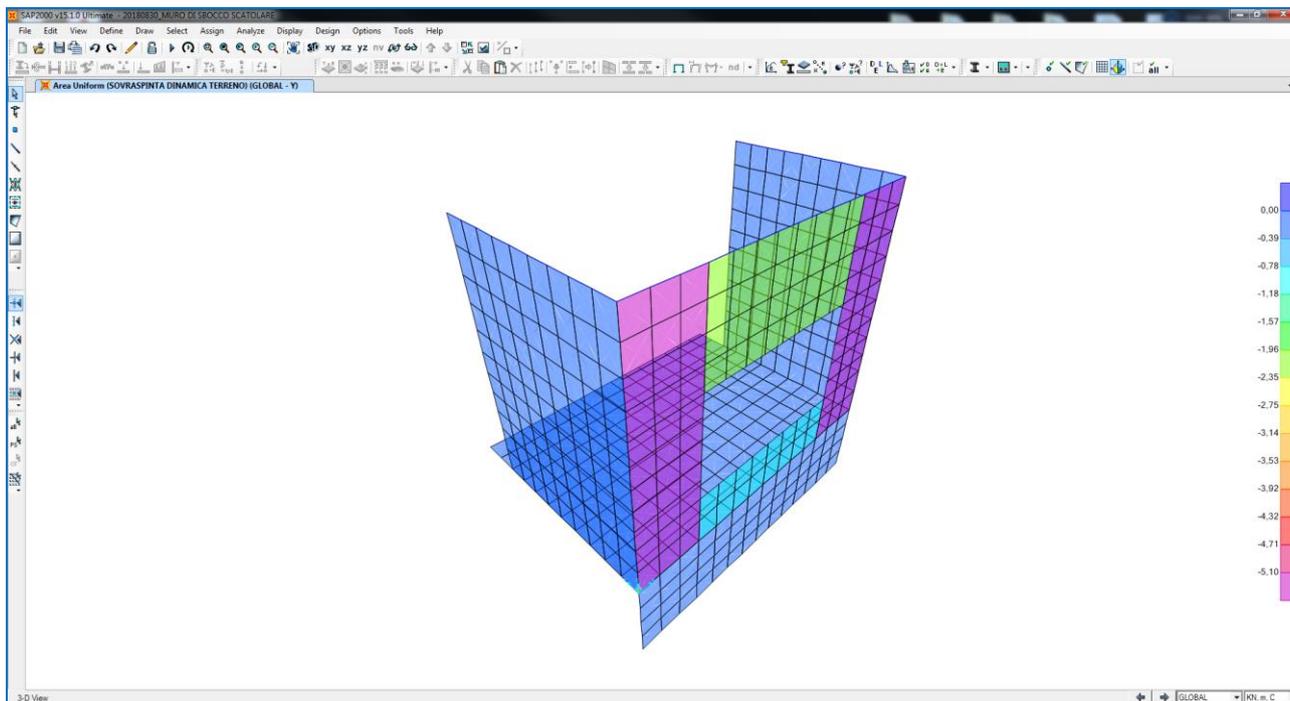
10.3.9 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI SULLE PARETI LATERALI

DIREZIONE X



10.3.10 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI SULLA PARETE FRONTALE

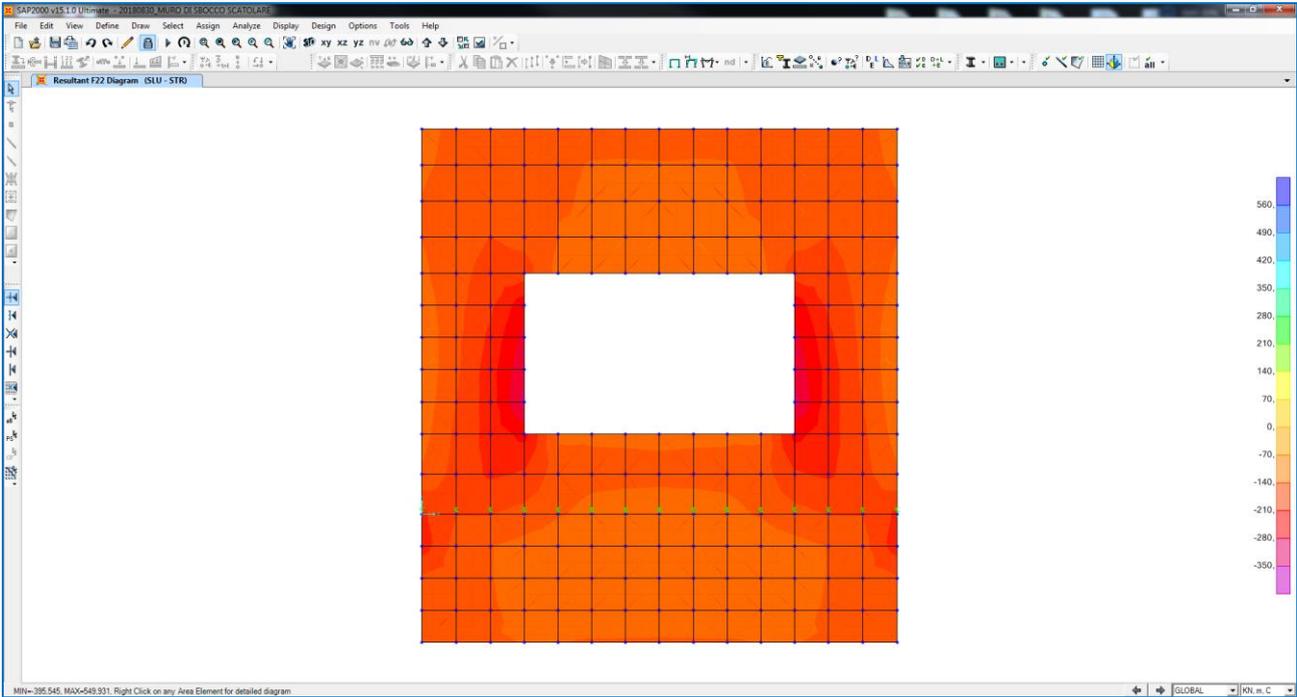
DIREZIONE Y



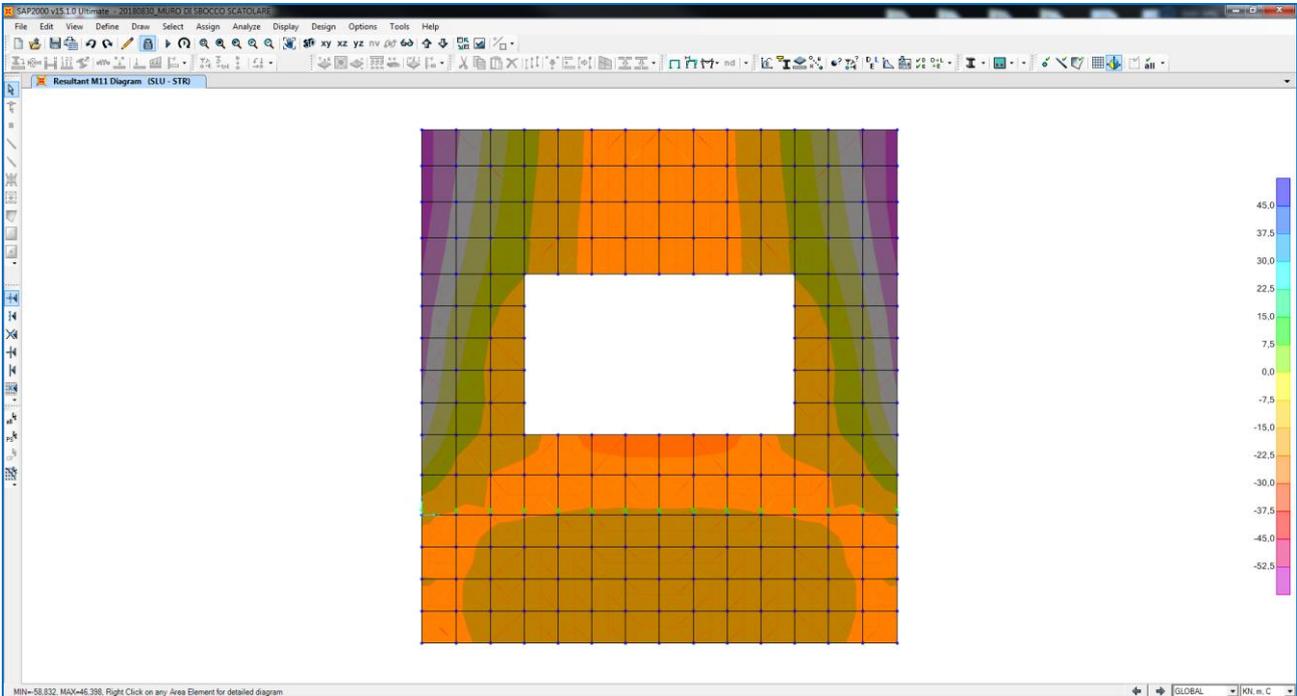
11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SUL MURO FRONTALE

11.1 COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

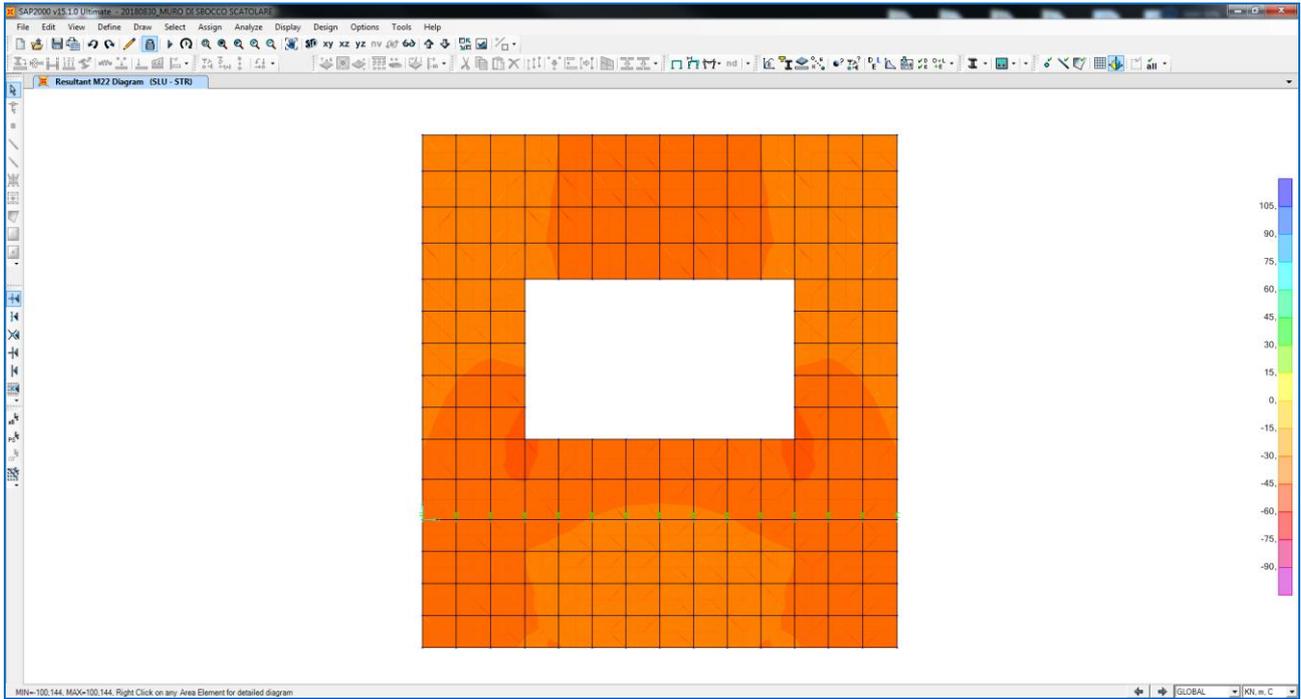
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



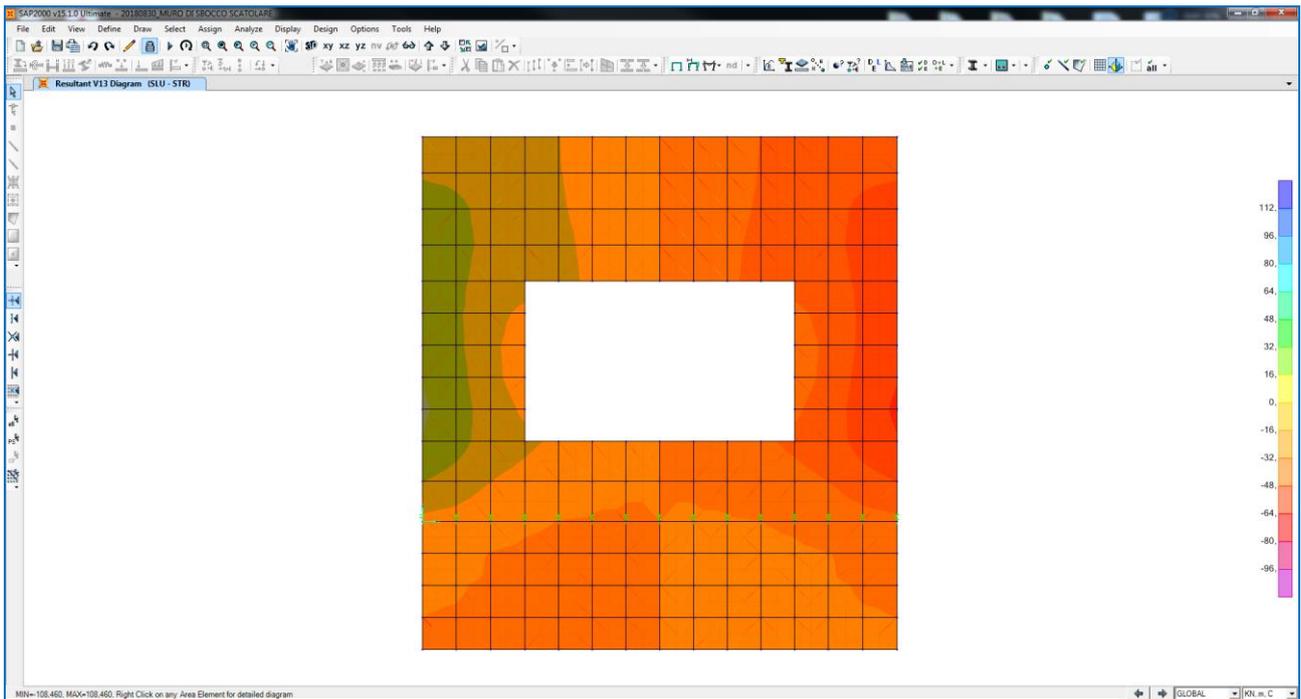
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



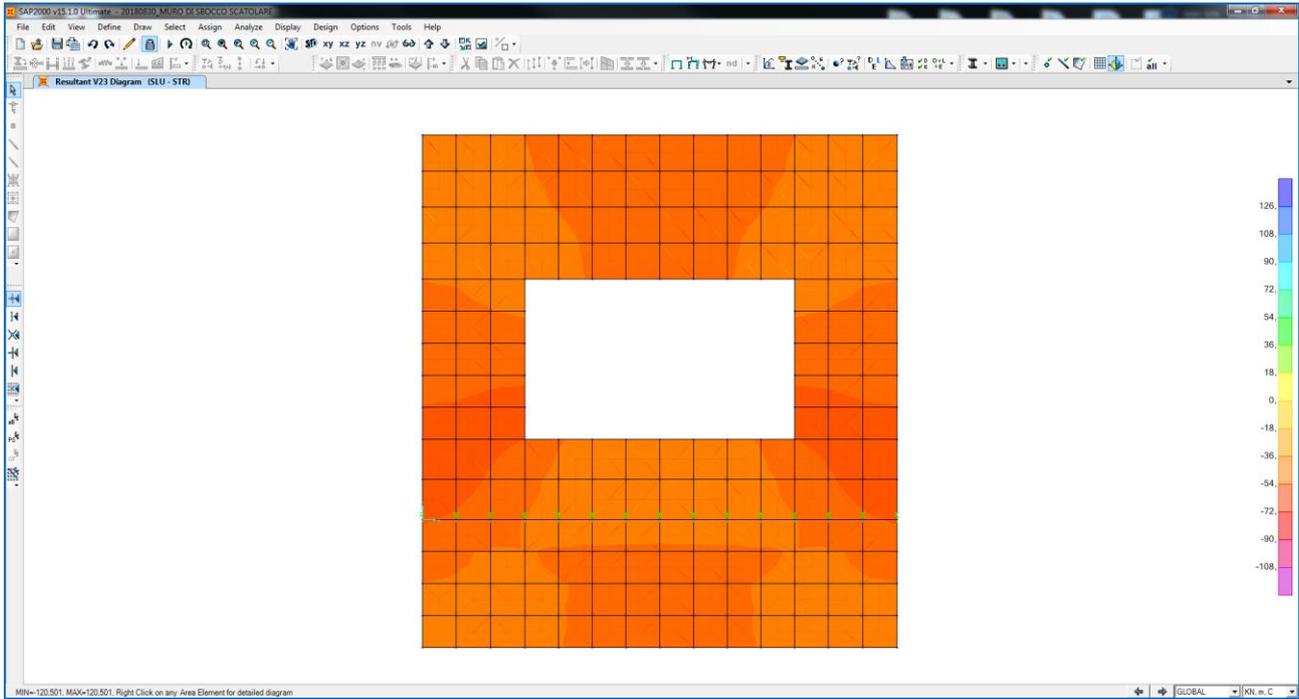
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale di calcolo V13:

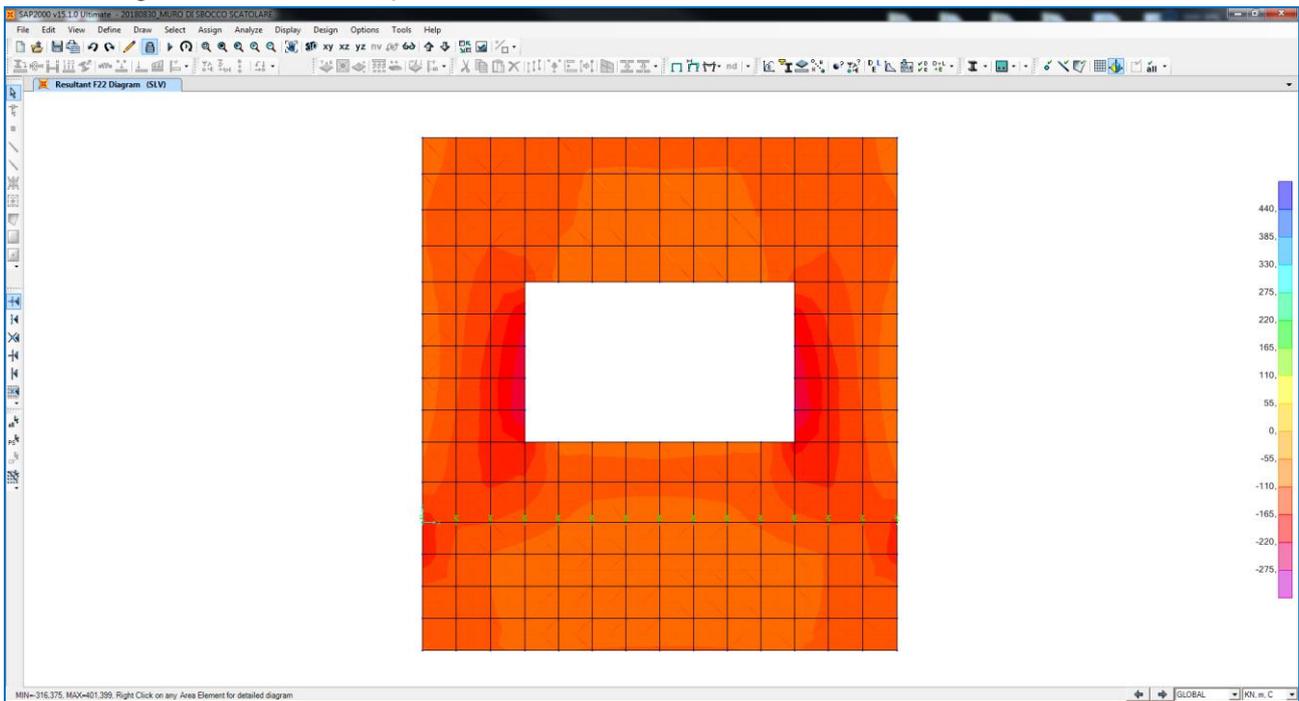


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:

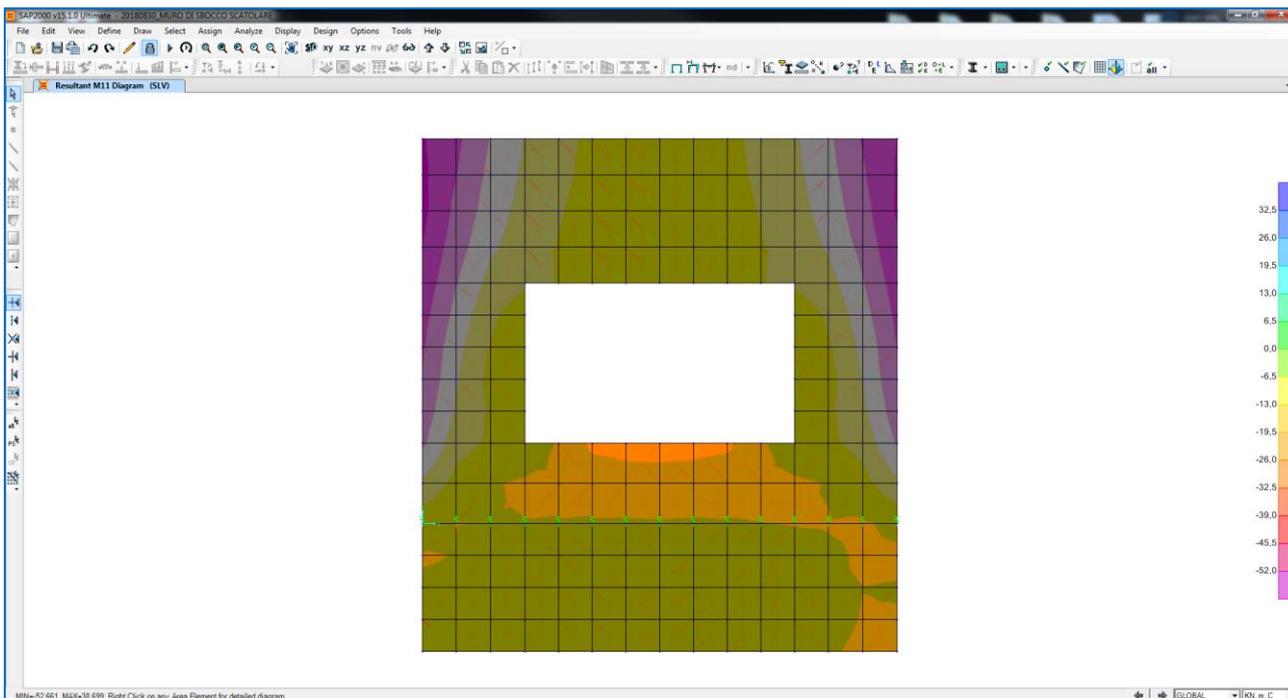


11.2 COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

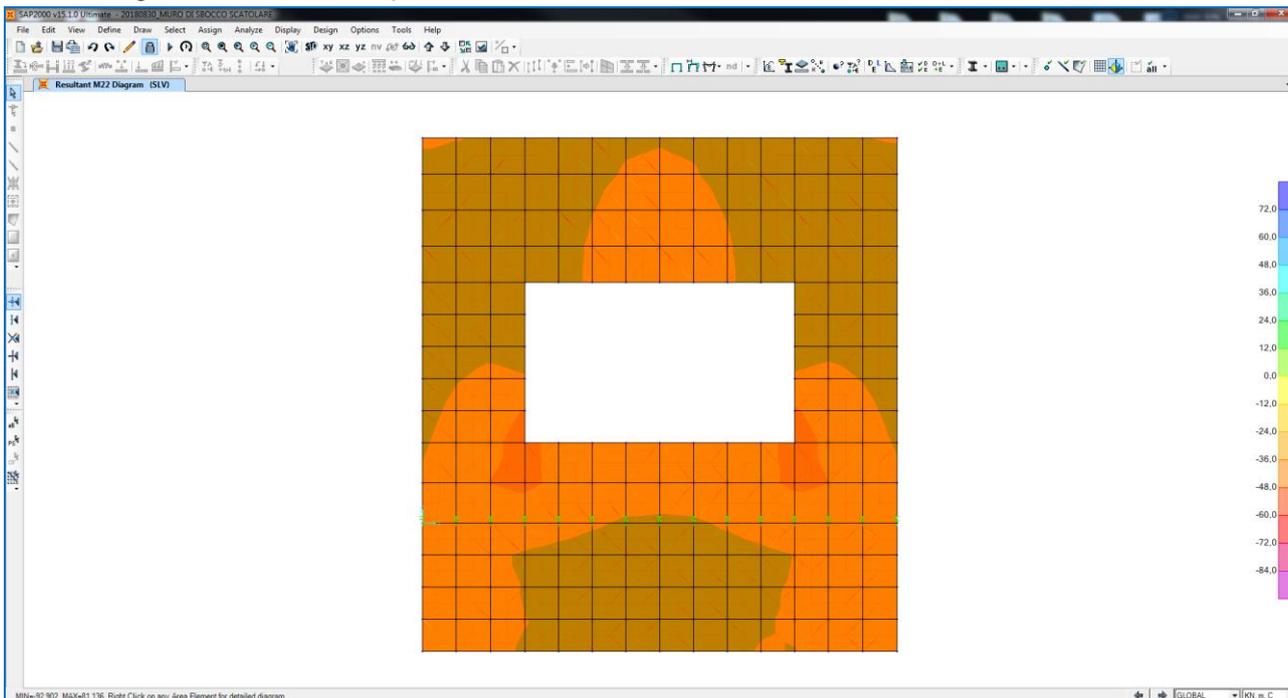
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



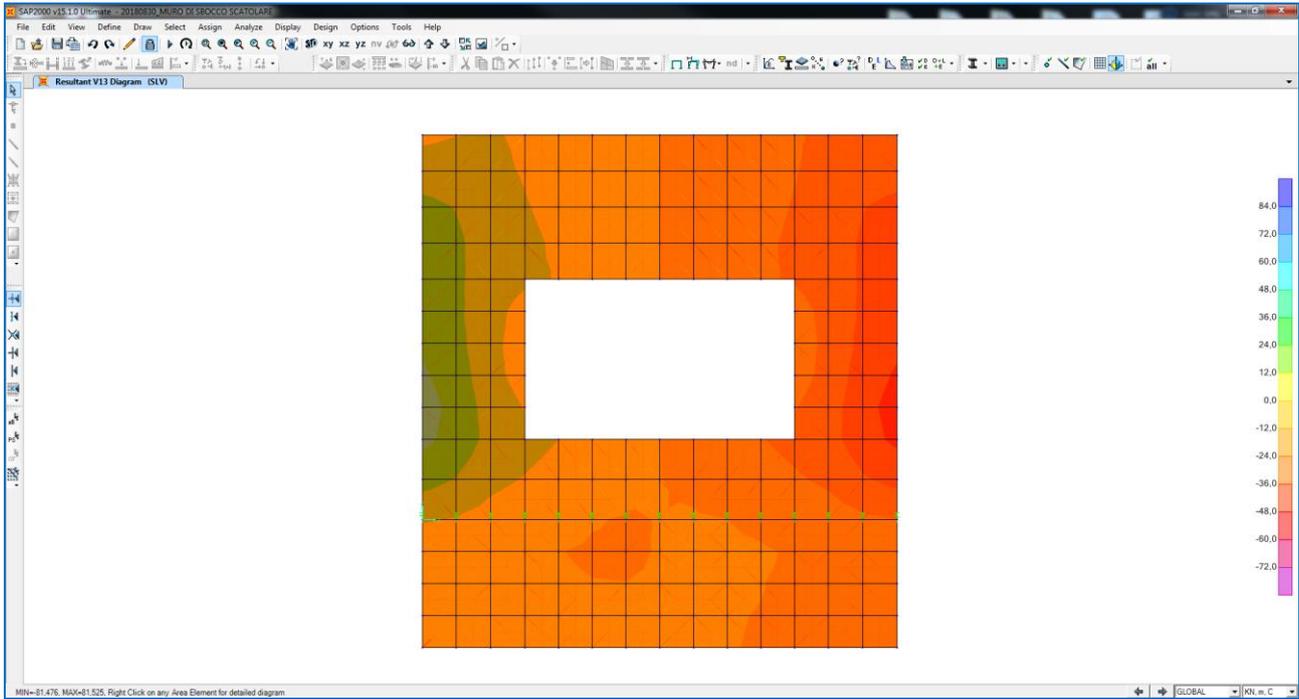
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



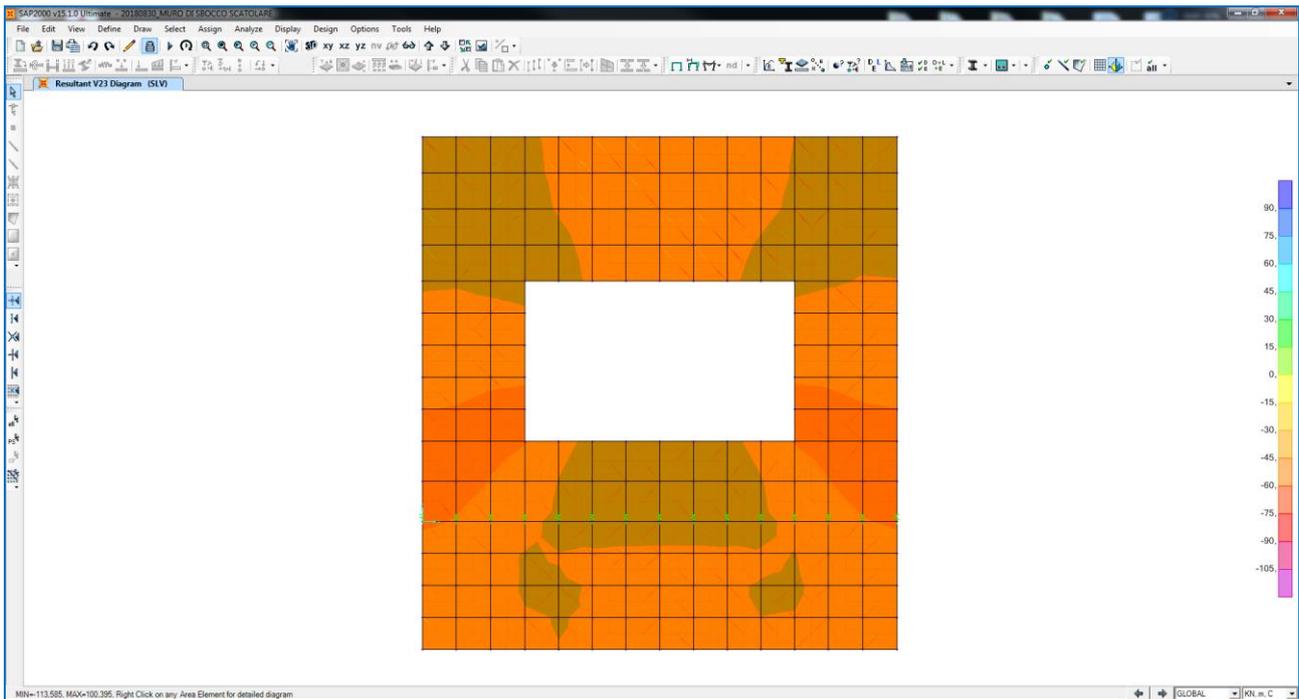
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale di calcolo V13:



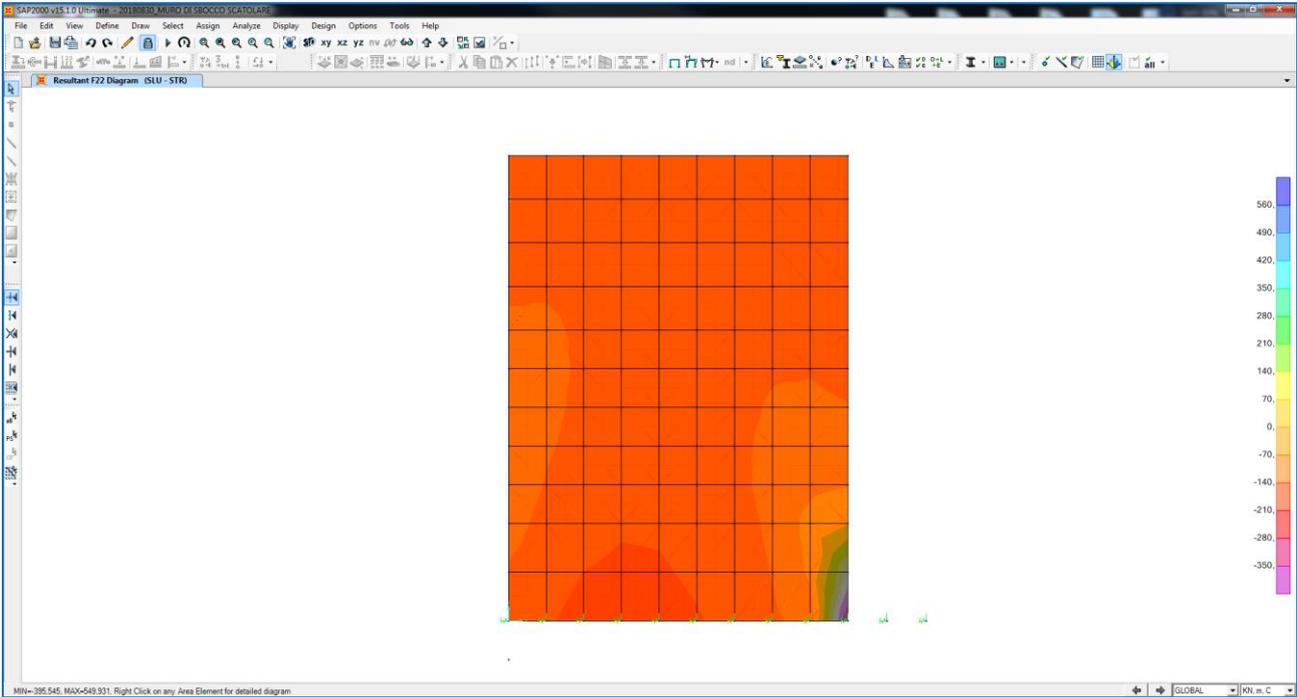
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:



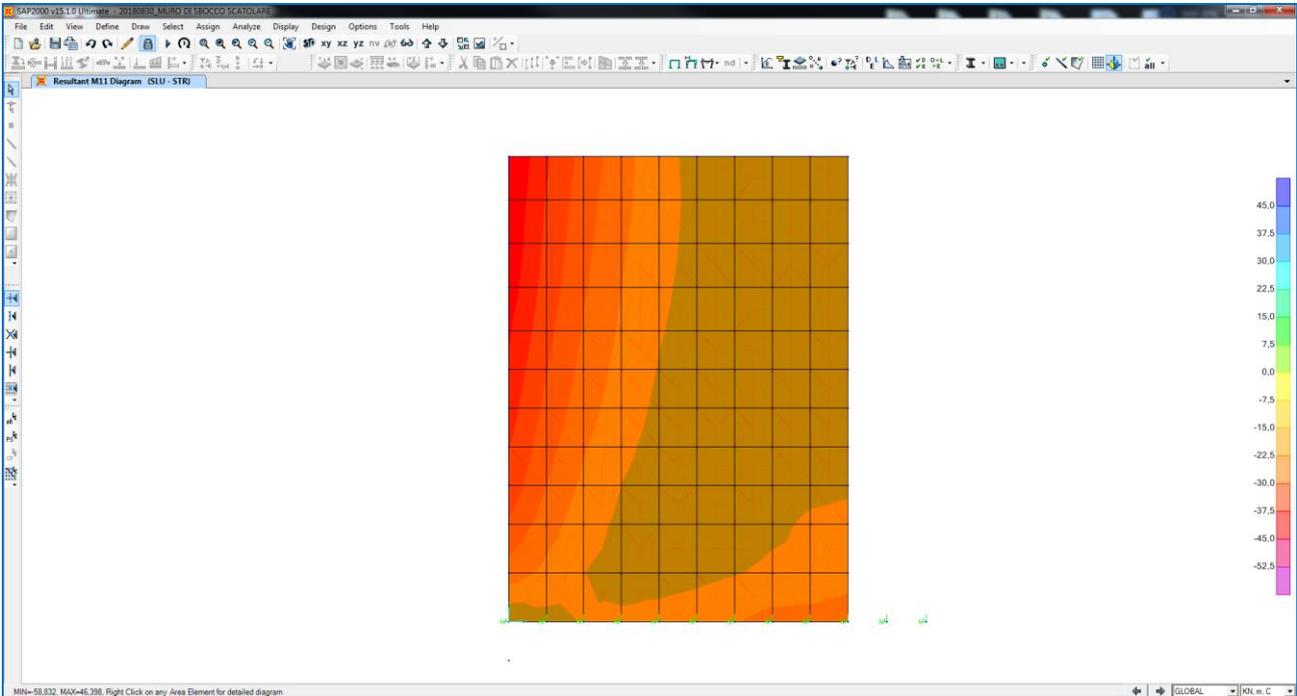
12 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SUI MURI LATERALI

12.1 COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

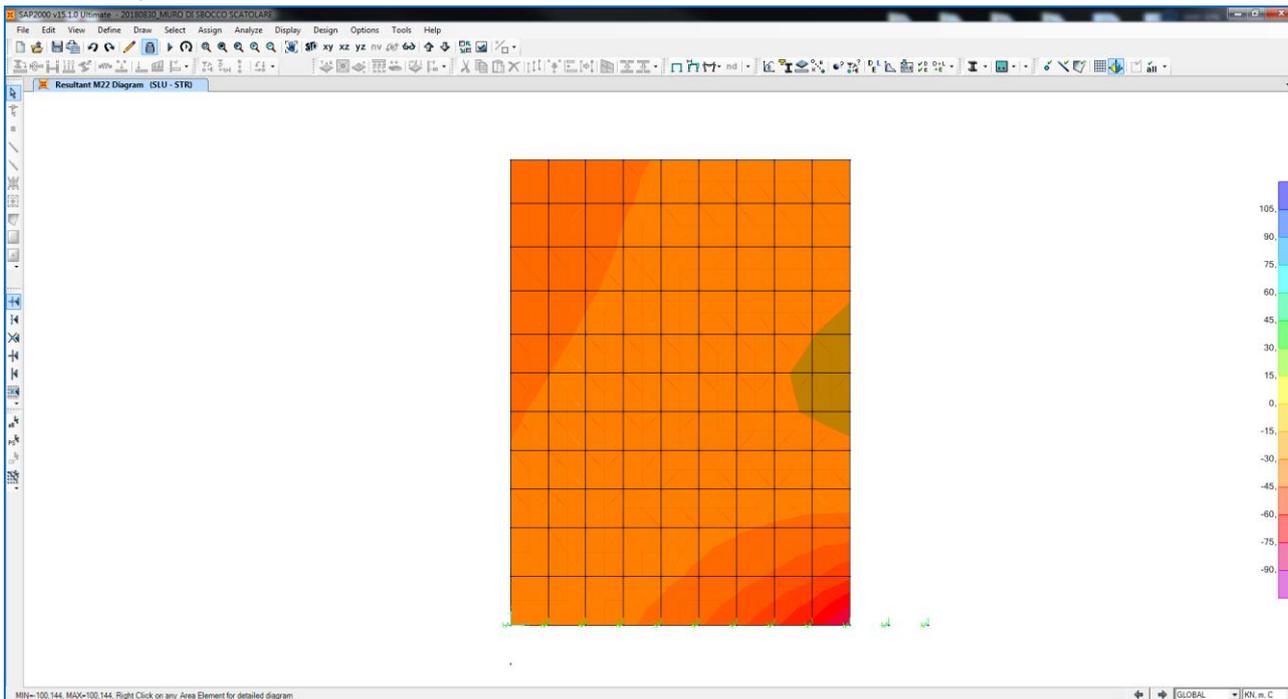
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



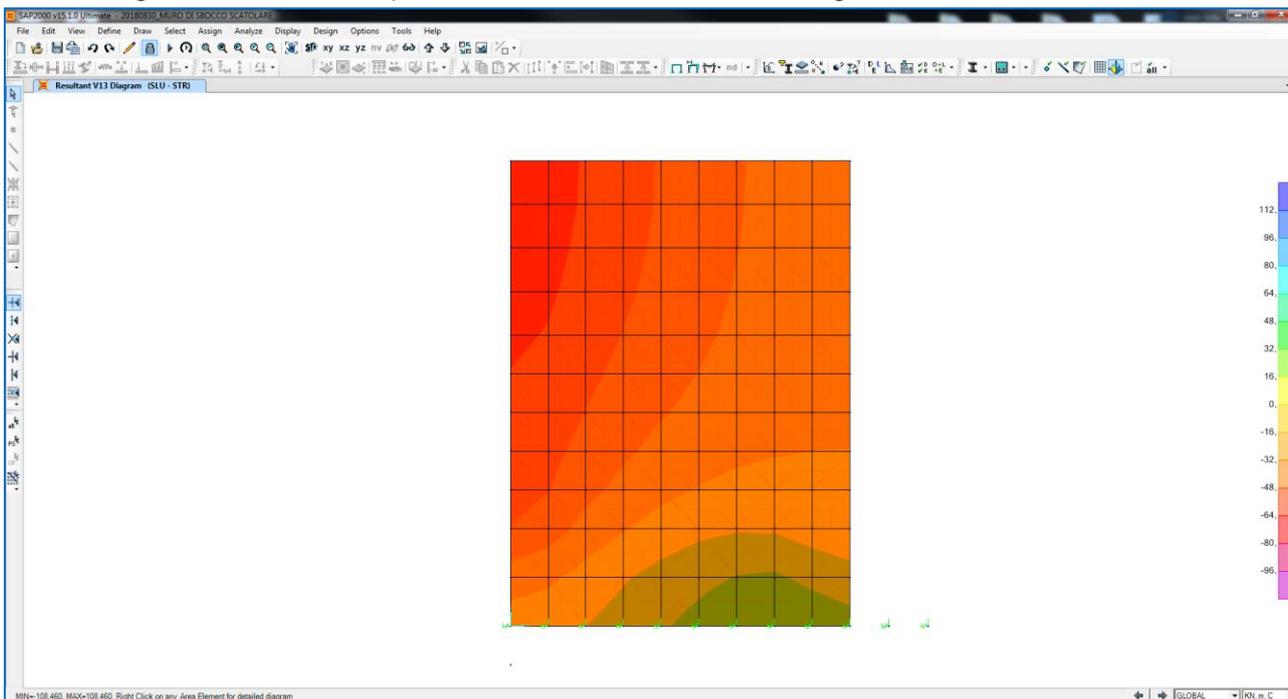
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



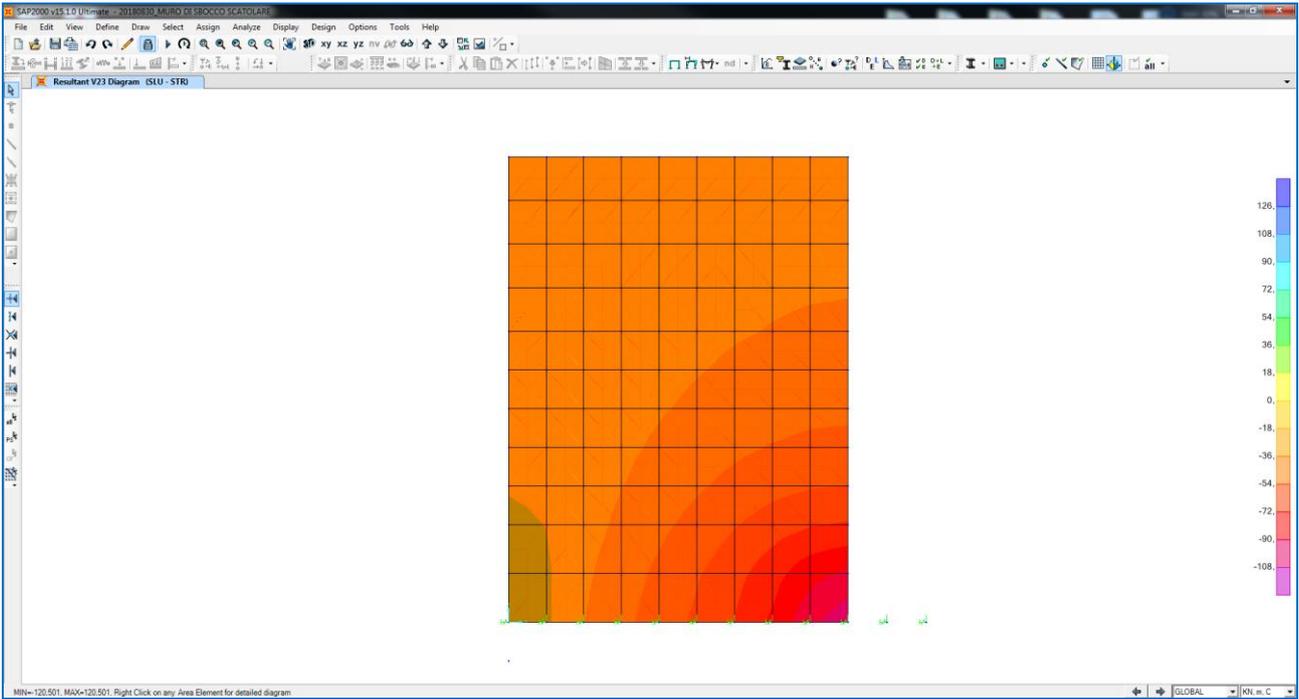
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale di calcolo V13:

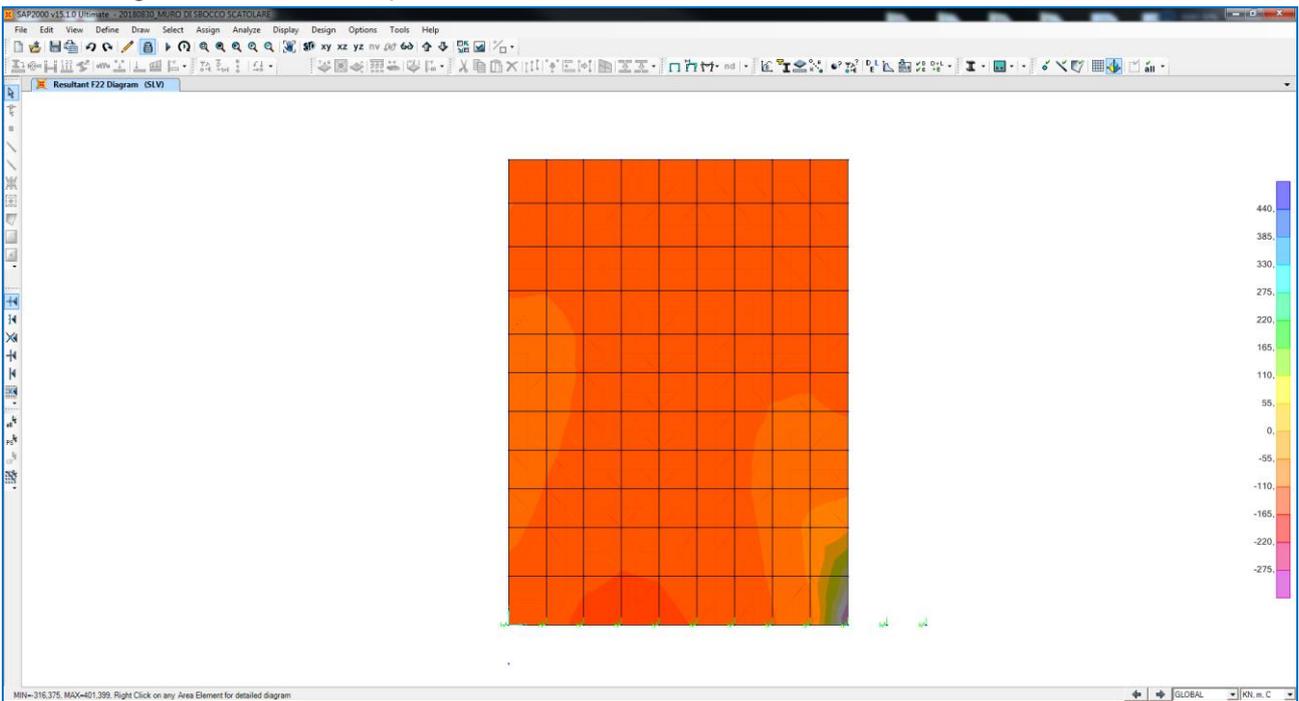


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:

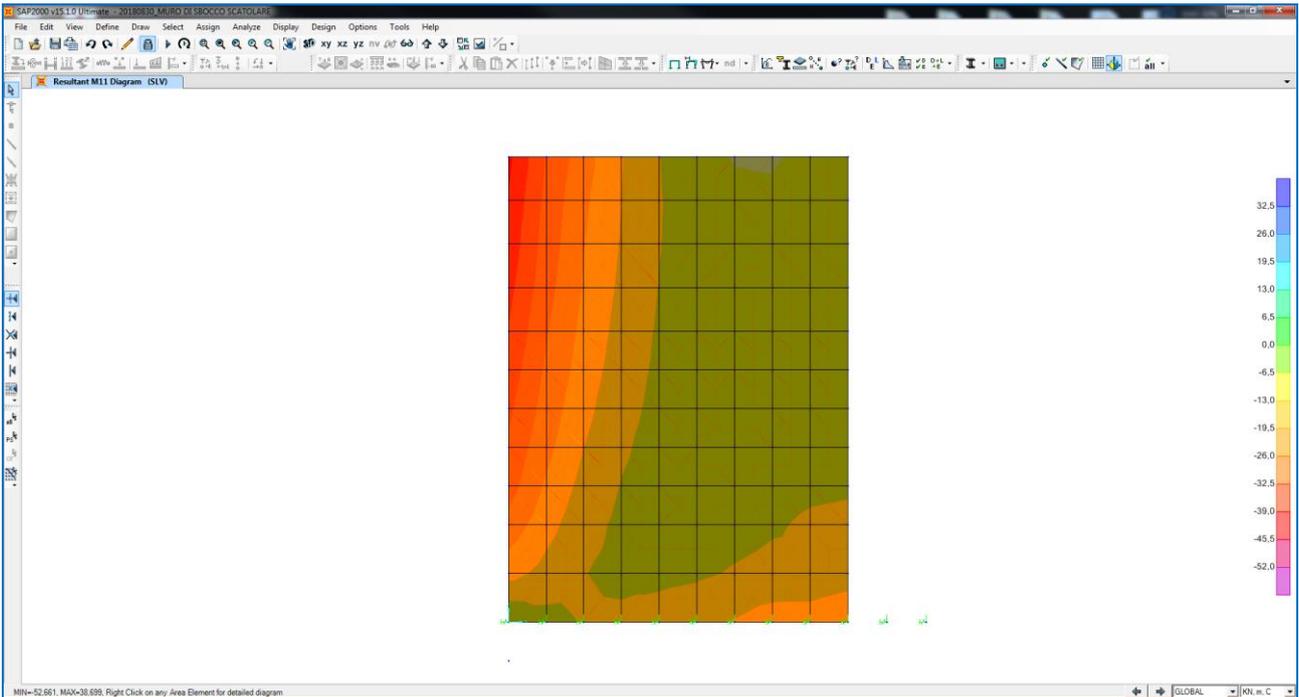


12.2 COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

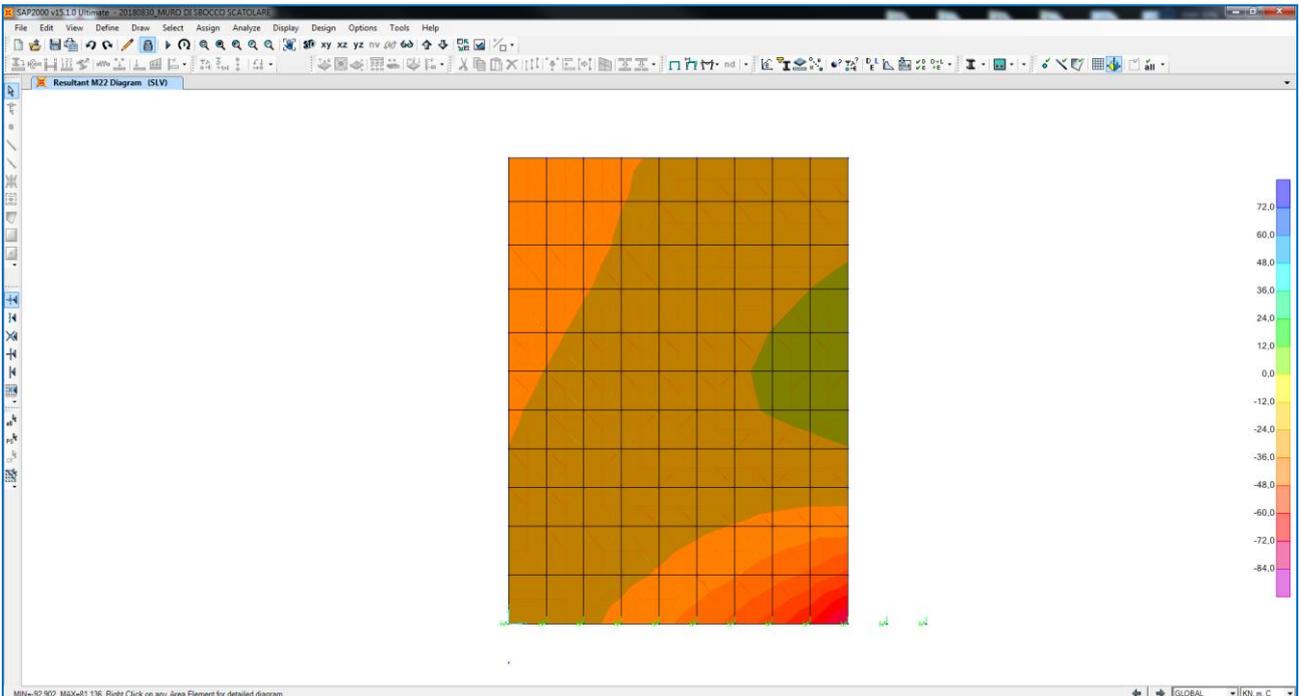
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



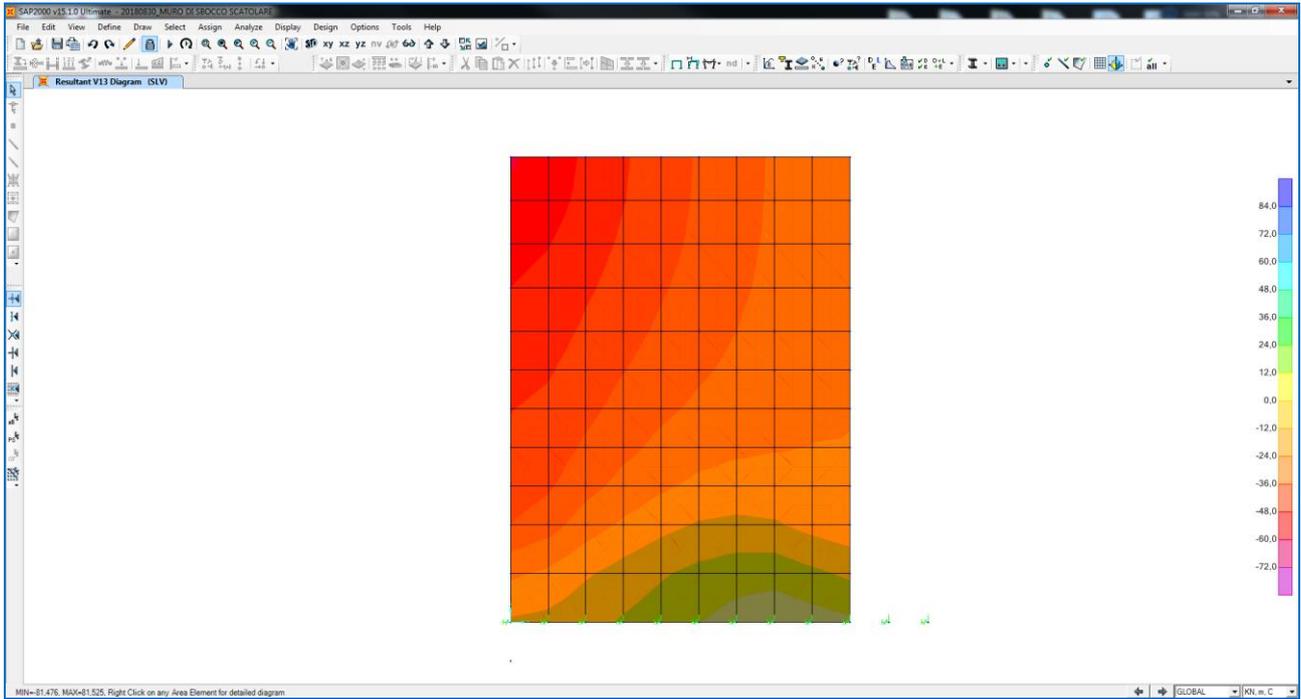
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



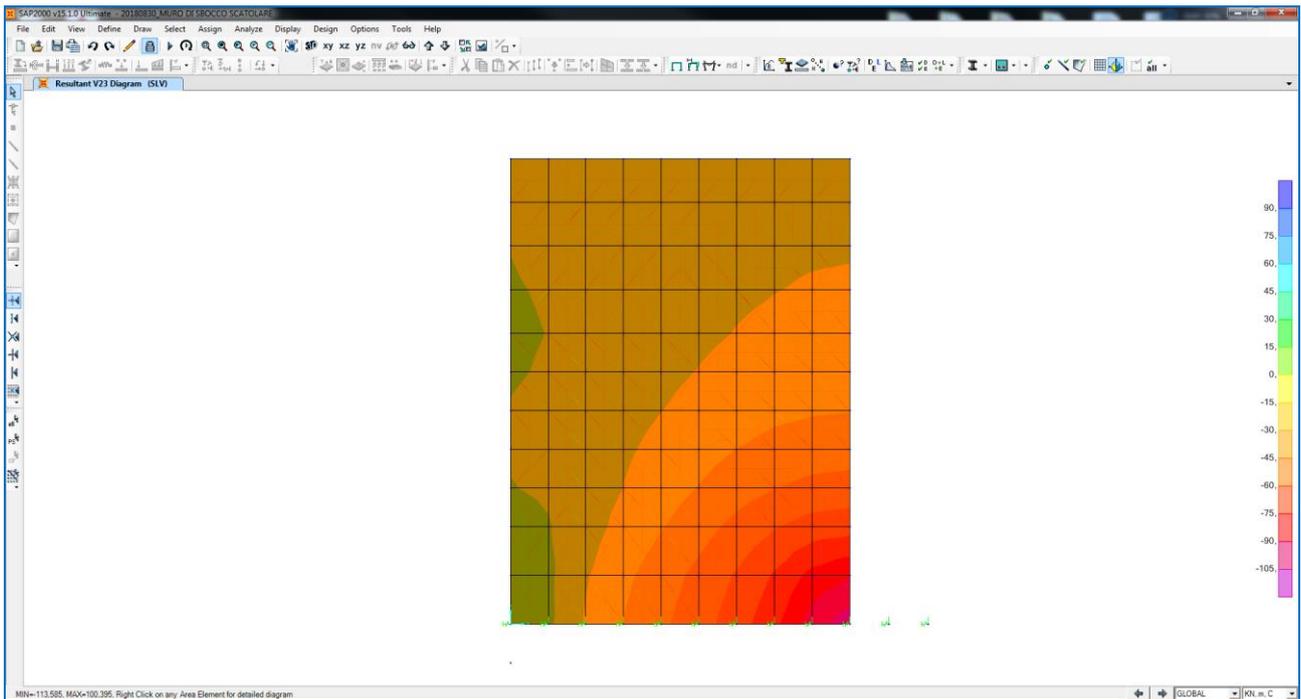
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale di calcolo V13:



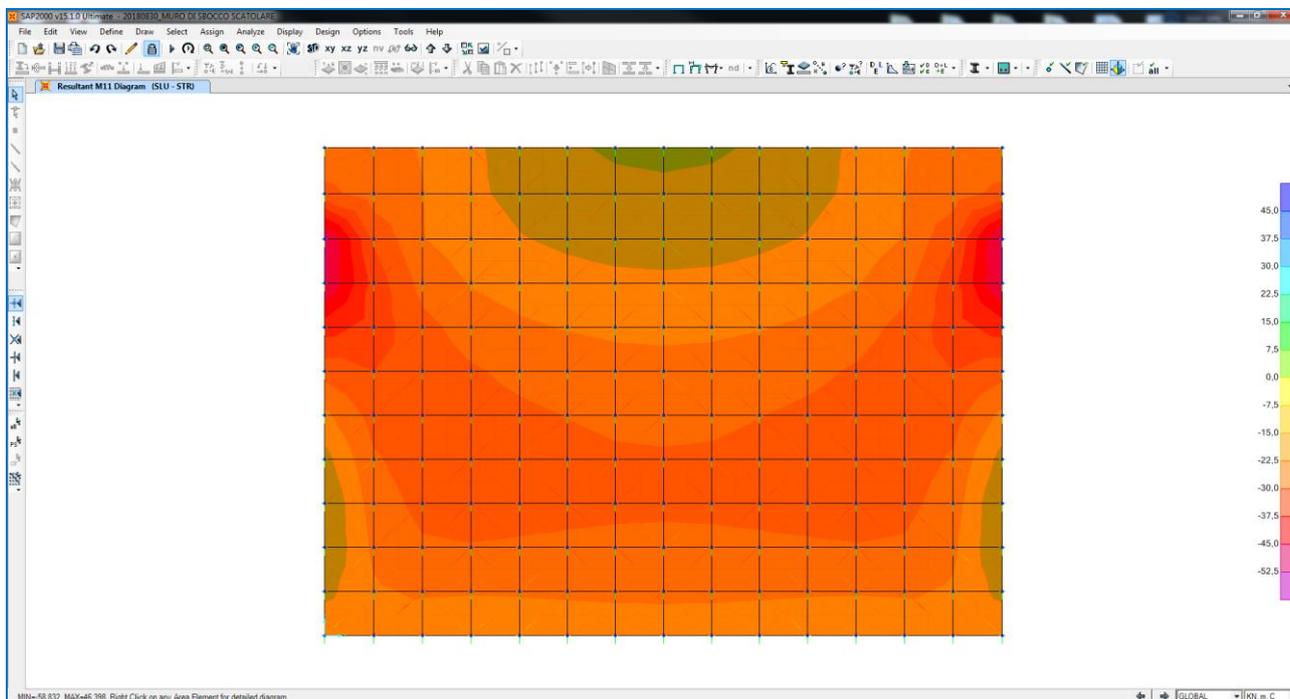
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:



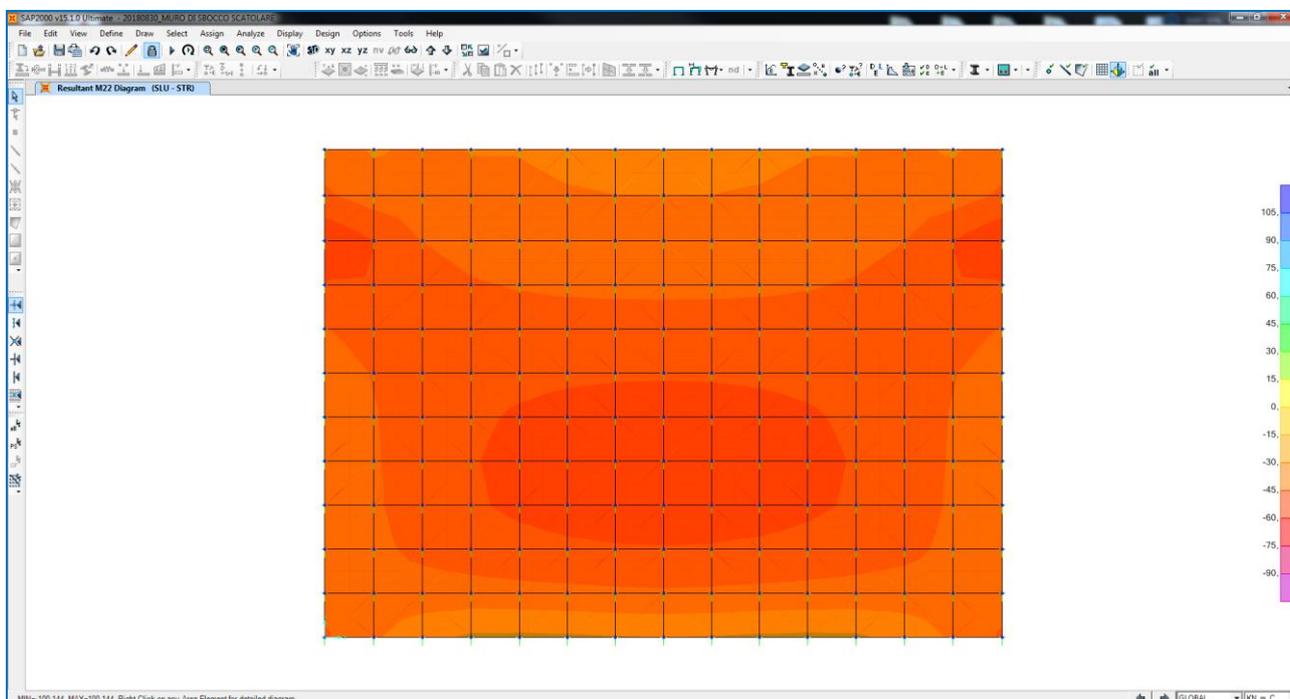
13 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

13.1 COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

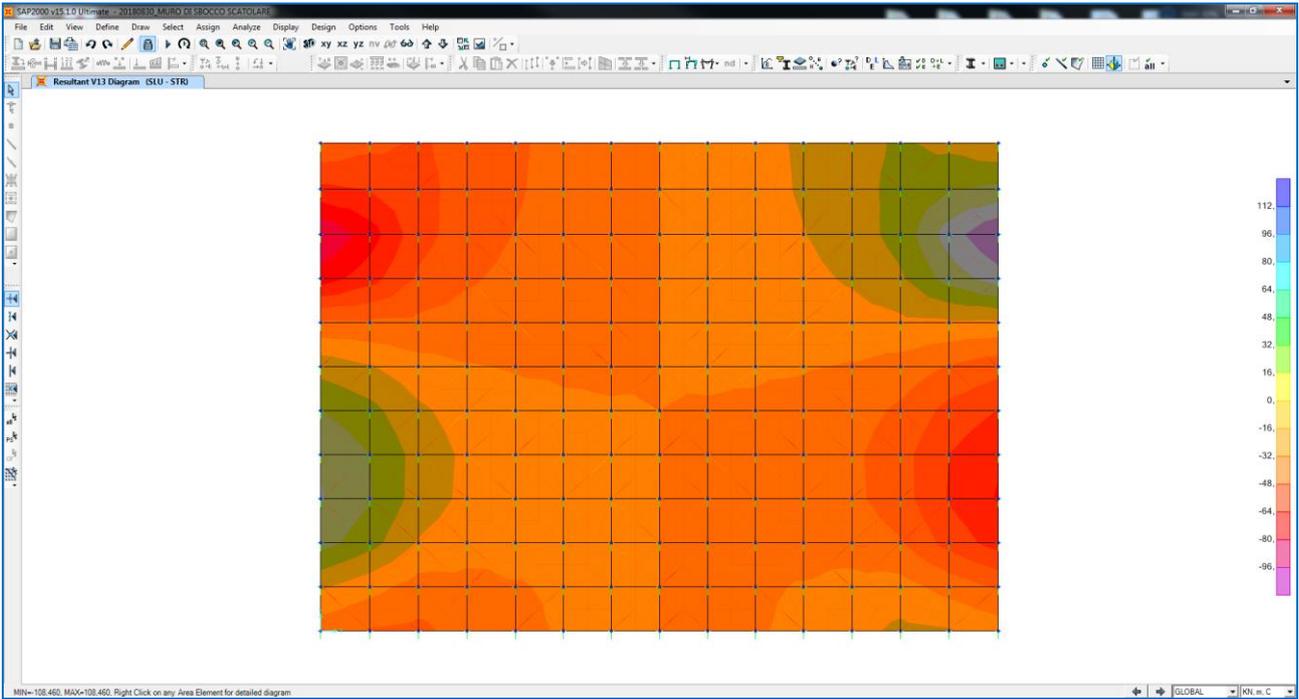
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale di calcolo M11:



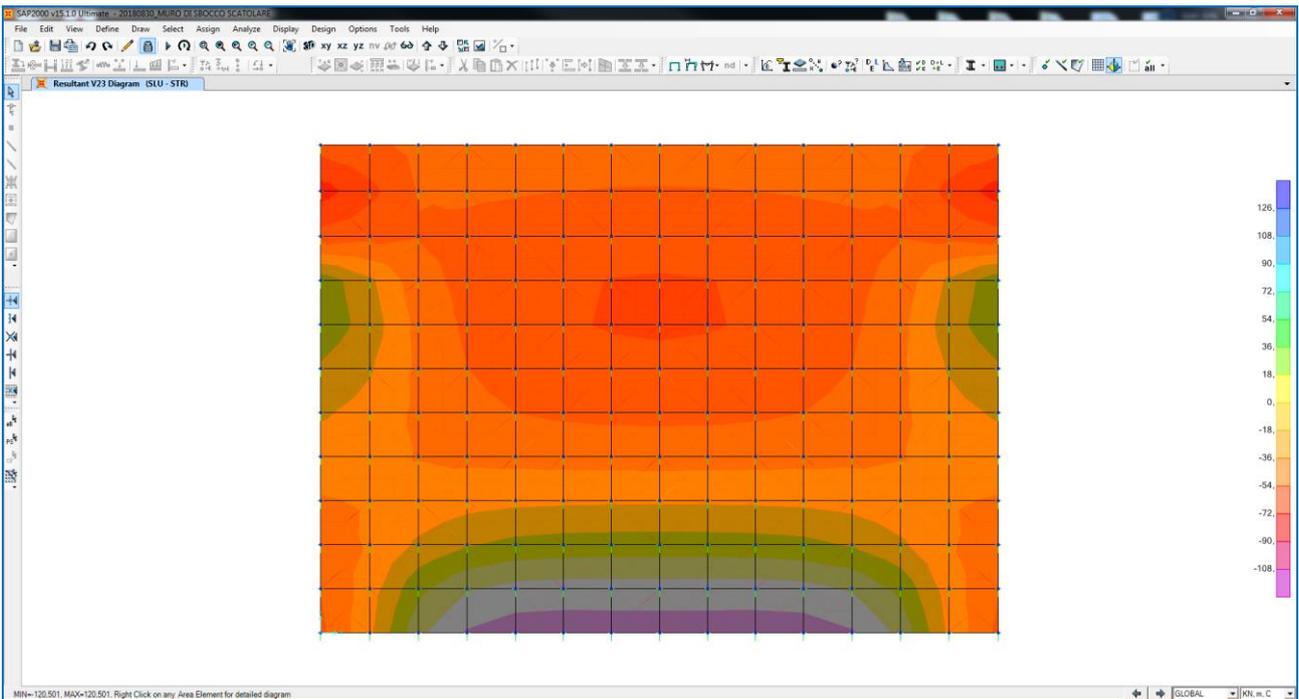
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante longitudinale di calcolo V13:

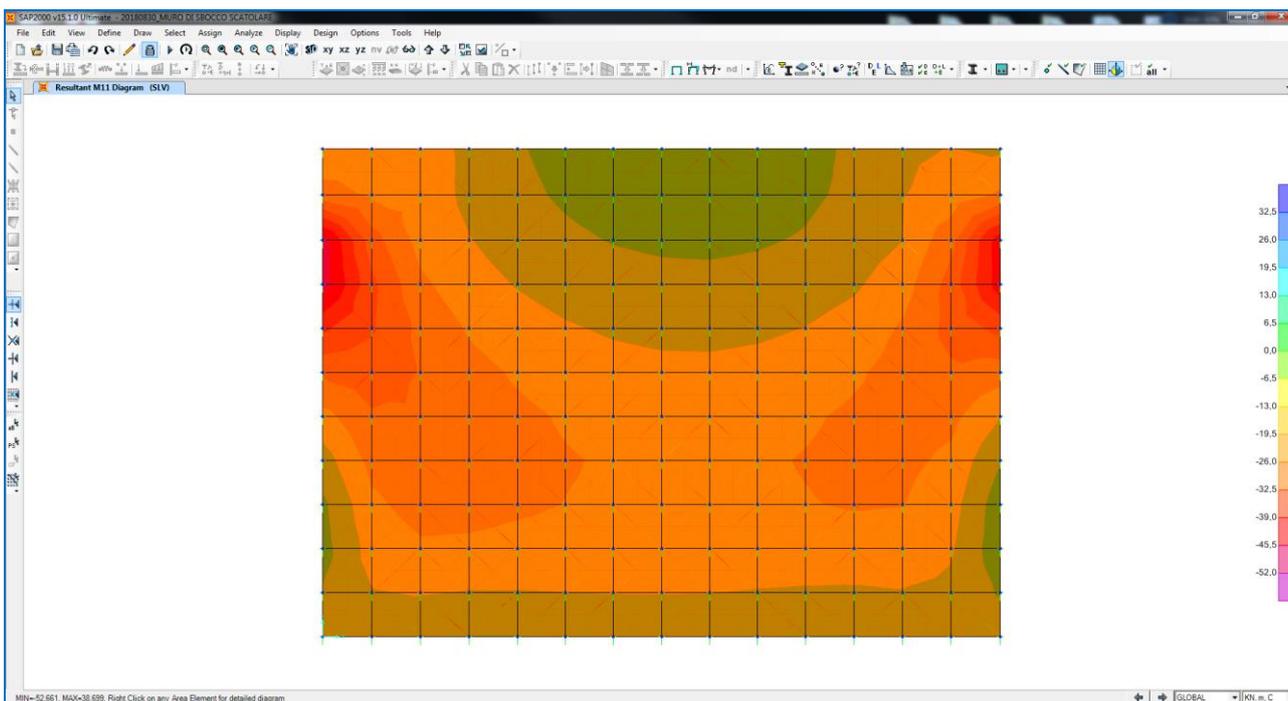


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante trasversale di calcolo V23:

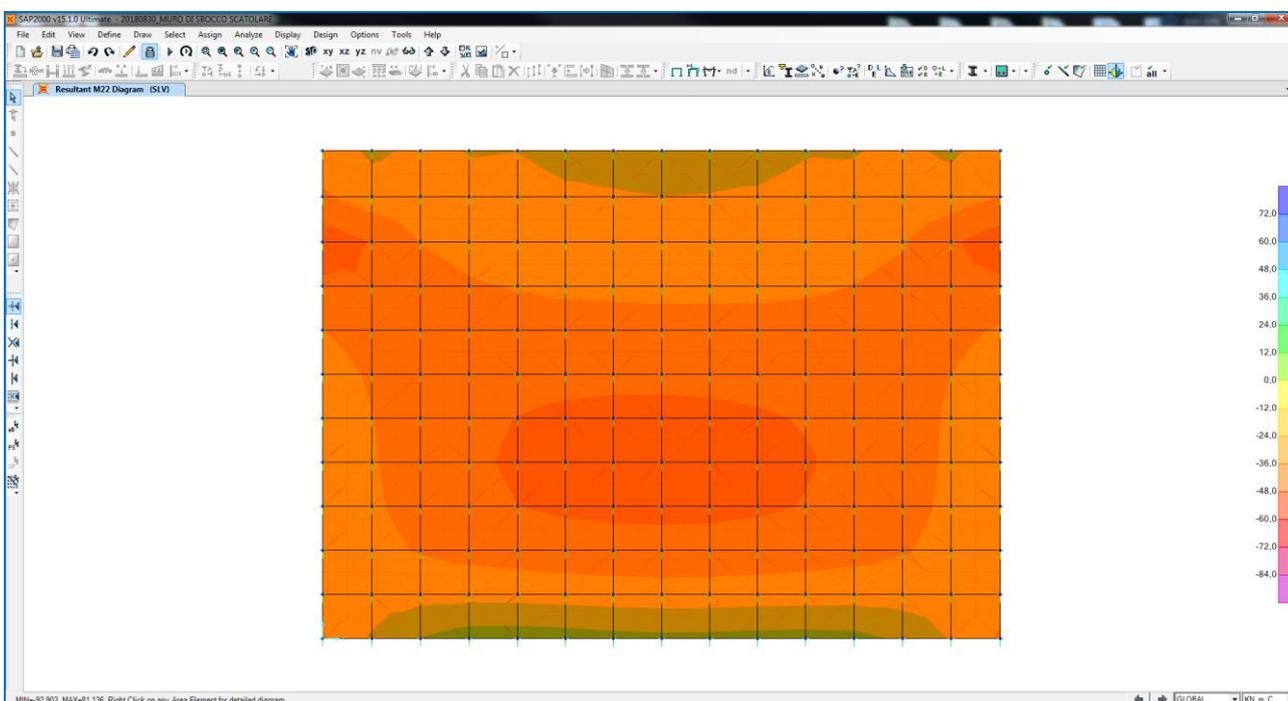


13.2 COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

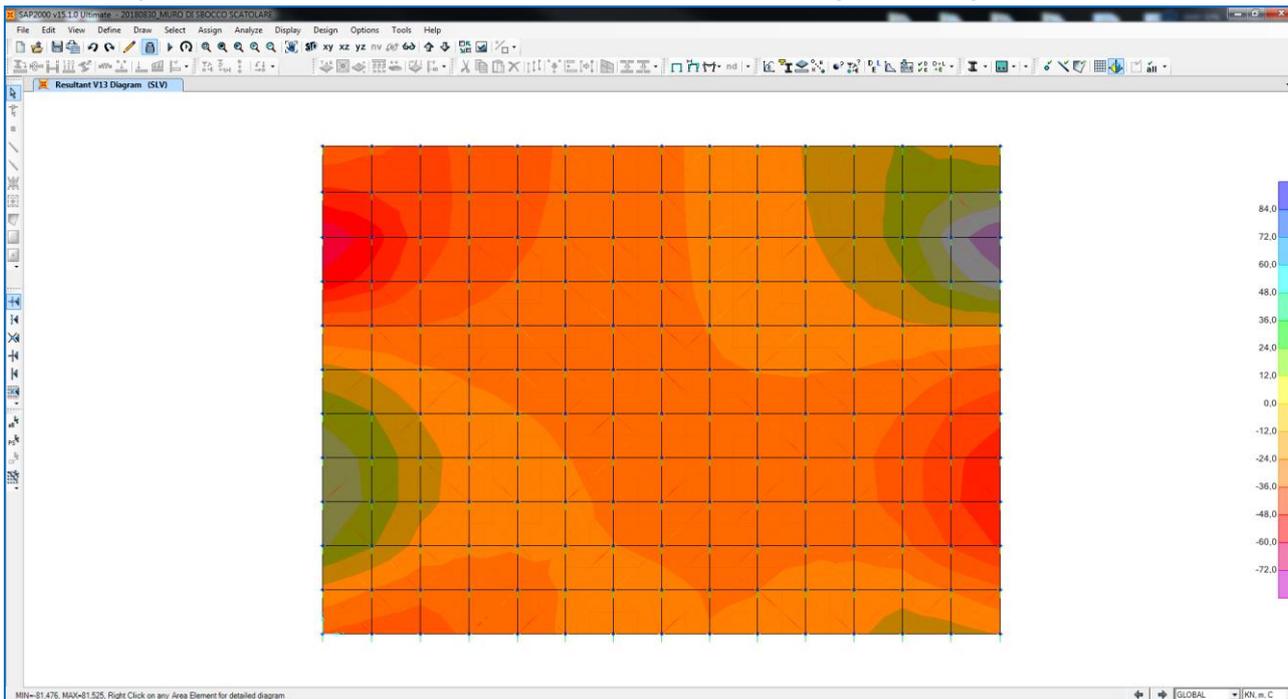
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale di calcolo M11:



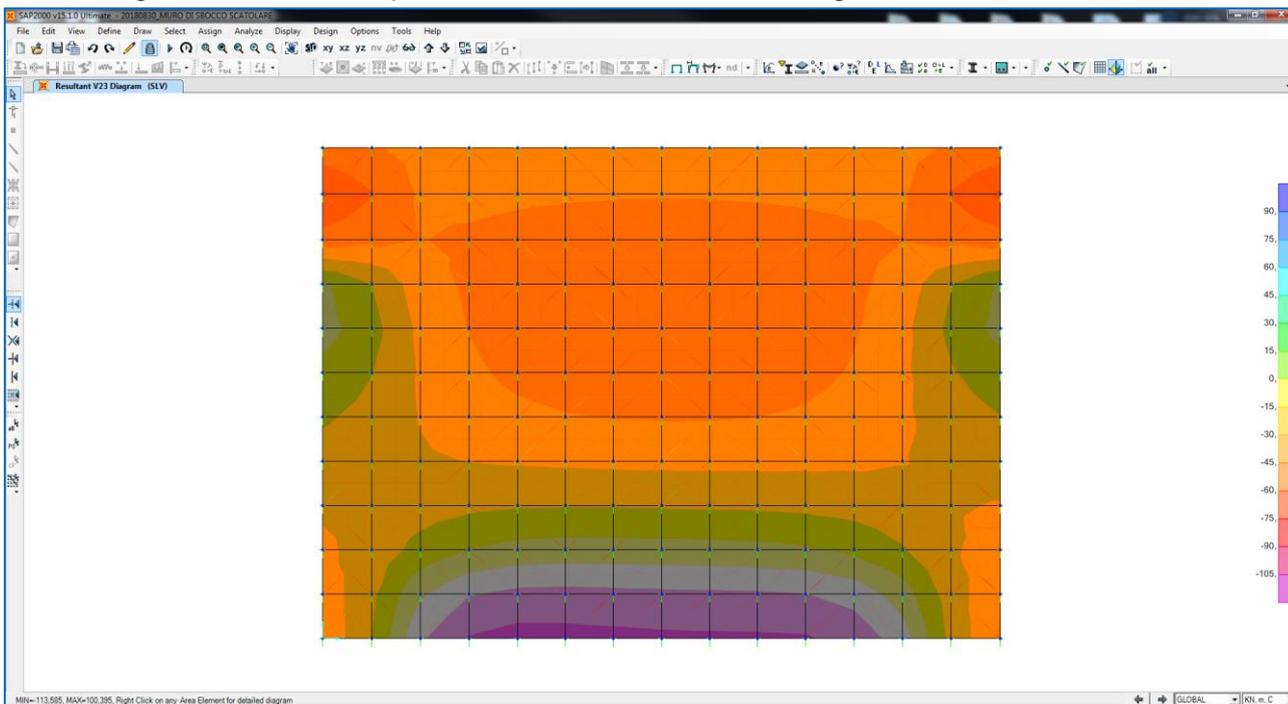
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante longitudinale di calcolo V13:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante trasversale di calcolo V23:



14 MURO FRONTALE – VERIFICHE STRUTTURALI

14.1 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Per ciascuna combinazione di carico sono state considerate le seguenti condizioni:

- N_{max}
- N_{min}
- $M_{vert,max}$
- $M_{trasv,max}$
- $V_{vert,max}$
- $V_{trasv,max}$

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori di calcolo delle azioni sollecitanti per le diverse combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	N_{Sd} [kN]	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLE - QP	N_{max}	-239,36	0,54	-15,97	-11,32	-19,55
	$M_{11,max}$	37,84	17,15	2,33	-27,94	-8,03
	$M_{22,max}$	-234,05	0,65	-21,96	-11,32	-19,55
	$V_{13,max}$	34,45	14,65	-1,50	30,39	-13,84
	$V_{23,max}$	-12,54	0,83	-8,19	13,37	-26,02
SLE - FREQ	N_{max}	-275,56	0,70	-16,93	-12,78	-20,83
	$M_{11,max}$	-4,29	25,83	3,75	24,70	3,01
	$M_{22,max}$	-269,44	0,82	-23,32	-12,78	-20,83
	$V_{13,max}$	31,93	17,20	-1,27	35,49	-15,87
	$V_{23,max}$	-26,28	1,15	-8,10	14,96	-27,32
SLE - RARA	N_{max}	-287,63	0,75	-17,25	-13,27	-21,26
	$M_{11,max}$	1,32	29,49	2,67	25,72	6,25
	$M_{22,max}$	-281,24	0,87	-23,77	-13,27	-21,26
	$V_{13,max}$	31,09	18,05	-1,20	37,19	-16,55
	$V_{23,max}$	-30,86	1,26	-8,07	15,48	-27,76
SLU - STR	N_{max}	-395,54	1,04	-23,49	-18,20	-28,96
	$M_{11,max}$	2,08	42,10	3,94	37,14	8,43
	$M_{22,max}$	-386,75	1,21	-32,37	-18,20	-28,96
	$V_{13,max}$	41,46	24,88	-1,57	51,23	-22,74
	$V_{23,max}$	-44,41	1,76	-10,88	21,22	-37,74
SLV X	N_{max}	-434,49	-1,05	-28,25	-11,47	-23,61
	$M_{11,max}$	-5,87	20,14	4,94	-20,75	23,19
	$M_{22,max}$	-434,49	-1,05	-28,25	-11,47	-23,61
	$V_{13,max}$	-2,31	4,80	-8,11	-32,24	-18,61
	$V_{23,max}$	2,55	-4,49	-16,24	-7,97	-38,35
SLV Y	N_{max}	-320,02	-1,62	-19,70	-9,66	-14,63
	$M_{11,max}$	2,93	22,39	2,55	26,83	4,90
	$M_{22,max}$	-320,02	-1,62	-19,70	-9,66	-14,63
	$V_{13,max}$	-45,96	4,10	-6,07	-34,36	-14,50
	$V_{23,max}$	-64,17	-3,36	-11,19	-9,20	-24,78

Dove:

- le azioni normali si compressione sono indicate con segno negativo;
- M_{11} è il momento flettente orizzontale
- M_{22} è il momento flettente verticale
- V_{13} è il taglio orizzontale
- V_{23} è il taglio verticale

14.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura verticale è realizzata mediante:

- Ø16/20 interni (lato terreno)
- Ø16/20 esterni

L'armatura trasversale è realizzata mediante:

- Ø16/20 interni (lato terreno)
- Ø16/20 esterni

L'armatura a taglio è costituita da Ø12/40x20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

14.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

14.3.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 234,05$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -21,96$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	6
			2	10,05	34

Input parameters for the calculation:

- Materiali: B450C, C25/30
- ε_{su}: 67,5 ‰; ε_{c2}: 2 ‰
- f_{yd}: 391,3 N/mm²; ε_{cu}: 3,5 ‰
- E_s: 200.000 N/mm²; f_{cd}: 14,17 N/mm²
- E_s/E_c: 15; f_{cc}/f_{cd}: 0,8
- ε_{syd}: 1,957 ‰; σ_{c,adm}: 9,75 N/mm²
- σ_{s,adm}: 255 N/mm²; T_{co}: 0,6
- T_{c1}: 1,829

Calculation results:

- σ_c: -1,32 N/mm²
- σ_s: 0,5591 N/mm²
- ε_s: 0,002796 ‰
- d: 34 cm
- x: 33,07; x/d: 0,9725
- δ: 1

Other parameters: N° strati barre: 2; P.to applicazione N: Centro; Metodo di calcolo: Metodo n; N° iterazioni: 3; Precompresso:

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,32 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 0,56 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.2 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 17,15$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and results are as follows:

- Section Type:** Rettan.re (selected)
- Dimensions:** b = 100 cm, h = 40 cm, d = 34 cm
- Reinforcement:** 2 bars, As = 10,05 cm²
- Applied Forces:** N = 0 kN, M_{xEd} = 17,15 kNm, M_{yEd} = 0 kNm
- Material Properties:**
 - B450C: $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm²
 - C25/30: $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 14,17$ N/mm², $\sigma_{c,adm} = 9,75$ N/mm², $T_{co} = 0,6$, $T_{c1} = 1,829$
- Stress Results:** $\sigma_c = -1,202$ N/mm², $\sigma_s = 55,2$ N/mm²
- Strain Results:** $\epsilon_s = 0,276$ ‰
- Other Parameters:** $x = 8,373$ cm, $x/d = 0,2463$, $\delta = 0,7478$
- Iteration:** 4
- Verification:** Verifica button, Precompresso checkbox (unchecked)

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,20 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 55,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.3 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 260,44$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -23,32$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several input panels. The 'Tipo Sezione' panel shows 'Rettan.re' selected. The 'Sollecitazioni' panel shows $N_{Ed} = 260$ kN and $M_{Ed} = -23,32$ kNm. The 'Materiali' panel shows properties for B450C and C25/30. The 'P.to applicazione N' panel shows 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' panel shows 'Metodo n' selected. The 'Verifica' panel shows $\sigma_c = -1,418$ N/mm² and $\sigma_s = -0,1006$ N/mm². The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	6
			2	10,05	34

Materiali	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd} 14,17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6	τ_{c1} 1,829

$\sigma_c = -1,418$ N/mm²
 $\sigma_s = -0,1006$ N/mm²
 $\epsilon_s = 0$ ‰
 $d = 34$ cm
 $x = 34,16$ $x/d = 1,005$
 $\delta = 1$

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,42 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -0,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.4 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 25,83 \text{ kNm}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and results are as follows:

- Section Properties:**
 - Rectangular section (Rettan.re).
 - Width (b): 100 cm, Height (h): 40 cm.
 - Effective depth (d): 34 cm.
 - Number of bars (N* strati barre): 2.
- Applied Forces (S.L.U. Metodo n):**
 - Normal force (N_{Ed}): 0 kN.
 - Bending moment (M_{xEd}): 25,83 kNm.
 - Moment (M_{yEd}): 0 kNm.
- Material Properties:**
 - Concrete (C25/30): $f_{cd} = 14,17 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$.
 - Steel (B450C): $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_{su} = 67,5 \text{ ‰}$.
- Stress Results:**
 - Concrete stress (σ_c): -1,811 N/mm².
 - Steel stress (σ_s): 83,14 N/mm².
- Other Parameters:**
 - Effective depth (d): 34 cm.
 - Relative effective depth (x/d): 8,373.
 - Relative effective depth (δ): 0,2463.
 - Iteration count (N* iterazioni): 4.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,81 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 83,14 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.5 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 281,24$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -23,77$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input/output sections.

Input Data:

- Tipo Sezione:** Rettan.re (selected), Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	6
2	10,05	34
- Sollecitazioni:** S.L.U. (selected), Metodo n
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm]
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n (selected)
- Materiali:** B450C, C25/30
- Material Properties:**
 - ϵ_{su} : 67,5 ‰
 - ϵ_{c2} : 2 ‰
 - f_{yd} : 391,3 N/mm²
 - ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 - E_s : 200.000 N/mm²
 - f_{cd} : 14,17
 - E_s/E_c : 15
 - f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 - ϵ_{syd} : 1,957 ‰
 - $\sigma_{c,adm}$: 9,75
 - $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
 - τ_{co} : 0,6
 - τ_{c1} : 1,829
- Stress Results:**
 - σ_c : -1,472 N/mm²
 - σ_s : -0,9724 N/mm²
 - ϵ_s : -0,004862 ‰
 - d : 34 cm
 - x : 35,57
 - x/d : 1,046
 - δ : 1
- Iterations:** N° iterazioni: 3
- Buttons:** Verifica, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,47 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -0,97 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.6 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 29,49$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key data points are as follows:

Titolo			N° strati barre		
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	6
			2	10,05	34

Sollecitazioni (Metodo n):
 $N_{Ed} = 0$ kN
 $M_{xEd} = 0$ kNm
 $M_{yEd} = 0$ kNm
 $M = 29,29$ kNm

Materiali:
 B450C: $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm²
 C25/30: $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 14,17$ N/mm², $\sigma_{c,adm} = 9,75$ N/mm², $T_{co} = 0,6$, $T_{c1} = 1,829$

Calcolo:
 $\sigma_c = -2,054$ N/mm²
 $\sigma_s = 94,28$ N/mm²
 $\epsilon_s = 0,4714$ ‰
 $d = 34$ cm
 $x = 8,373$ x/d = 0,2463
 $\delta = 0,7478$

Verifica: N° iterazioni: 4

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,06 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 94,28 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE VERTICALE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III. Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w_1
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	0,56 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w_2
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	-0,10 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

14.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE ORIZZONTALE

14.5.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	40	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	10,05	cm ²	A_s'	5,65	cm ²		
$c_{f,effettivo}$	4	cm	$y_{G,As} (*)$	6,00	cm	(*) da lembo teso	$y_{G,As'} (*)$	34,00	cm	
$c_{f,norma}$	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
d	34,00	cm		6	5	16		34	5	12
R_{ck}	30	MPa								
f_{ctm}	2,61	MPa								
f_{ctk}	1,82	MPa								
E_s	210000	MPa								
n	15									
			Φ_{medio}	16	mm		Φ_{staffe}	12	mm	
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata							
y_G	19,78	cm	N	0	kN	carico assiale agente				
A_{ideale}	4236	cm ²	M	17,15	kN m	momento agente				
I_{ideale}	579313	cm ⁴	e	∞	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			en	6,76	cm	estremità nocciolo d'inerzia				
			d _G	23,92	cm	baricentro armature				
			u	∞	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞	cm ²					
			q	∞	cm ³					
			y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			y_c	8,52	cm	asse neutro				
			A*	1088	cm ²	area ideale				
			S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	119055,97	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_c	1,23	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_s	55,06	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione							
			N	0	kN	carico assiale agente				
			M _F	76	kN m	momento di prima fessurazione				
			e	∞		eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			u	∞		distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞	cm ²					
			q	∞	cm ³					
			y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			y_c	8,52	cm	asse neutro				
			A*	1088	cm ²	area ideale				
			S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	119055,97	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_{cr}	5,46	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_{sr}	245,08	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
			Fessurazione indotta da:							
			carichi							
			Caratteristiche ambiente:							
			molto o moderatamente aggressivo							
β_1	1									
β_2	0,5									
k_1	0,8									
k_2	0,5									
k	-									
$h_{A,cls,eff}$	15,00	cm								
$A_{cls,eff}$	1500,00	cm ²								
ρ_r	0,0067									
σ_s	55,06	MPa								
σ_{sr}	245,08	MPa								
ϵ_{sm}	0									
s_{rm}	288,7	mm								
w_m	0,000	mm								
β	1,7									
χ	1									
w_k	0,000	mm								
w_k limite	0,1	mm								
w_k	<	w_k limite								

14.5.2 COMBINAZIONE FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	40	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:		
b	100	cm	A_s	10,05	cm ²	A_s'	5,65	cm ²	
			$y_{G, A_s} (*)$	6,00	cm	(*) da lembo teso	$y_{G, A_s'} (*)$	34,00	cm
c_f effettivo	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
c_f norma	4	cm	6	5	16	34	5	12	
d	34,00	cm							
R_{ck}	30	MPa							
f_{ctm}	2,61	MPa							
f_{ctk}	1,82	MPa							
E_s	210000	MPa							
n	15								
			Φ_{medio}	16	mm	Φ_{staffe}	12	mm	
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata						
y_G	19,78	cm	N	0	kN	carico assiale agente			
A_{ideale}	4236	cm ²	M	25,83	kN m	momento agente			
I_{ideale}	579313	cm ⁴	e	∞	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
			en	6,76	cm	estremità nocciolo d'inerzia			
			d_G	23,92	cm	baricentro armature			
			u	∞	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	∞	cm ²				
			q	∞	cm ³				
			y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y_c	8,52	cm	asse neutro			
			A^*	1088	cm ²	area ideale			
			S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I_n^*	119055,97	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ_c	1,85	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ_s	82,92	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
Fessurazione indotta da:			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
			N	0	kN	carico assiale agente			
			M_F	76	kN m	momento di prima fessurazione			
			e	∞	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
			u	∞	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	∞	cm ²				
			q	∞	cm ³				
			y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y_c	8,52	cm	asse neutro			
			A^*	1088	cm ²	area ideale			
			S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I_n^*	119055,97	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ_{cr}	5,46	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ_{sr}	245,08	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
			β_1	1					
			β_2	0,5					
			k_1	0,8					
			k_2	0,5					
			k	-					
			h_A cls eff	15,00	cm				
			A_{cls} eff	1500,00	cm ²				
			ρ_r	0,0067					
			σ_s	82,92	MPa				
			σ_{sr}	245,08	MPa				
			ϵ_{sm}	0					
			s_{rm}	288,7	mm				
			w_m	0,000	mm				
			β	1,7					
			χ	1					
			w_k	0,000	mm				
			w_k limite	0,1	mm				
			w_k	<	w_k limite				

14.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – DIREZIONE VERTICALE

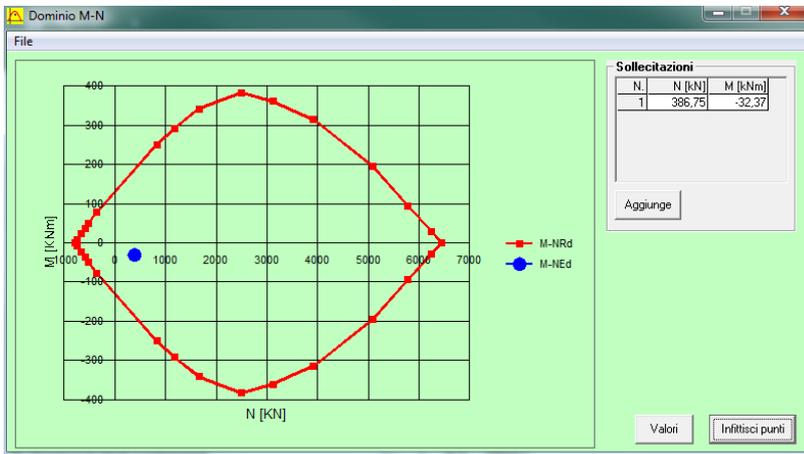
L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 386,75$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -32,37$ kNm.

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -188,80 \text{ kNm} > M_{sd} = -32,37 \text{ kNm}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 34,87$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5,65	5,6
			2	5,65	34,4

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 34,87 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

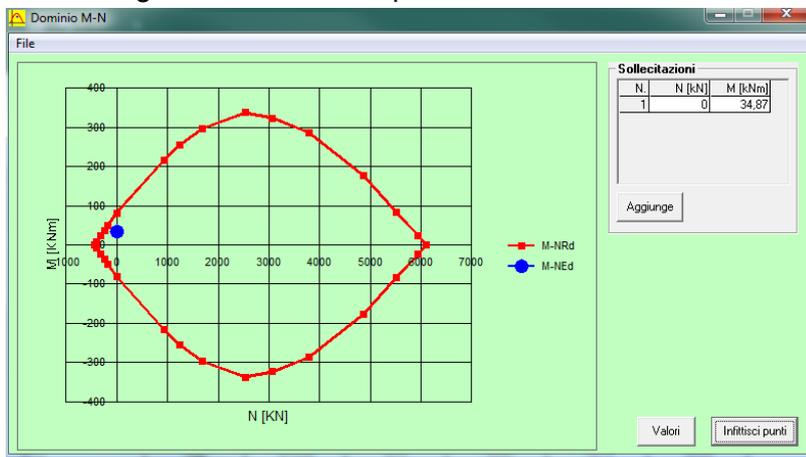
Calcoli
 M_{xRd} -80,9 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 29,08 ‰
 d 34,4 cm
 x 3,696 x/d 0,1074
 δ 0,7

Parametri
 N° rett. 100
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 80,90$ kNm > $M_{Sd} = 34,87$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE VERTICALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = -37,34$ kNm.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE			
Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Classe di resistenza del calcestruzzo:	C25/30		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	B450C		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]
AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO			
Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	37,34	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]
ARMATURA LONGITUDINALE			
	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	16	2,01
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA			10,05
VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO			
La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1			
$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,403	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_l	0,0028	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	144,98	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	3,88	
LA VERIFICA RISULTA POSITIVA			

14.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE ORIZZONTALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = -22,74$ kNm.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE			
Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Classe di resistenza del calcestruzzo:	C25/30		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	B450C		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]
AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO			
Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	22,74	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]
ARMATURA LONGITUDINALE			
	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	16	2,01
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA			10,05
VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO			
La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1			
$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,403	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_l	0,0028	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	144,98	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	6,38	
LA VERIFICA RISULTA POSITIVA			

15 MURI LATERALI – VERIFICHE STRUTTURALI

15.1 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Per ciascuna combinazione di carico sono state considerate le seguenti condizioni:

- N_{max}
- N_{min}
- $M_{vert,max}$
- $M_{trasv,max}$
- $V_{vert,max}$
- $V_{trasv,max}$

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori di calcolo delle azioni sollecitanti per le diverse combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	N_{Sd} [kN]	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLE - QP	N_{max}	-59,58	0,89	-5,23	-7,09	1,83
	$M_{11,max}$	12,98	16,72	2,57	22,50	-6,18
	$M_{22,max}$	194,85	6,11	37,52	-20,08	56,63
	$V_{13,max}$	41,33	15,36	-2,29	23,41	-6,44
	$V_{23,max}$	-0,25	0,42	23,53	-20,08	56,63
SLE - FREQ	N_{max}	338,29	8,84	62,27	-25,98	78,65
	$M_{11,max}$	-4,64	28,08	3,75	36,11	-1,62
	$M_{22,max}$	338,29	8,84	62,27	-25,98	78,65
	$V_{13,max}$	3,87	27,10	3,21	36,11	-1,62
	$V_{23,max}$	15,83	1,50	40,79	-25,98	78,65
SLE - RARA	N_{max}	-70,80	2,58	-2,33	-13,69	4,84
	$M_{11,max}$	-4,80	32,43	4,37	42,00	-2,22
	$M_{22,max}$	386,11	9,75	70,51	-27,94	86,00
	$V_{13,max}$	4,29	31,07	3,62	42,00	-2,22
	$V_{23,max}$	21,19	1,86	46,54	-27,94	86,00
SLU - STR	N_{max}	-97,26	3,73	-2,71	-19,47	6,98
	$M_{11,max}$	-6,58	46,40	6,26	60,24	-3,35
	$M_{22,max}$	549,93	13,71	100,14	-38,90	120,50
	$V_{13,max}$	6,04	44,32	5,14	60,24	-3,35
	$V_{23,max}$	31,82	2,73	66,28	-38,90	120,50
SLV X	N_{max}	-54,29	-3,83	-19,69	12,57	-10,32
	$M_{11,max}$	90,78	16,11	-1,81	18,59	-7,67
	$M_{22,max}$	224,78	0,76	-23,21	-7,10	7,03
	$V_{13,max}$	3,12	7,35	1,77	-27,23	17,85
	$V_{23,max}$	-19,91	11,11	3,54	-5,13	19,80
SLV Y	N_{max}	-74,73	0,29	-8,58	-2,55	0,04
	$M_{11,max}$	-16,21	21,43	4,66	24,23	-0,79
	$M_{22,max}$	446,37	5,20	44,83	-15,94	52,54
	$V_{13,max}$	-13,60	20,67	3,21	25,47	-4,38
	$V_{23,max}$	13,94	0,71	28,14	-15,94	52,54

Dove:

- le azioni normali si compressione sono indicate con segno negativo;
- M_{11} è il momento flettente orizzontale
- M_{22} è il momento flettente verticale
- V_{13} è il taglio orizzontale
- V_{23} è il taglio verticale

15.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura verticale è realizzata mediante:

- Ø16/10 interni (lato terreno)
- Ø16/20 esterni

L'armatura trasversale è realizzata mediante:

- Ø16/20 interni (lato terreno)
- Ø16/20 esterni

L'armatura a taglio è costituita da Ø12/40x20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

15.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

15.3.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 194,85$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 37,52$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It displays input data for a rectangular section with width $b = 100$ cm and height $h = 40$ cm. The reinforcement consists of 2 bars (1 internal, 1 external) with a total area $A_s = 10,05$ cm² and effective depth $d = 6$ cm. The applied normal force is $N_{Ed} = -194,85$ kN and the bending moment is $M_{Ed} = 37,52$ kNm. The calculation method is 'Metodo n'. The results show a concrete stress $\sigma_c = -1,341$ N/mm² and a steel stress $\sigma_s = 112,5$ N/mm². The concrete strain is $\epsilon_s = 0,5623$ ‰. The effective depth is $d = 34$ cm. The section is not precast.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A _s [cm ²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	6
			2	20,11	34

Materiali	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	3,5 N/mm ²
E_s	200.000 N/mm ²	14,17 N/mm ²
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	9,75 ‰
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	0,6
T_{c1}		1,829

Calculated results:

- $\sigma_c = -1,341$ N/mm²
- $\sigma_s = 112,5$ N/mm²
- $\epsilon_s = 0,5623$ ‰
- $d = 34$ cm
- $x = 5,159$ cm, $x/d = 0,1517$
- $\delta = 0,7$

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,34 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 112,50 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

15.3.2 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 16,72 \text{ kNm}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input fields and tables.

Table 1: Section Properties

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

Table 2: Reinforcement Properties

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	6
2	10,05	34

Material Properties (Materials):

- B450C:** $\epsilon_{su} = 67,5 \text{ ‰}$, $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$, $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957 \text{ ‰}$, $\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$
- C25/30:** $\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$, $T_{co} = 0,6$, $T_{c1} = 1,829$

Calculation Results:

- $\sigma_c = -1,172 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 53,82 \text{ N/mm}^2$
- $\epsilon_s = 0,2691 \text{ ‰}$
- $d = 34 \text{ cm}$
- $x = 8,373$, $x/d = 0,2463$
- $\delta = 0,7478$

Other Parameters:

- Tipologia Sezione: Rettang. re (selected)
- Metodo di calcolo: Metodo n (selected)
- N° iterazioni: 4
- Precompresso:

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,17 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 53,82 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

15.3.3 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 338,29$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 62,27$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input and output sections.

Materiali:

Materiali	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd} 14,17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6	τ_{c1} 1,829

Geometric and Section Data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	6
			2	20,11	34

Load Application (P.to applicazione N):

- Centro (selected)
- Baricentro cls
- Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Calculation Method (Metodo di calcolo):

- S.L.U. +
- S.L.U. -
- Metodo n (selected)

Results:

- σ_c -2,138 N/mm²
- σ_s 190,6 N/mm²
- ϵ_s 0,9532 ‰
- d 34 cm
- x 4,896 x/d 0,144
- δ 0,7

Iteration: N° iterazioni: 4

Buttons: Verifica, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,14 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 190,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

15.3.4 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 28,28 \text{ kNm}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key data points are as follows:

- Section Data:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	6
			2	10,05	34
- Applied Forces:**
 - $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$
 - $M_{xEd} = 0 \text{ kNm}$
 - $M_{yEd} = 0 \text{ kNm}$
 - Applied moment: $28,28 \text{ kNm}$
- Material Properties:**
 - B450C:** $\epsilon_{su} = 67,5 \text{ ‰}$, $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$, $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957 \text{ ‰}$, $\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$
 - C25/30:** $\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$, $T_{co} = 0,6$, $T_{c1} = 1,829$
- Calculation Results:**
 - $\sigma_c = -1,983 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_s = 91,03 \text{ N/mm}^2$
 - $\epsilon_s = 0,4552 \text{ ‰}$
 - $d = 34 \text{ cm}$
 - $x = 8,373 \text{ x/d}$, $x/d = 0,2463$
 - $\delta = 0,7478$
- Other Parameters:**
 - Iteration count: 4
 - Method: Metodo n
 - Verification: Verifica
 - Precompressed: Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,98 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 91,03 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

15.3.5 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -386,11$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 70,51$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data entry sections:

- Titolo:** [Empty field]
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	6
2	20,11	34
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. / Metodo n
 - N_{Ed}: 0
 - M_{Ed}: 0
 - M_{xEd}: 0
 - M_{yEd}: 0
 - Applied values: -386,11 kN, 70,51 kNm, 0
- P.to applicazione N:**
 - Centro / Baricentro cls
 - Coord. [cm]: xN=0, yN=0
- Metodo di calcolo:**
 - S.L.U.+ / S.L.U.-
 - Metodo n
- Materiali:**
 - B450C / C25/30
 - ε_{su}: 67,5 ‰; ε_{c2}: 2 ‰
 - f_{yd}: 391,3 N/mm²; ε_{cu}: 3,5 ‰
 - E_s: 200.000 N/mm²; f_{cd}: 14,17
 - E_s/E_c: 15; f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 - ε_{syd}: 1,957 ‰; σ_{c,adm}: 9,75
 - σ_{s,adm}: 255 N/mm²; τ_{co}: 0,6
 - τ_{c1}: 1,829
- Results:**
 - σ_c: -2,403 N/mm²
 - σ_s: 216,7 N/mm²
 - ε_s: 1,083 ‰
 - d: 34 cm
 - x: 4,849; x/d: 0,1426
 - δ: 0,7
- Buttons:** Verifica, N° iterazioni: 4, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,40 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 216,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

15.3.6 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 28,28$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Materiali:** Properties for B450C and C25/30. Values include $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 14,17$ N/mm², $\sigma_{c,adm} = 9,75$ N/mm², $T_{co} = 0,6$, and $T_{c1} = 1,829$.
- Sezione:** Rectangular section (Rettan.re) with $b = 100$ cm, $h = 40$ cm, $d = 34$ cm. Reinforcement: 2 bars, $A_s = 10,05$ cm².
- Carichi:** $N_{Ed} = 0$ kN, $M_{xEd} = 0$ kNm, $M_{yEd} = 0$ kNm. Applied moment $M = 28,28$ kNm.
- Calcolo:** $\sigma_c = -1,983$ N/mm², $\sigma_s = 91,03$ N/mm², $\epsilon_s = 0,4552$ ‰, $\delta = 0,7478$.
- Verifica:** Iterations: 4. Precompressed: .

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,98 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 91,03 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

15.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE VERTICALE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III.

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:

Aggressive

Armatura:

Poco sensibile

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **112,50** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} **16** [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} **100,00** [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **190,60** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 16 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 100,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 250,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

15.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE ORIZZONTALE

15.5.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	40	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	10,05	cm ²	A_s'	5,65	cm ²		
c_f effettivo	4	cm	$y_{G,As} (*)$	6,00	cm	(*) da lembo teso	$y_{G,As'} (*)$	34,00	cm	
c_f norma	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		
d	34,00	cm	6	5	16	34	5	12		
R_{ck}	30	MPa	Φ_{medio}	16	mm	Φ_{staffe}	12	mm		
f_{ctm}	2,61	MPa								
f_{ctk}	1,82	MPa								
E_s	210000	MPa								
n	15									
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata							
y_G	19,78	cm	N	0 kN	carico assiale agente					
A_{ideale}	4236	cm ²	M	16,72 kN m	momento agente					
I_{ideale}	579313	cm ⁴	e	∞ cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ					
Fessurazione indotta da:			en	6,76 cm	estremità nocciolo d'inerzia					
carichi			d _G	23,92 cm	baricentro armature					
Caratteristiche ambiente:			u	∞ cm	distanza centro di pressione - lembo compresso					
molto o moderatamente aggressivo			p	∞ cm ²						
β_1	1		q	∞ cm ³						
β_2	0,5		y_p	0,00 cm	distanza asse neutro - centro di pressione					
k_1	0,8		y_c	8,52 cm	asse neutro					
k_2	0,5		A^*	1088 cm ²	area ideale					
k	-		S_n^*	0 cm ³	momento statico relativo all'asse neutro					
$h_{A, cls\ eff}$	15,00	cm	I_n^*	119055,97 cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro					
$A_{cls\ eff}$	1500,00	cm ²	σ_c	1,20 MPa	massima tensione di compressione nel cls					
ρ_r	0,0067		σ_s	53,68 MPa	tensione di trazione nell'acciaio					
σ_s	53,68	MPa	Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione							
σ_{sr}	245,08	MPa	N	0 kN	carico assiale agente					
ϵ_{sm}	0		M_F	76 kN m	momento di prima fessurazione					
s_{rm}	288,7	mm	e	∞	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ					
w_m	0,000	mm	u	∞	distanza centro di pressione - lembo compresso					
β	1,7		p	∞ cm ²						
χ	1		q	∞ cm ³						
w_k	0,000	mm	y_p	0,00 cm	distanza asse neutro - centro di pressione					
$w_k\ limite$	0,1	mm	y_c	8,52 cm	asse neutro					
w_k	<	$w_k\ limite$	A^*	1088 cm ²	area ideale					
			S_n^*	0 cm ³	momento statico relativo all'asse neutro					
			I_n^*	119055,97 cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro					
			σ_{cr}	5,46 MPa	massima tensione di compressione nel cls					
			σ_{sr}	245,08 MPa	tensione di trazione nell'acciaio					

15.5.2 COMBINAZIONE FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	40	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	10,05	cm ²	A_s'	5,65	cm ²		
$c_{f\text{effettivo}}$	4	cm	$Y_{G,As} (*)$	6,00	cm	(*) da lembo teso	$Y_{G,As'} (*)$	34,00	cm	
$c_{f\text{norma}}$	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		
d	34,00	cm	6	5	16	34	5	12		
R_{ck}	30	MPa								
f_{ctm}	2,61	MPa								
f_{ctk}	1,82	MPa								
E_s	210000	MPa								
n	15									
			Φ_{medio}	16	mm	Φ_{staffe}	12	mm		
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata							
Y_G	19,78	cm	N	0 kN	carico assiale agente					
A_{ideale}	4236	cm ²	M	28,28 kN m	momento agente					
I_{ideale}	579313	cm ⁴	e	∞ cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ					
			e_n	6,76 cm	estremità nocciolo d'inerzia					
			d_G	23,92 cm	baricentro armature					
			u	∞ cm	distanza centro di pressione - lembo compresso					
			p	∞ cm ²						
			q	∞ cm ³						
			y_p	0,00 cm	distanza asse neutro - centro di pressione					
			y_c	8,52 cm	asse neutro					
			A^*	1088 cm ²	area ideale					
			S_n^*	0 cm ³	momento statico relativo all'asse neutro					
			I_n^*	119055,97 cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro					
			σ_c	2,02 MPa	massima tensione di compressione nel cls					
			σ_s	90,79 MPa	tensione di trazione nell'acciaio					
Fessurazione indotta da:			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione							
			N	0 kN	carico assiale agente					
			M_F	76 kN m	momento di prima fessurazione					
			e	∞	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ					
			u	∞	distanza centro di pressione - lembo compresso					
			p	∞ cm ²						
			q	∞ cm ³						
			y_p	0,00 cm	distanza asse neutro - centro di pressione					
			y_c	8,52 cm	asse neutro					
			A^*	1088 cm ²	area ideale					
			S_n^*	0 cm ³	momento statico relativo all'asse neutro					
			I_n^*	119055,97 cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro					
			σ_{cr}	5,46 MPa	massima tensione di compressione nel cls					
			σ_{sr}	245,08 MPa	tensione di trazione nell'acciaio					
β_1	1									
β_2	0,5									
k_1	0,8									
k_2	0,5									
k	-									
$h_{A\text{ cls eff}}$	15,00	cm								
$A_{\text{cls eff}}$	1500,00	cm ²								
ρ_r	0,0067									
σ_s	90,79	MPa								
σ_{sr}	245,08	MPa								
ϵ_{sm}	0									
s_{rm}	288,7	mm								
w_m	0,000	mm								
β	1,7									
χ	1									
w_k	0,000	mm								
$w_k \text{ limite}$	0,1	mm								
w_k	<	$w_k \text{ limite}$								

15.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -549,93$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 100,14$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	5,6
			2	20,11	34,4

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Collecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: -549,93 kN
 M_{Ed}: 100,14 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Materiali:
 B450C C25/30
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

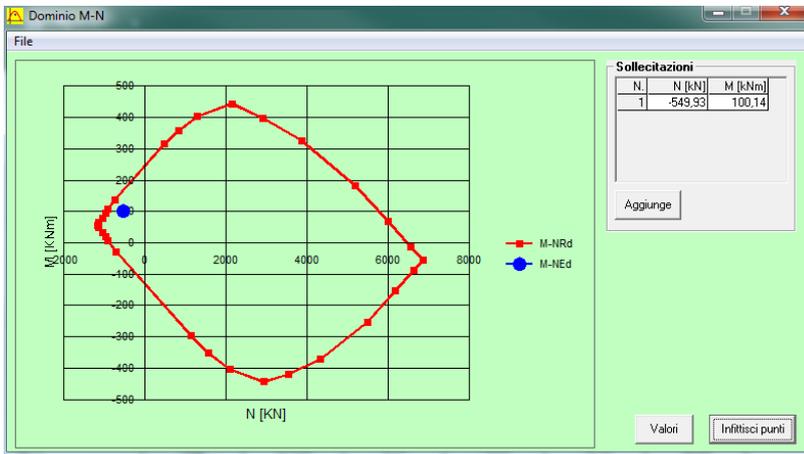
Parametri di calcolo:
 M_{xRd}: 165,9 kNm
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 25,39 ‰
 d: 34,4 cm
 x: 4,167 x/d: 0,1211
 δ: 0,7

Altri parametri:
 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 165,90$ kNm > $M_{sd} = 100,14$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

15.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 46,40$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	6
			2	10,05	34

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 46,40 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali

Materiali	C25/30
ϵ_{su}	67,5 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²
E_s	200.000 N/mm²
E_s/E_c	15
ϵ_{syd}	1,957 ‰
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²
ϵ_{c2}	2 ‰
ϵ_{cu}	3,5 ‰
f_{cd}	14,17
f_{cc}/f_{cd}	0,8
$\sigma_{c,adm}$	9,75
τ_{co}	0,6
τ_{c1}	1,829

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

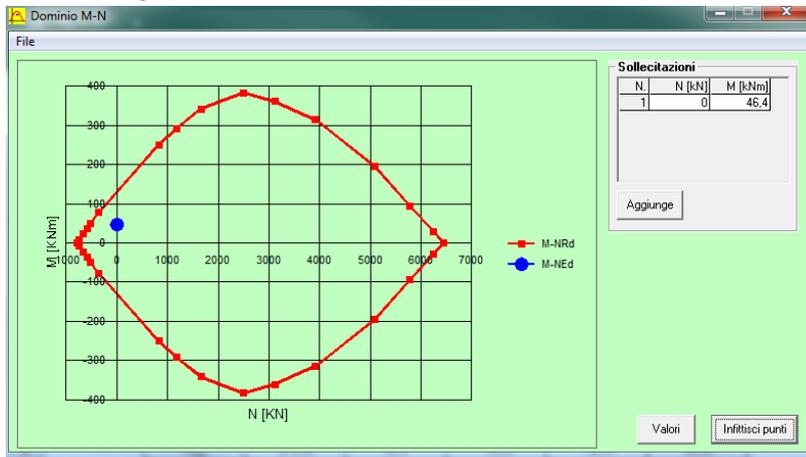
Precompresso

M_{xRd} 132,3 kNm

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 20,98 ‰
 d 34 cm
 x 4,86 x/d 0,143
 δ 0,7

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = 132,30$ kNm > $M_{Sd} = 46,40$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

15.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE VERTICALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = -61,58$ kNm.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE			
Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Classe di resistenza del calcestruzzo:	C25/30		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	B450C		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]
AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO			
Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	61,58	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]
ARMATURA LONGITUDINALE			
	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	10	16	2,01
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA			20,10
VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO			
La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1			
$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,403	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_l	0,0056	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	181,30	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,94	
LA VERIFICA RISULTA POSITIVA			

15.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE ORIZZONTALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 120,50$ kNm.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE			
Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Classe di resistenza del calcestruzzo:	C25/30		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	B450C		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]
AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO			
Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	120,50	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]
ARMATURA LONGITUDINALE			
	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	16	2,01
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA			10,05
VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO			
La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1			
$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,403	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_l	0,0028	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	144,98	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,20	
LA VERIFICA RISULTA POSITIVA			

16 ZATTERA DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI

16.1 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura verticale è realizzata mediante:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

L'armatura trasversale è realizzata mediante:

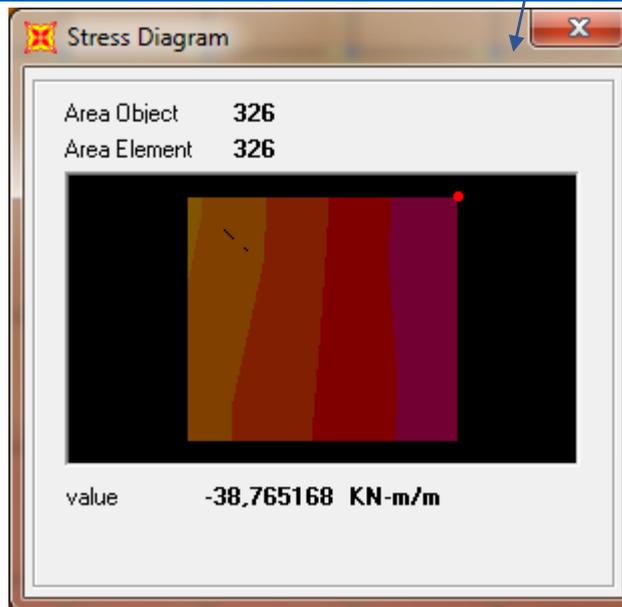
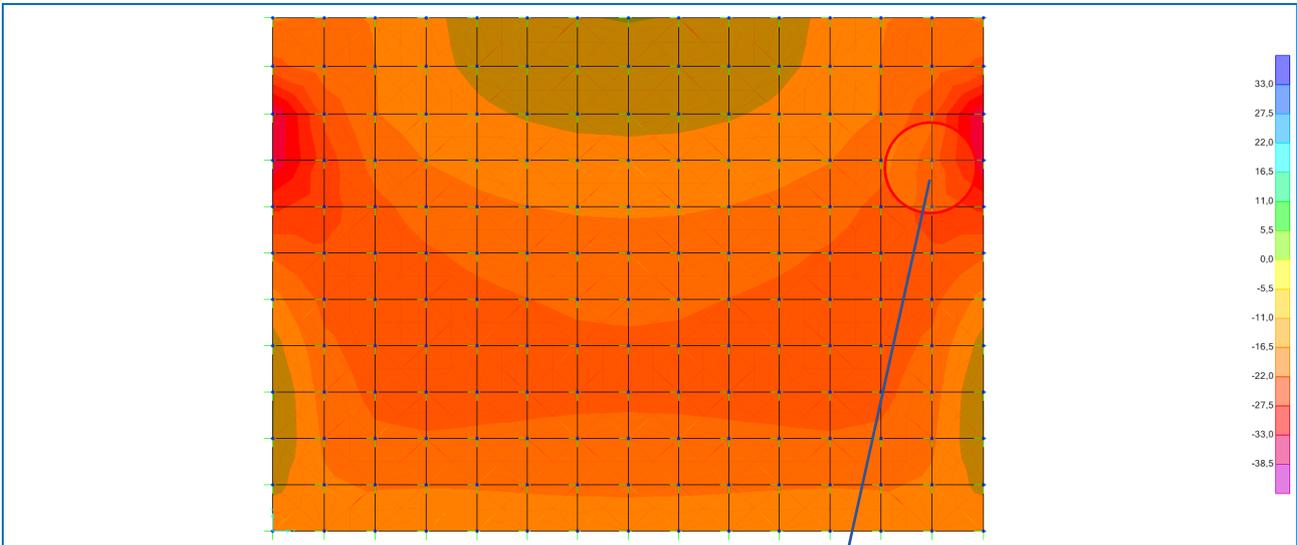
- Ø12/20 superiori
- Ø12/20 inferiori

L'armatura a taglio è costituita da Ø12/40x20. Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

16.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

16.2.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE TRASVERSALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente:



Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -38,76$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Materiali:** B450C and C25/30. Properties for B450C: $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm². Properties for C25/30: $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 14,17$ N/mm², $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$ N/mm², $\tau_{co} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$ N/mm².
- Geometria:** $b = 100$ cm, $h = 40$ cm. Reinforcement: 2 bars, $A_s = 10,05$ cm², $d = 34$ cm.
- Carichi:** $N_{Ed} = 0$ kN, $M_{Ed} = -38,76$ kNm.
- Verifica:** $\sigma_c = -2,718$ N/mm², $\sigma_s = 124,8$ N/mm², $\epsilon_s = 0,6238$ ‰, $d = 34$ cm, $x = 8,373$ cm, $x/d = 0,2463$, $\delta = 0,7478$.
- Iterazioni:** 4 iterations.
- Precompresso:** Unchecked.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

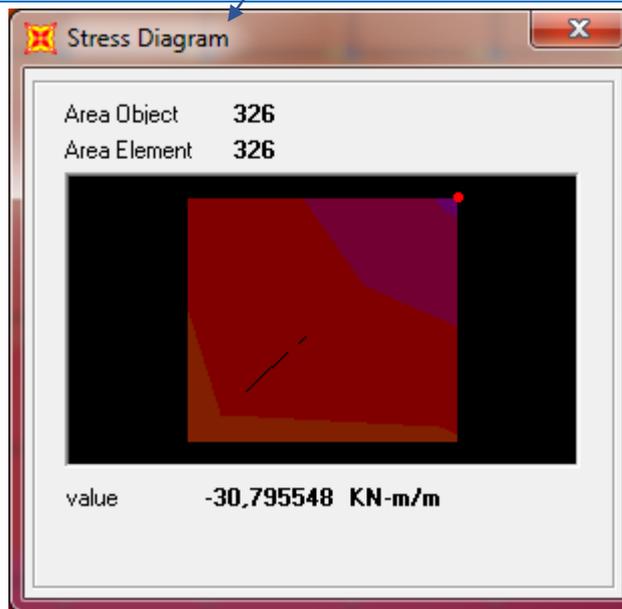
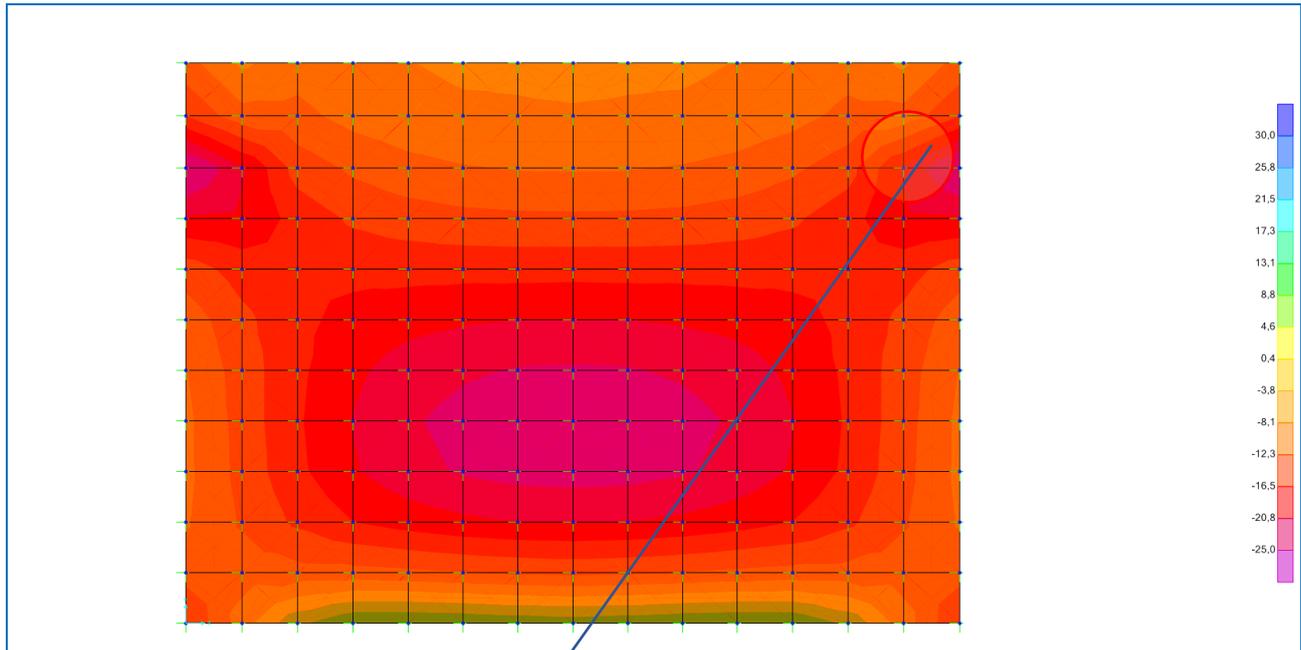
$$\sigma_c = 2,72 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 124,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

16.2.2 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE LONGITUDINALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente:



Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -30,79$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and results are as follows:

- Section Properties:**
 - Rectangular section (Rettan.re)
 - Width (b): 100 cm, Height (h): 40 cm
 - Effective depth (d): 34.4 cm
 - Number of bars (N* strati barre): 2
- Applied Forces (P.to applicazione N):**
 - Method: Centro
 - Moment (M_{Ed}): -30.79 kNm
 - Normal force (N_{Ed}): 0 kN
- Materials:**
 - Concrete: C25/30 (f_{cd}: 14.17 N/mm², ε_{c2}: 2‰)
 - Steel: B450C (f_{yd}: 391.3 N/mm², ε_{su}: 67.5‰)
- Stress Results:**
 - Concrete stress (σ_c): -2.75 N/mm²
 - Steel stress (σ_s): 170.2 N/mm²
 - Strain (ε_s): 0.8508‰
- Verification:**
 - Iterations: 5
 - Precompressed:

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

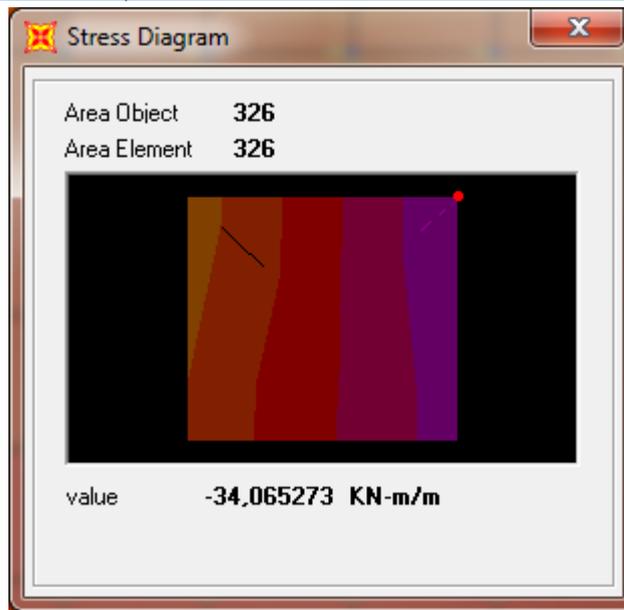
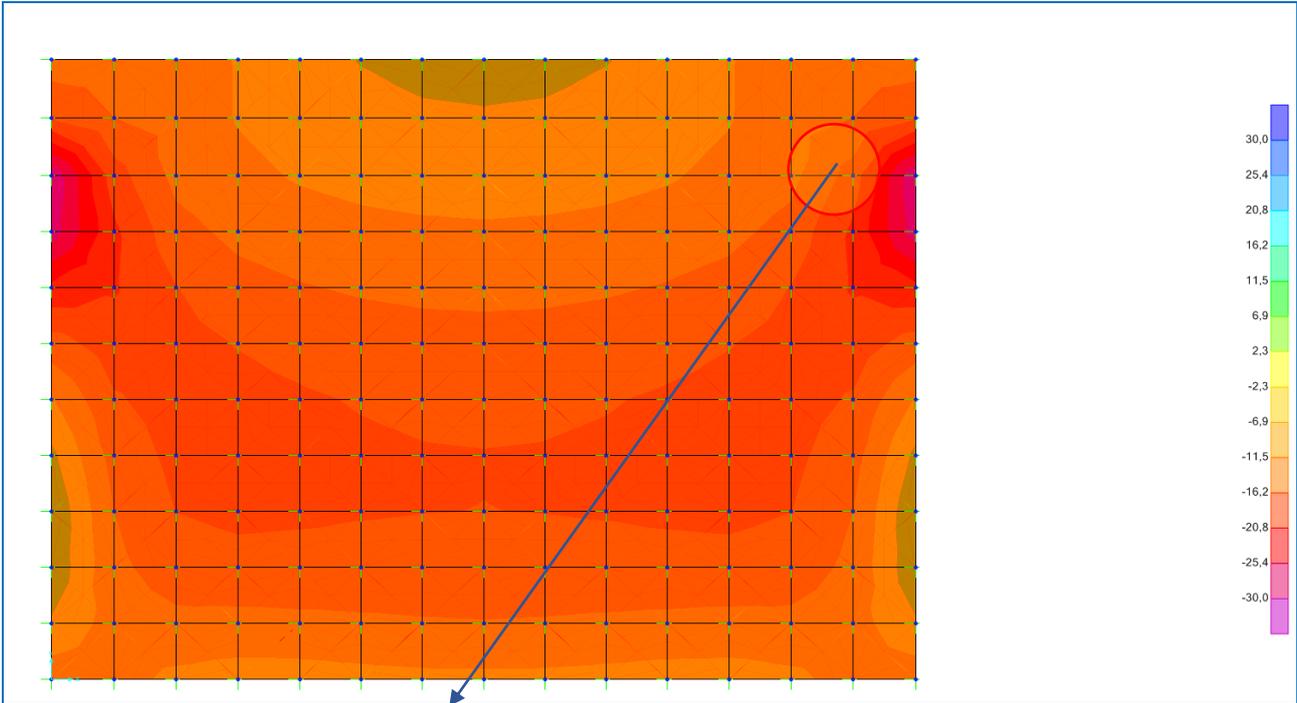
$$\sigma_c = 2,75 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 170,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

16.2.3 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE TRASVERSALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Frequente:



Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -34,06$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several input panels. The 'Sollecitazioni' panel shows a moment $M_{sd} = -34,06$ kNm. The 'Materiali' panel lists properties for B450C and C25/30. The 'P.to applicazione N' panel shows the load is applied at the center. The 'Metodo di calcolo' panel shows 'Metodo n' is selected. The 'Verifica' panel shows the number of iterations is 4. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	6
			2	10,05	34

Materiali

Material	Property	Value	Unit
B450C	ϵ_{su}	67,5	%
	f_{yd}	391,3	N/mm²
C25/30	ϵ_{c2}	2	%
	ϵ_{cu}	3,5	%
C25/30	E_s	200.000	N/mm²
	f_{cd}	14,17	N/mm²
C25/30	E_s/E_c	15	
	f_{cc}/f_{cd}	0,8	
C25/30	ϵ_{syd}	1,957	%
	$\sigma_{c,adm}$	9,75	N/mm²
C25/30	$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
	τ_{co}	0,6	
C25/30	τ_{c1}	1,829	

Calcolo Results:

Property	Value	Unit
σ_c	-2,388	N/mm²
σ_s	109,6	N/mm²
ϵ_s	0,5482	%
d	34	cm
x	8,373	cm
x/d	0,2463	
δ	0,7478	

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

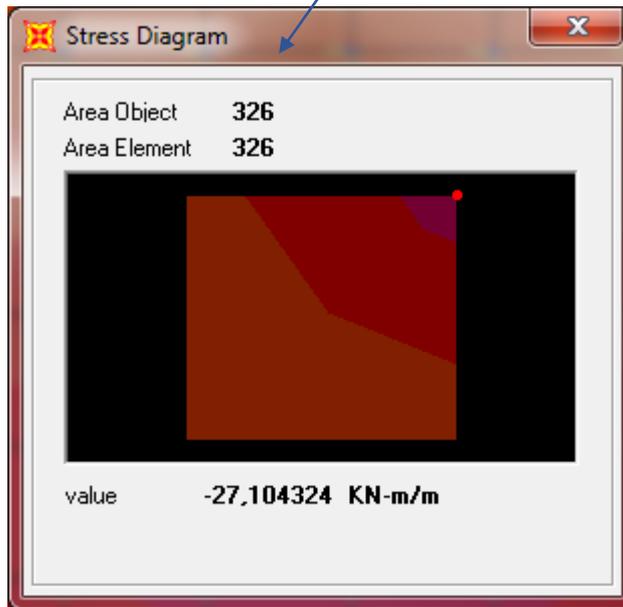
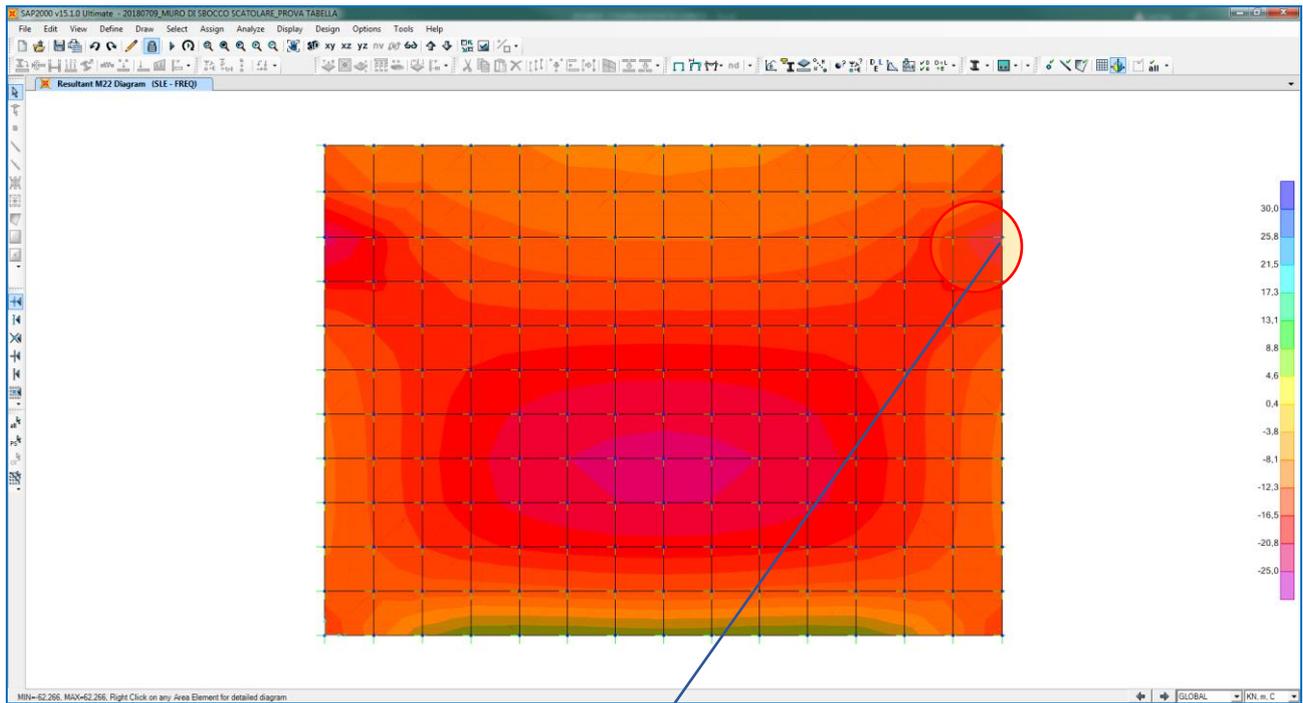
$$\sigma_c = 2,38 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 109,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

16.2.4 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE LONGITUDINALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente:



Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -27,10$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Materiali:** B450C and C25/30. Properties for B450C: $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm². Properties for C25/30: $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$, $\tau_{co} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$.
- Calcolo:** $\sigma_c = -2,42$ N/mm², $\sigma_s = 149,8$ N/mm², $\epsilon_s = 0,7488$ ‰, $d = 34,4$ cm, $x = 6,712$, $x/d = 0,1951$, $\delta = 0,7$.
- Applicazioni:** Sollecitazioni: $N_{Ed} = 0$ kN, $M_{xEd} = -27,10$ kNm, $M_{yEd} = 0$. Metodo di calcolo: S.L.U. - Metodo n.
- Verifica:** N° iterazioni: 5. Precompresso:

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

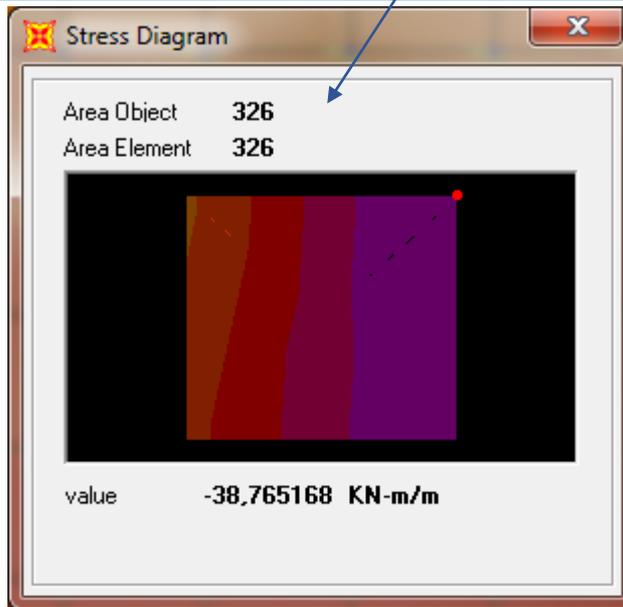
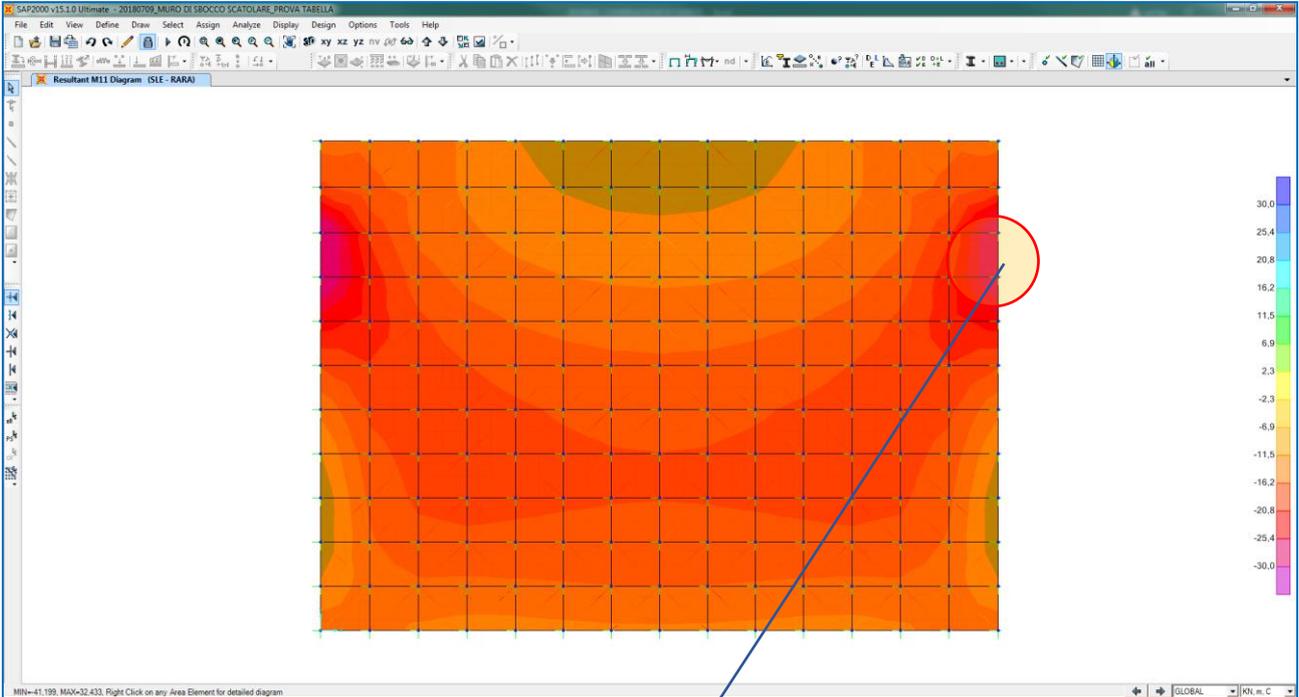
$$\sigma_c = 2,42 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 149,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

16.2.5 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE TRASVERSALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Rara:



Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -117,11$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	22,62	6,8
			2	22,62	43,2

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Materiali

B450C		C28/35	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	14,93 N/mm ²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11 N/mm ²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,6667
		τ_{c1}	1,971

σ_c : -3,802 N/mm²
 σ_s : 134,8 N/mm²

ϵ_s : 0,6738 ‰
 d: 43,2 cm
 x: 12,84 x/d: 0,2973
 δ : 0,8117

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

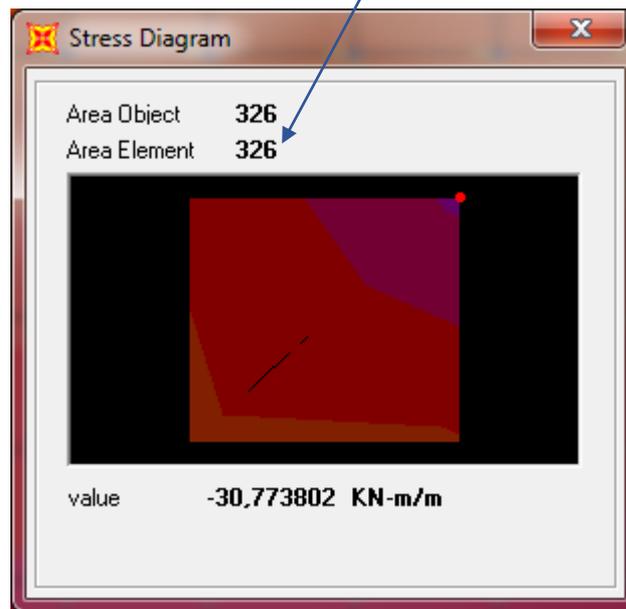
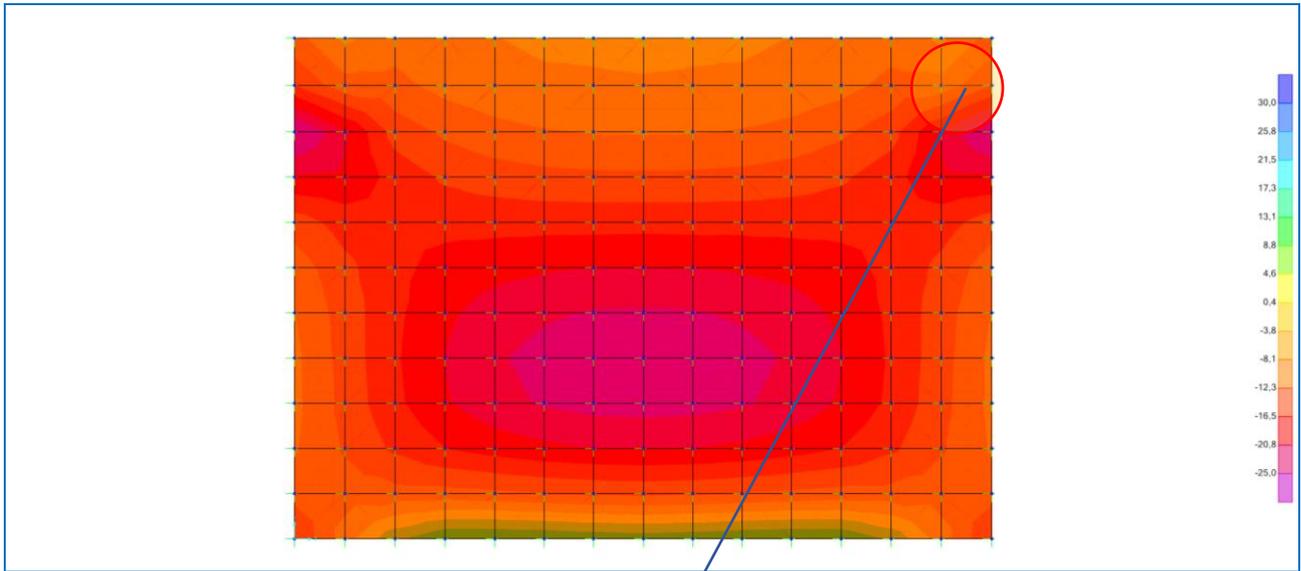
$$\sigma_c = 3,80 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 134,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

16.2.6 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE LONGITUDINALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente:



Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -38,76$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Materials:** B450C and C25/30. Properties for B450C: $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm². Properties for C25/30: $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 14,17$ N/mm², $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$ N/mm², $\tau_{co} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$ N/mm².
- Load Application (P.to applicazione N):** Centro, $xN = 0$, $yN = 0$.
- Calculation Method (Metodo di calcolo):** S.L.U. - (checked), Metodo n.
- Results:** $\sigma_c = -2,718$ N/mm², $\sigma_s = 124,8$ N/mm², $\epsilon_s = 0,6238$ ‰, $d = 34$ cm, $x = 8,373$, $x/d = 0,2463$, $\delta = 0,7478$.
- Iterations:** N° iterazioni: 4.
- Buttons:** Verifica, Precompresso (unchecked).

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,72 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 124,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

16.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE TRASVERSALE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w_1
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	124,80 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w_2
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	109,60 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

16.3.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE LONGITUDINALE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III.

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	170,20	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	12	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	16,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	150,00	[mm]

VERIFICA NEGATIVA - PROCEDERE CON LA VERIFICA ANALITICA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	149,80	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	12	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

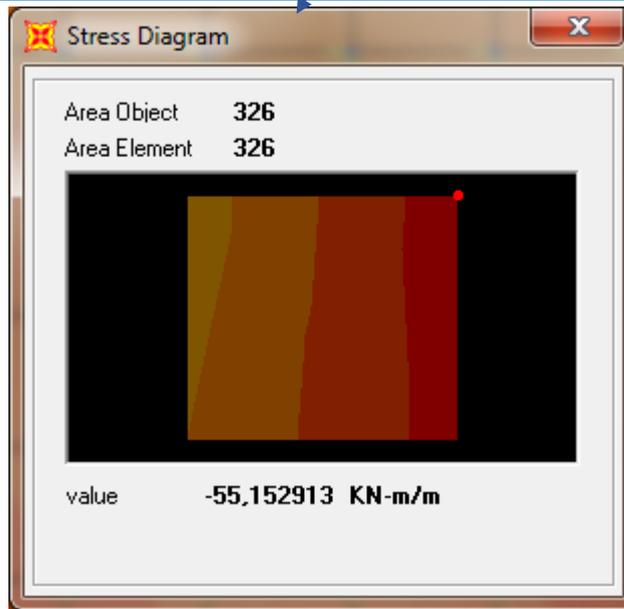
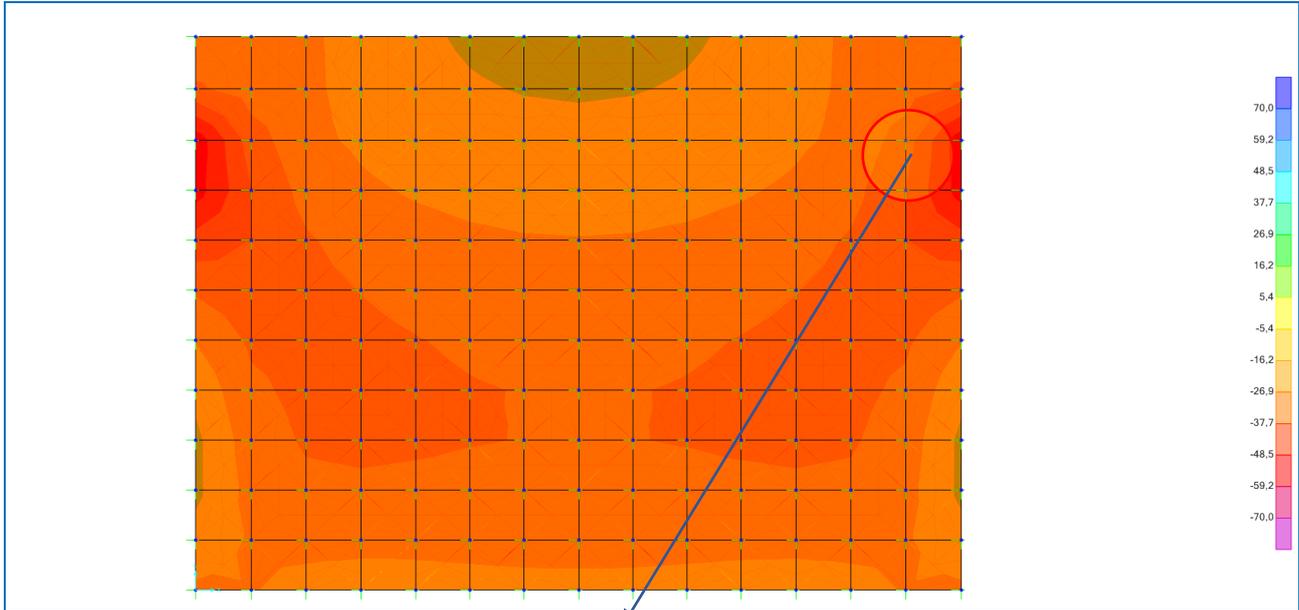
16.3.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE LONGITUDINALE

16.3.3 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	40	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	5,65	cm ²	A_s'	5,65	cm ²		
			$y_{G, A_s} (*)$	5,60	cm	(*) da lembo teso	$y_{G, A_s'} (*)$	34,40	cm	
$c_{f, \text{effettivo}}$	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		
$c_{f, \text{norma}}$	4	cm	5,6	5	12	34,4	5	12		
d	34,40	cm								
R_{ck}	30	MPa								
f_{ctm}	2,61	MPa								
f_{ctk}	1,82	MPa								
E_s	210000	MPa								
n	15									
			Φ_{medio}	12	mm	Φ_{staffe}	10	mm		
Sezione interam. reagente										
y_G	20,00	cm								
A_{ideale}	4170	cm ²								
I_{ideale}	568511	cm ⁴								
Fessurazione indotta da:										
carichi										
Caratteristiche ambiente:										
molto o moderatamente aggressivo										
β_1	1									
β_2	0,5									
k_1	0,8									
k_2	0,5									
k	-									
$h_{A, \text{cls eff}}$	14,00	cm								
$A_{\text{cls eff}}$	1400,00	cm ²								
ρ_r	0,0040									
σ_s	170,01	MPa								
σ_{sr}	409,15	MPa								
ϵ_{sm}	0									
s_{rm}	347,1	mm								
w_m	0,000	mm								
β	1,7									
χ	1									
w_k	0,000	mm								
$w_k \text{ limite}$	0,1	mm								
w_k	<	$w_k \text{ limite}$								
Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata										
N	0	kN	carico assiale agente							
M	30,79	kN m	momento agente							
e	∞	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ							
en	6,82	cm	estremità nocciolo d'inerzia							
d_G	20,00	cm	baricentro armature							
u	∞	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	∞	cm ²								
q	∞	cm ³								
y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
y_c	6,71	cm	asse neutro							
A^*	841	cm ²	area ideale							
S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro							
I_n^*	75211,745	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
σ_c	2,75	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
σ_s	170,01	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							
Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione										
N	0	kN	carico assiale agente							
M_F	74	kN m	momento di prima fessurazione							
e	∞	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ							
u	∞	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	∞	cm ²								
q	∞	cm ³								
y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
y_c	6,71	cm	asse neutro							
A^*	841	cm ²	area ideale							
S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro							
I_n^*	75211,745	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
σ_{cr}	6,61	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
σ_{sr}	409,15	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							

16.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – DIREZIONE TRASVERSALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite Ultimo - STR:



Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -55,15 \text{ kNm}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	6
2	10,05	34

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: -55,15 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

Materiali: B450C C25/30

ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

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

Tipo flessione: Retta Deviata

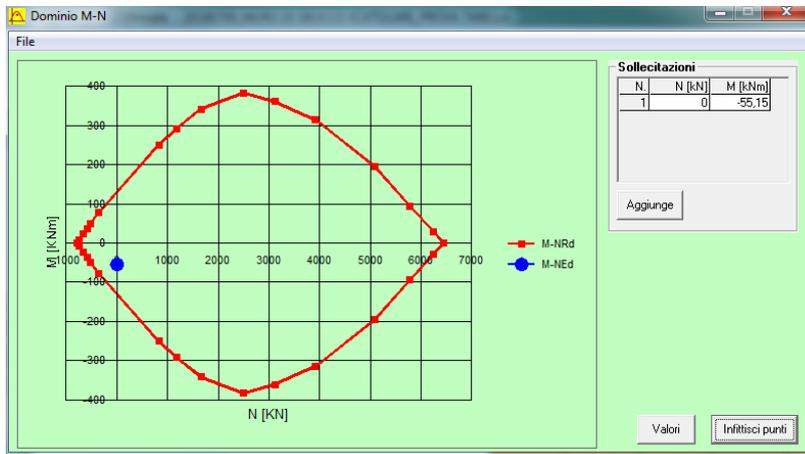
M_{xRd}: -132,3 kNm
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 E_s: 3,5 ‰
 ε_s: 20,98 ‰
 d: 34 cm
 x: 4,86 x/d: 0,143
 δ: 0,7

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = -132,30 \text{ kNm} > M_{sd} = -55,154 \text{ kNm}$

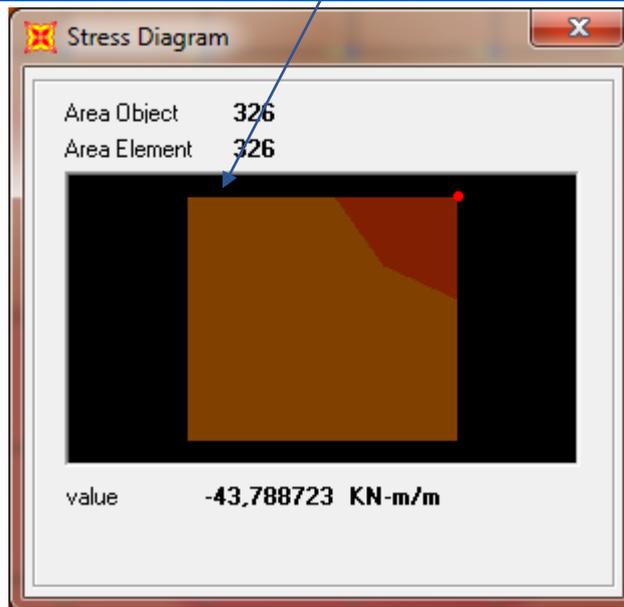
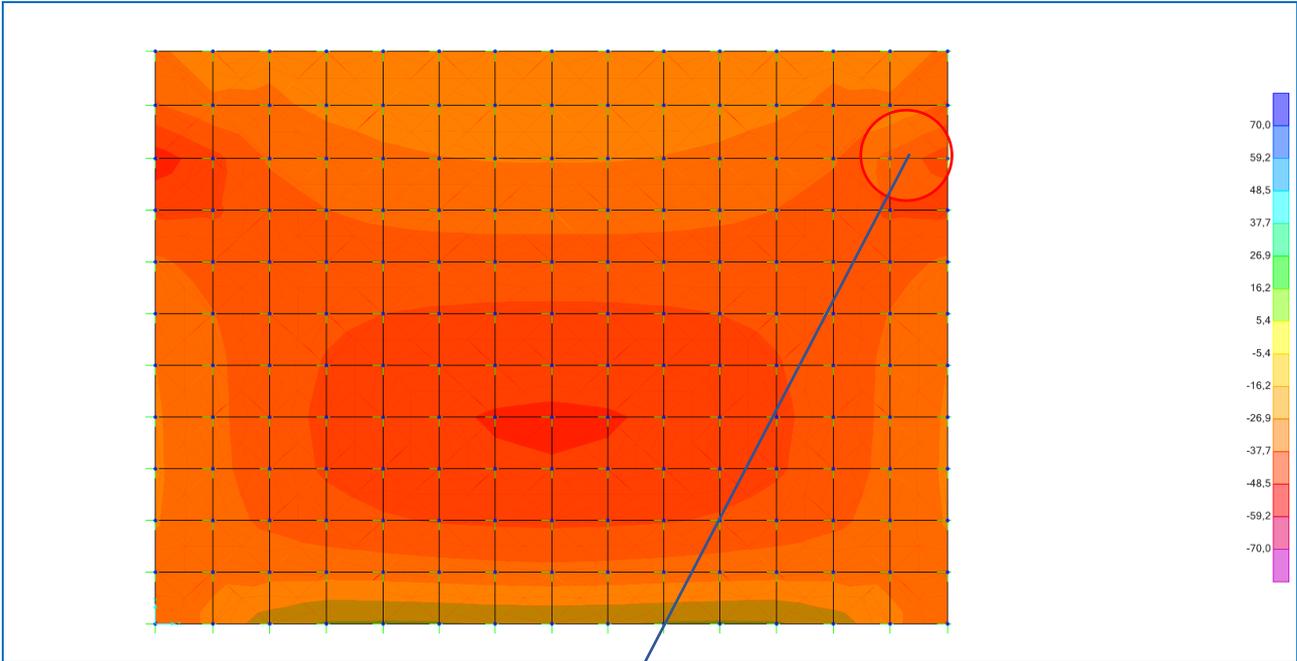
Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

16.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite Ultimo - STR:



Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -43,78$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5,65	5,6
			2	10,05	34,4

Sollecitazioni:
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} -43,78 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali:
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

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

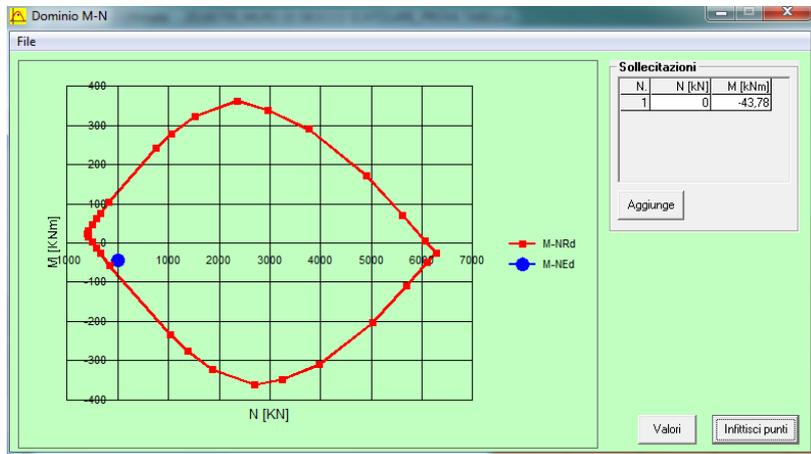
Tipo flessione:
Retta Deviata

M_{xRd} -82,04 kNm
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
E_c 3,5 ‰
E_s 25,71 ‰
d 34,4 cm
x 4,121 x/d 0,1198
δ 0,7

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = -82,04$ kNm > $M_{sd} = -43,78$ kNm

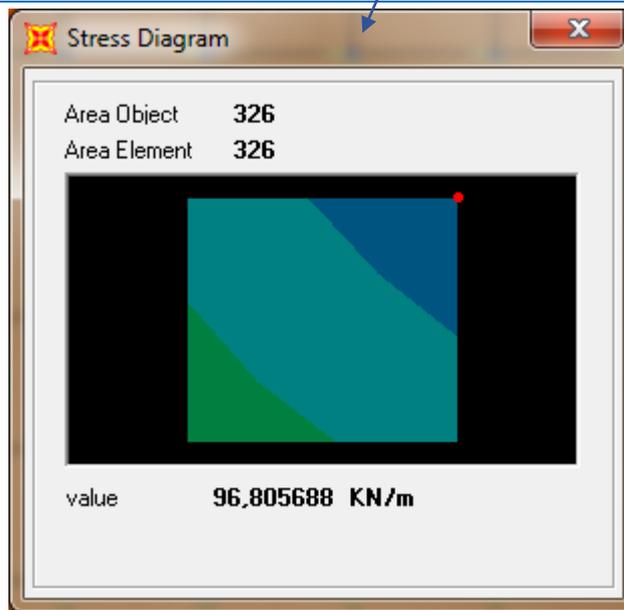
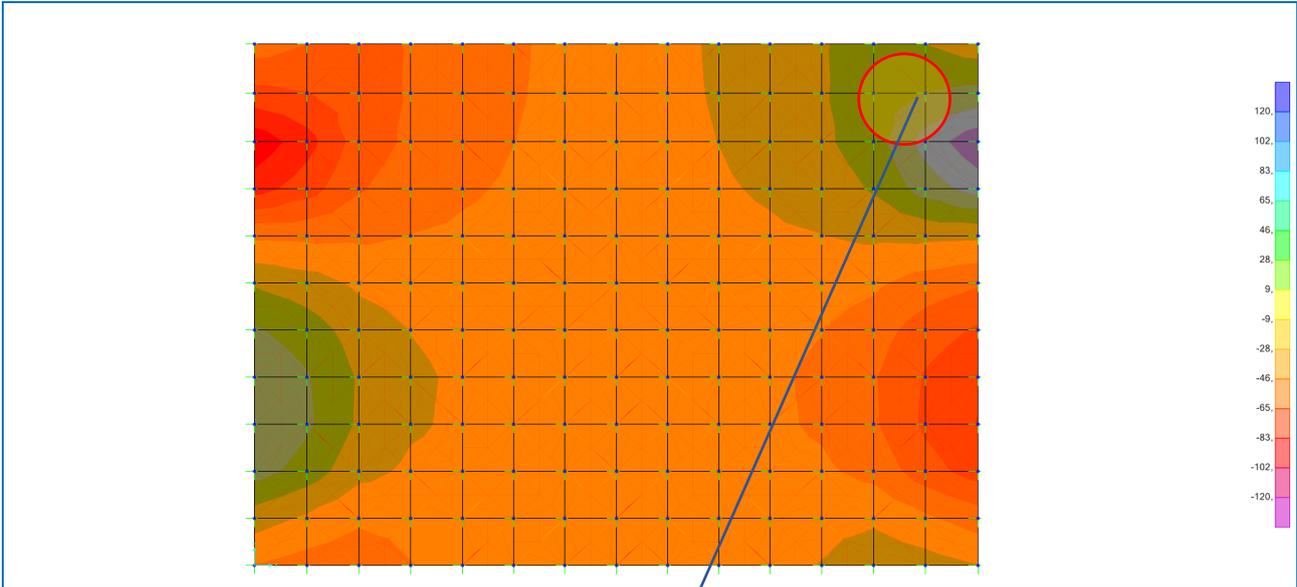
Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

16.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE TRASVERSALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio trasversale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite Ultimo - STR:

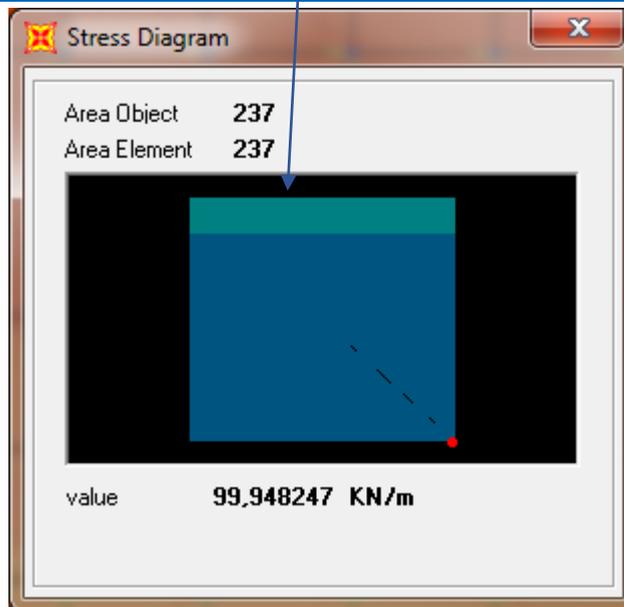
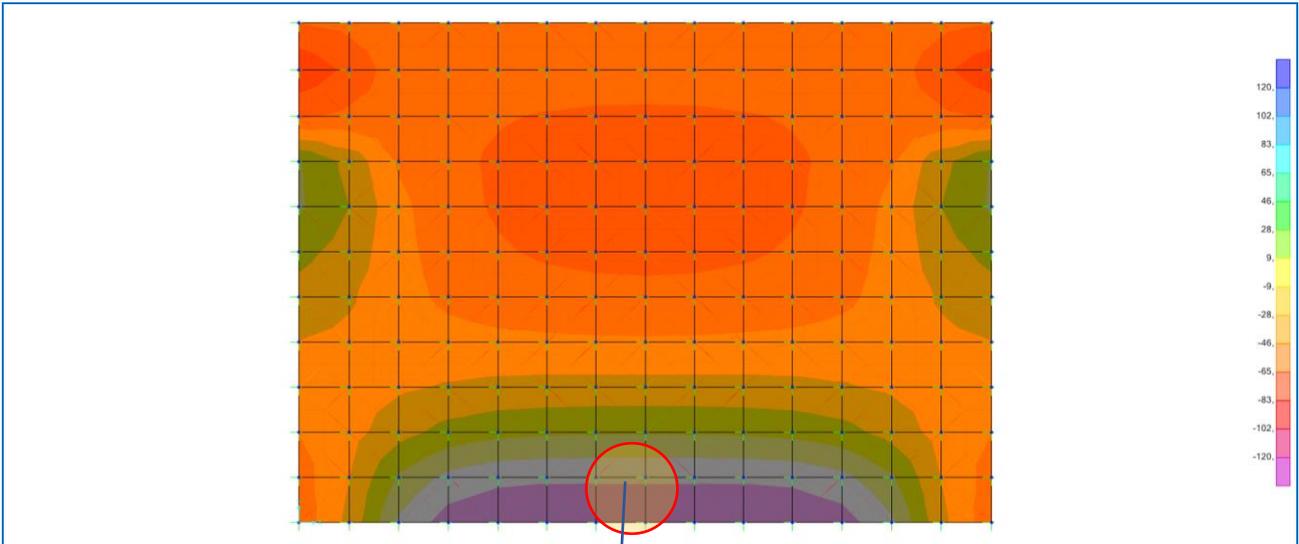


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 96,80$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE				
Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]	
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]	
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]	
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]	
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI				
Classe di resistenza del calcestruzzo:	C25/30			
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]	
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]	
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]	
Tipologia dell'acciaio da armatura:	B450C			
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]	
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]	
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]	
AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO				
Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	96,80	[kN]	
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]	
ARMATURA LONGITUDINALE				
	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	16	2,01	10,05
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				10,05
VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO				
La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1				
$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$				
Coefficiente k:	k	1,75		
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,403		
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0028		
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]	
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	144,98	[kN]	
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / N_{S,d}$	1,50		
LA VERIFICA RISULTA POSITIVA				

16.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE LONGITUDINALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio longitudinale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite Ultimo - STR:



A favore di sicurezza si procede con la verifica in corrispondenza del picco di tensione.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $M_{sd} = 99,95$ kNm.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE			
Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Classe di resistenza del calcestruzzo:	C25/30		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	B450C		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]
AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO			
Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	99,95	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]
ARMATURA LONGITUDINALE			
	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	12	1,13
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA			5,65
VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO			
La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1			
$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,403	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0016	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	144,98	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,45	
LA VERIFICA RISULTA POSITIVA			

17 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche del carico limite ultimo verranno eseguite secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) previsto dal D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

17.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Nella tabella successiva sono riportati i valori caratteristici delle azioni sollecitanti valutati alla base della zattera di fondazione per i diversi carichi elementari:

CARICHI ELEMENTARI		N_k [kN]	V_{kx} [kN]	M_{kx} [kN]	V_{ky} [kN]	M_{ky} [kN]
Pesi propri strutturali	g_1	112,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	g_2	299,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	g_3	0,00	0,00	0,00	48,78	58,54
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	q_1	88,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	q_2	0,00	25,47	40,76	25,47	40,76
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	q_3	0,00	-25,47	-40,76	0,00	0,00
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_1	0,00	8,40	10,32	8,40	10,32
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	s_2	0,00	22,47	4,60	22,47	4,60
Sovrappinta dinamica dei terreni	s_3	0,00	1,22	1,96	1,22	1,96

17.2 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

17.2.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 01						
	γ	ψ	N_k [kN]	V_{kx} [kN]	M_{kx} [kN]	V_{ky} [kN]	M_{ky} [kN]
g_1	1,35	1,00	151,20	0,00	0,00	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	449,40	0,00	0,00	0,00	0,00
g_3	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	65,85	79,02
q_1	1,35	1,00	118,80	0,00	0,00	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	34,39	55,02	34,39	55,02
q_3	1,35	1,00	0,00	-34,39	-55,02	0,00	0,00
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			719,40	0,00	0,00	100,24	134,04

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 02						
	γ	ψ	N_k [kN]	V_{kx} [kN]	M_{kx} [kN]	V_{ky} [kN]	M_{ky} [kN]
g_1	1,35	1,00	151,20	0,00	0,00	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	449,40	0,00	0,00	0,00	0,00
g_3	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	65,85	79,02
q_1	1,35	1,00	118,80	0,00	0,00	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	34,39	55,02	34,39	55,02
q_3	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			719,40	34,39	55,02	100,24	134,04

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 03						
	γ	ψ	N_k [kN]	V_{kx} [kN]	M_{kx} [kN]	V_{ky} [kN]	M_{ky} [kN]
g ₁	1,35	1,00	151,20	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₂	1,50	1,00	449,40	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₃	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	65,85	79,02
q ₁	1,35	1,00	118,80	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₂	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₃	1,35	1,00	0,00	-34,39	-55,02	0,00	0,00
s ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			719,40	-34,39	-55,02	65,85	79,02

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 04						
	γ	ψ	N_k [kN]	V_{kx} [kN]	M_{kx} [kN]	V_{ky} [kN]	M_{ky} [kN]
g ₁	1,35	1,00	151,20	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₂	1,50	1,00	449,40	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₃	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	65,85	79,02
q ₁	1,35	1,00	118,80	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₂	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₃	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			719,40	0,00	0,00	65,85	79,02

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 05						
	γ	ψ	N_k [kN]	V_{kx} [kN]	M_{kx} [kN]	V_{ky} [kN]	M_{ky} [kN]
g ₁	1,35	1,00	151,20	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₂	1,50	1,00	449,40	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₃	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	65,85	79,02
q ₁	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₂	1,35	1,00	0,00	34,39	55,02	34,39	55,02
q ₃	1,35	1,00	0,00	-34,39	-55,02	0,00	0,00
s ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			600,60	0,00	0,00	100,24	134,04

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 06						
	γ	ψ	N_k [kN]	V_{kx} [kN]	M_{kx} [kN]	V_{ky} [kN]	M_{ky} [kN]
g ₁	1,35	1,00	151,20	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₂	1,50	1,00	449,40	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₃	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	65,85	79,02
q ₁	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₂	1,35	1,00	0,00	34,39	55,02	34,39	55,02
q ₃	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			600,60	34,39	55,02	100,24	134,04

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07						
	γ	ψ	N_k [kN]	V_{kx} [kN]	M_{kx} [kN]	V_{ky} [kN]	M_{ky} [kN]
g ₁	1,35	1,00	151,20	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₂	1,50	1,00	449,40	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₃	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	65,85	79,02
q ₁	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₂	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₃	1,35	1,00	0,00	-34,39	-55,02	0,00	0,00
s ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			600,60	-34,39	-55,02	65,85	79,02

17.2.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA – SLV

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLV 01						
	γ	ψ	N_k [kN]	V_{kx} [kN]	M_{kx} [kN]	V_{ky} [kN]	M_{ky} [kN]
g ₁	1,00	1,00	112,00	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₂	1,00	1,00	299,60	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₃	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	48,78	58,54
q ₁	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₂	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₃	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₁	1,00	1,00	0,00	-25,47	-40,76	0,00	0,00
s ₂	1,00	1,00	0,00	8,40	10,32	8,40	10,32
s ₃	1,00	1,00	0,00	22,47	4,60	22,47	4,60
			411,60	5,40	-25,84	79,65	73,45

17.2.3 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	N_k [kN]	V_{kx} [kN]	M_{kx} [kN]	V_{ky} [kN]	M_{ky} [kN]
SLU - STR 01	719,40	0,00	0,00	100,24	134,04
SLU - STR 02	719,40	34,39	55,02	100,24	134,04
SLU - STR 03	719,40	-34,39	-55,02	65,85	79,02
SLU - STR 04	719,40	0,00	0,00	65,85	79,02
SLU - STR 05	600,60	0,00	0,00	100,24	134,04
SLU - STR 06	600,60	34,39	55,02	100,24	134,04
SLU - STR 07	600,60	-34,39	-55,02	65,85	79,02
SLV 01	411,60	5,40	-25,84	79,65	73,45

17.3 VERIFICA DEL CARICO LIMITE ULTIMO E DELLO SCORRIMENTO

La verifica del carico limite ultimo e dello scorrimento verrà eseguita secondo l'approccio 2 definito dal D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

Verrà utilizzato il metodo di Meyerhof per le fondazioni nastriformi, considerando la condizione drenata.

Le verifiche sono state eseguite mediante il software Aztec Carl.

17.3.1 VERIFICA AL CARICO LIMITE

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi 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:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

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.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

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

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 (D / B) K_p^{0.5}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 (D / B) s K_p^{0.5} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ / 90^\circ)^2$$

$$i_\gamma = [1 - (\theta^\circ / \phi^\circ)]^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

17.3.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione 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 la fondazione 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

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. 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 30 per cento.

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.

17.4 RISULTATI

17.4.1 GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione della fondazione
Forma	Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)
X	Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]
Y	Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]
B	Base/Diametro della fondazione espressa in [m]
L	Lunghezza della fondazione espressa in [m]
D	Profondità del piano di posa in [m]
α	Inclinazione del piano di posa espressa in [°]
ω	Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
Fondazione	(R)	0,00	0,00	3,40	4,80	2,00	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [N/mm ²]
ca	Adesione del terreno espressa in [N/mm ²]

Descr	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
L5	18,000	18,000	26.00	26.00	0,0000	0,0000
G3	18,500	18,500	28.00	28.00	0,0000	0,0000

Falda

Profondità dal piano campagna 1,00 [m]

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Identificativo strato
Z1	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
Z2	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
Z3	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno	Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1: X = 0,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 2: X = 3,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 3: X = 0,0 [m] Y = 3,0 [m]

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-3,0	-3,0	-3,0	L5
2	-15,0	-15,0	-15,0	G3

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

Combinazione n° 1 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 1	1.00	1.00

Combinazione n° 2 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

Combinazione n° 3 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 3	1.00	1.00

Combinazione n° 4 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 4	1.00	1.00

Combinazione n° 5 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 5	1.00	1.00

Combinazione n° 6 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 6	1.00	1.00

Combinazione n° 7 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 7	1.00	1.00

Combinazione n° 8 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 8	1.00	1.00

Opzioni di calcolo

Analisi in condizioni drenate

Verifica al carico limite

Metodo di calcolo della portanza: Meyerhof

Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA

Criterio per il calcolo del macrostrato equivalente: MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF

Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.

Risultati

Verifica della portanza per carichi verticali

Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Indice della combinazione
<i>Fnd</i>	Indice della fondazione
<i>PF</i>	Rottura per punzonamento in presenza di falda
<i>q_u</i>	Portanza ultima, espressa in [N/mm ²]
<i>q_d</i>	Portanza di progetto, espressa in [N/mm ²]
<i>P_u</i>	Portanza ultima, espressa in [kN]
<i>P_d</i>	Portanza di progetto, espressa in [kN]
<i>V</i>	Carico ortogonale al piano di posa, espresso in [kN]
<i>η</i>	Fattore di sicurezza a carico limite ($\eta = P_d/V$)

<i>Cmb</i>	<i>Fnd</i>	<i>PF</i>	<i>q_u</i> [N/mm ²]	<i>q_d</i> [N/mm ²]	<i>P_u</i> [kN]	<i>P_d</i> [kN]	<i>V</i> [kN]	<i>η</i>
1	1	NO	0,388	0,169	5746,12	2498,31	719,40	3.47
2	1	NO	0,378	0,164	5365,55	2332,85	719,40	3.24
3	1	NO	0,419	0,182	6271,49	2726,73	719,40	3.79
4	1	NO	0,433	0,188	6742,08	2931,34	719,40	4.07
5	1	NO	0,366	0,159	5418,28	2355,78	600,60	3.92
6	1	NO	0,355	0,154	4973,46	2162,37	600,60	3.60
7	1	NO	0,400	0,174	5884,37	2558,42	600,60	4.26
8	1	NO	0,343	0,149	4984,59	2167,21	411,60	5.27

Caratteristiche terreno e fondazione di progetto

Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Indice della combinazione
<i>Fnd</i>	Indice della fondazione
<i>H</i>	Altezza del cuneo di rottura, espressa in [m]
<i>γ</i>	Peso di volume, espressa in [kN/mc]
<i>φ</i>	Angolo di attrito, espressa in [°]
<i>c</i>	Coesione, espressa in [N/mm ²]
<i>G</i>	Modulo di taglio, espresso in [N/mm ²]
<i>B'</i>	Base ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ($B' = B - 2e_x$), espressa in [m]
<i>L'</i>	Lunghezza ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ($L' = L - 2e_y$), espressa in [m]
<i>R_{ex}</i>	Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo X
<i>R_{ey}</i>	Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo Y
<i>I_R</i>	Indice di rigidezza
<i>I_{RC}</i>	Indice di rigidezza critico

<i>Cmb</i>	<i>Fnd</i>	<i>H</i> [m]	<i>γ</i> [kN/mc]	<i>φ</i> [°]	<i>c</i> [N/mm ²]	<i>G</i> [N/mm ²]	<i>B'</i> [m]	<i>L'</i> [m]	<i>R_{ex}</i>	<i>R_{ey}</i>	<i>I_c</i>	<i>I_{RC}</i>
1	1	2,77	8,4432	27.00	0,000	0,000	3,34	4,43	--	--	0.83	64.83
2	1	2,77	8,4432	27.00	0,000	0,000	3,19	4,45	--	--	0.82	64.83
3	1	2,77	8,4432	27.00	0,000	0,000	3,28	4,56	--	--	0.87	64.83
4	1	2,77	8,4432	27.00	0,000	0,000	3,40	4,58	--	--	0.89	64.83
5	1	2,77	8,4432	27.00	0,000	0,000	3,40	4,35	--	--	0.80	64.83
6	1	2,77	8,4432	27.00	0,000	0,000	3,22	4,35	--	--	0.79	64.83
7	1	2,77	8,4432	27.00	0,000	0,000	3,26	4,51	--	--	0.85	64.83
8	1	2,77	8,4432	27.00	0,000	0,000	3,27	4,44	--	--	0.77	64.83

Fattori correttivi verifica capacità portante

Combinazione n° 1

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	N _c = 23.94	N _q = 13.20	N _γ = 9.46
Fattori di forma	S _c = 1.00	S _q = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	I _c = 0.83	I _q = 0.83	I _γ = 0.50
Fattori di profondità	D _c = 1.19	D _q = 1.10	Q _γ = 1.10

Combinazione n° 2

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	N _c = 23.94	N _q = 13.20	N _γ = 9.46
Fattori di forma	S _c = 1.00	S _q = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	I _c = 0.82	I _q = 0.82	I _γ = 0.48
Fattori di profondità	D _c = 1.19	D _q = 1.10	Q _γ = 1.10

Combinazione n° 3

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 23.94	Nq = 13.20	N _γ = 9.46
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.87	Iq = 0.87	I _γ = 0.61
Fattori di profondità	Dc = 1.19	Dq = 1.10	Q _γ = 1.10

Combinazione n° 4

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 23.94	Nq = 13.20	N _γ = 9.46
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.89	Iq = 0.89	I _γ = 0.65
Fattori di profondità	Dc = 1.19	Dq = 1.10	Q _γ = 1.10

Combinazione n° 5

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 23.94	Nq = 13.20	N _γ = 9.46
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.80	Iq = 0.80	I _γ = 0.42
Fattori di profondità	Dc = 1.19	Dq = 1.10	Q _γ = 1.10

Combinazione n° 6

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 23.94	Nq = 13.20	N _γ = 9.46
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.79	Iq = 0.79	I _γ = 0.40
Fattori di profondità	Dc = 1.19	Dq = 1.10	Q _γ = 1.10

Combinazione n° 7

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 23.94	Nq = 13.20	N _γ = 9.46
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.85	Iq = 0.85	I _γ = 0.55
Fattori di profondità	Dc = 1.19	Dq = 1.10	Q _γ = 1.10

Combinazione n° 8

Fondazione n° 1

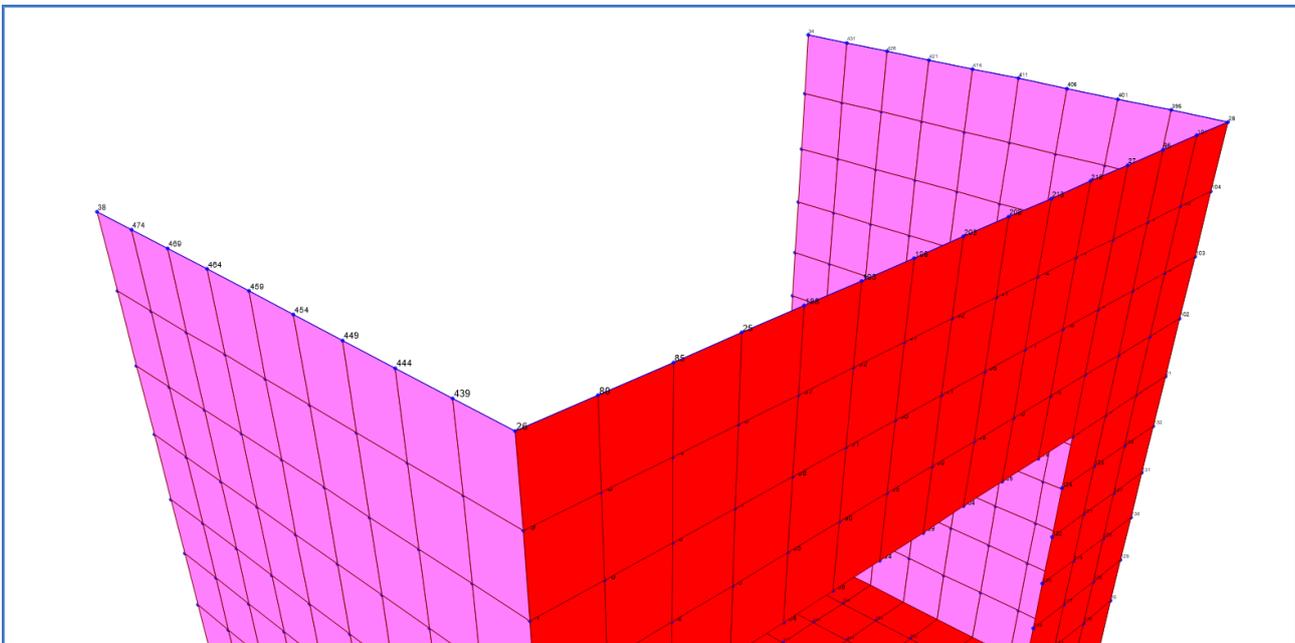
Fattori di capacità portante	Nc = 23.94	Nq = 13.20	N _γ = 9.46
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.77	Iq = 0.77	I _γ = 0.35
Fattori di profondità	Dc = 1.19	Dq = 1.10	Q _γ = 1.10

18 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI

Di seguito si riportano gli spostamenti in sommità della struttura:

TABLE: Joint Displacements			
Joint	U1	U2	U3
	m	m	m
25	-0,001	-0,012	-0,011
25	-0,002	-0,016	-0,014
26	-0,001	-0,012	-0,011
26	-0,002	-0,017	-0,014
27	-0,001	-0,012	-0,011
27	-0,002	-0,016	-0,014
28	-0,001	-0,012	-0,011
28	-0,002	-0,017	-0,014
34	-0,001	-0,012	-0,004
34	-0,001	-0,017	-0,004
38	-0,002	-0,012	-0,004
38	-0,002	-0,017	-0,004
80	-0,001	-0,012	-0,011
80	-0,002	-0,017	-0,014
85	-0,001	-0,012	-0,011
85	-0,002	-0,016	-0,014
96	-0,001	-0,012	-0,011
96	-0,002	-0,016	-0,014
101	-0,001	-0,012	-0,011
101	-0,002	-0,017	-0,014
188	-0,001	-0,012	-0,011
188	-0,002	-0,016	-0,014
193	-0,001	-0,012	-0,012
193	-0,002	-0,017	-0,014
198	-0,001	-0,012	-0,012
198	-0,002	-0,017	-0,014
203	-0,001	-0,012	-0,012
203	-0,002	-0,017	-0,014
208	-0,001	-0,012	-0,012
208	-0,002	-0,017	-0,014
213	-0,001	-0,012	-0,012
213	-0,002	-0,017	-0,014
218	-0,001	-0,012	-0,011
218	-0,002	-0,016	-0,014

TABLE: Joint Displacements			
Joint	U1	U2	U3
	m	m	m
396	-0,001	-0,012	-0,011
396	-0,002	-0,017	-0,013
401	-0,001	-0,012	-0,010
401	-0,002	-0,017	-0,012
406	-0,001	-0,012	-0,009
406	-0,002	-0,017	-0,011
411	-0,001	-0,012	-0,008
411	-0,002	-0,017	-0,010
416	-0,001	-0,012	-0,007
416	-0,002	-0,017	-0,009
421	-0,001	-0,012	-0,007
421	-0,002	-0,017	-0,008
426	-0,001	-0,012	-0,006
426	-0,001	-0,017	-0,007
431	-0,001	-0,012	-0,005
431	-0,001	-0,017	-0,006
439	-0,001	-0,012	-0,011
439	-0,002	-0,017	-0,013
444	-0,001	-0,012	-0,010
444	-0,002	-0,017	-0,012
449	-0,002	-0,012	-0,009
449	-0,002	-0,017	-0,011
454	-0,002	-0,012	-0,008
454	-0,002	-0,017	-0,010
459	-0,002	-0,012	-0,007
459	-0,002	-0,017	-0,009
464	-0,002	-0,012	-0,007
464	-0,002	-0,017	-0,008
469	-0,002	-0,012	-0,006
469	-0,002	-0,017	-0,007
474	-0,002	-0,012	-0,005
474	-0,002	-0,017	-0,006



Gli spostamenti in sommità della struttura risultano ammissibili per l'opera.