

S.S.45 DELLA VAL DI TREBBIA

AMMODERNAMENTO DELLA STRADA STATALE N. 45 DELLA VAL TREBBIA NEL TRATTO CERNUSCA-RIVERGARO

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS DPRL

SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE:

I PROGETTISTI:

ing. Antonio SCALAMANDRÉ
Ordine Ing. di Frosinone n.1063



IL GEOLOGO:

geol. Maurizio MARTINO
Ordine Geol. del Lazio ES n.457



IL RESPONSABILE DEL SIA:

Ing. Laura TROIANI
Ordine Arch. di Roma n.A-31890



IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

geom. E PAIELLA



VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

ing. Anna Maria NOSARI

PROTOCOLLO

DATA

DOTT. GEOL.
DANILO GALLO

ING. RENATO
DEL PRETE

L0003

L - PROGETTO STRUTTURALE - TOMBINATURE IDRAULICHE

L00 - RELAZIONI TOMBINATURE E MANUFATTI

RELAZIONE DI CALCOLO MANUFATTO SCATOLARE DI IMBOCCO E/O DI USCITA

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

BO0067 D 1801

NOME FILE

L0003-T00TM00STRRE02_B.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. T00 TM00 STR RE02

B

C

B

EMISSIONE A SEGUITO DI ISTUTTORIA ANAS

GENNAIO
2021

A

EMISSIONE

APRILE
2020

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.....	6
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	6
5.3	Calcolo dei copriferri minimi – zattera di fondazione	7
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	8
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	10
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali	10
7.2	Definizione della strategia progettuale	11
7.3	Parametri di calcolo	13
7.3.1	Parametri numerici sismici	13
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	13
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	13
7.3.4	Fattori di struttura.....	14
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto.....	14
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	17
8	IL MODELLO DI CALCOLO	18
8.1	Descrizione del modello di calcolo	18
9	ANALISI DEI CARICHI.....	19
9.1	Carichi permanenti strutturali.....	19
9.1.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	19
9.2	Carichi permanenti non strutturali	19
9.2.1	Peso proprio del parapetto metallico (g2)	19
9.2.2	Spinta orizzontale dei terreni a tergo delle pareti verticali	20
9.2.3	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti	23
9.3	Carichi accidentali	25
9.3.1	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali	25
9.3.2	Carichi accidentali agenti sulla zattera di fondazione	27
9.4	Azione sismica	28
9.4.1	Azione inerziale delle masse	28
9.4.2	Sovrappinta dinamica dei terreni.....	30
9.4.3	Sovrappinta dinamica dell'acqua.....	31
10	COMBINAZIONI DI CARICO.....	33
10.1	Carichi elementari.....	33
10.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti.....	35
10.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	36
10.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche	37
10.5	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	38
10.6	Combinazione di carico sismiche.....	41
11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	43

11.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Involuppo max.....	43
11.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Involuppo min.....	46
11.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo – Involuppo max.....	49
11.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo – Involuppo min.....	52
11.5	Combinazione di carico sismiche – Involuppo max.....	55
11.6	Combinazione di carico sismiche – Involuppo min.....	58
12	VERIFICHE STRUTTURALI.....	61
12.1	Verifiche dei setti.....	61
12.1.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo.....	61
12.1.2	Sezione ed armatura di verifica.....	62
12.1.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura verticale.....	62
12.1.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura verticale.....	63
12.1.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura verticale.....	64
12.1.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Combinazione Quasi Permanente – Armatura verticale.....	65
12.1.7	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Combinazione frequente – Armatura verticale.....	66
12.1.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura verticale.....	67
12.1.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale.....	68
12.1.10	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale.....	69
12.1.11	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura longitudinale.....	70
12.1.12	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Combinazione Quasi Permanente – Armatura verticale.....	71
12.1.13	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Combinazione frequente – Armatura verticale.....	72
12.1.14	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura longitudinale.....	73
12.1.15	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	74
12.2	Verifiche zattera di fondazione.....	75
12.2.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo.....	75
12.2.2	Sezione ed armatura di verifica.....	76
12.2.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale.....	76
12.2.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale.....	77
12.2.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura longitudinale.....	78
12.2.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale.....	79
12.2.7	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Combinazione frequente – Armatura longitudinale.....	80
12.2.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura longitudinale.....	81

12.2.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura trasversale.....	82
12.2.10	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura trasversale.....	83
12.2.11	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura trasversale.....	84
12.2.12	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Combinazione Quasi Permanente – Armatura trasversale.....	85
12.2.13	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Combinazione frequente – Armatura trasversale.....	86
12.2.14	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura trasversale.....	87
12.2.15	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	88
13	INCIDENZA ARMATURA.....	90

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dei manufatti scatolari di ingresso e/o di uscita dei tombini nell'ambito del progetto definitivo: "S.S.45 – della Val Trebbia nel tratto Cernusca-Rivergaro".

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Tutti i manufatti all'interno del progetto presentano, in pianta, le medesime caratteristiche geometriche, mentre risultano si diversificano in funzione della loro altezza.

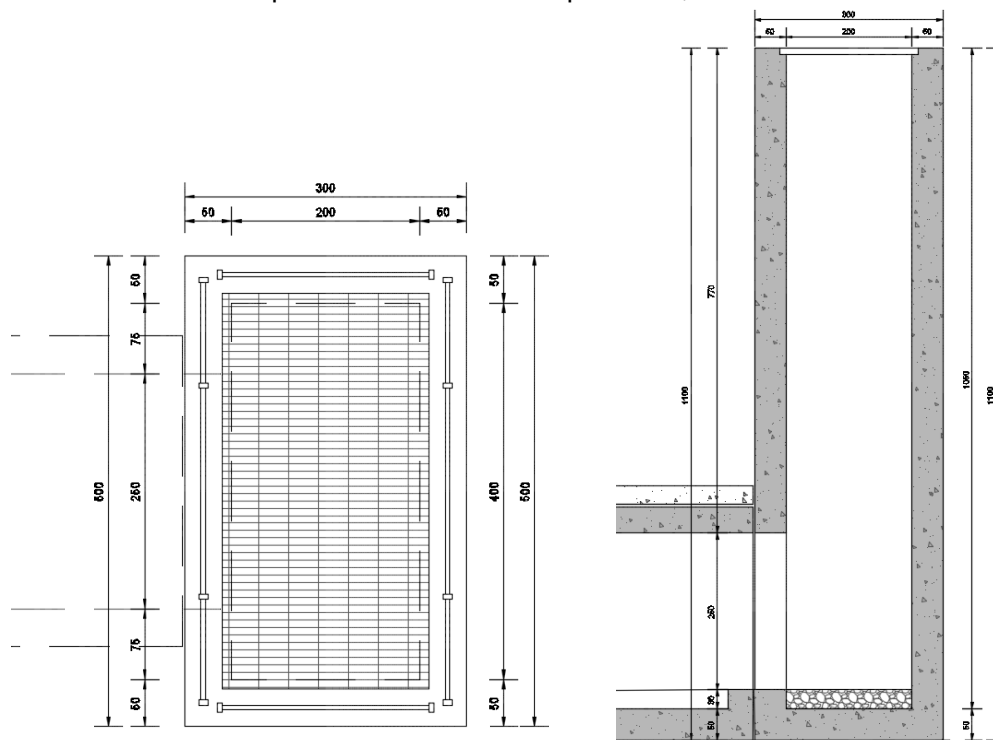
Si riporta nella tabella successiva, il riepilogo dei manufatti presenti nell'intero progetto.

WBS	ASSE	PROGR.	SEZIONE CANNA	MANUFATTO MONTE	H _{max}	MANUFATTO VALLE	H _{max}
			[cm]		[cm]		[cm]
TM01	01	0+848	250 x 250	POZZO	550	MURO	580
TM02	01	1+798	250 x 250	POZZO	600	MURO	580
TM03	02	0+070	250 x 250	POZZO	600	POZZO	490
TM04	02	0+605	250 x 250	POZZO	900	MURO	580
TM05	03	0+921	250 x 250	POZZO	650	MURO	580
TM06	03	1+171	250 x 250	POZZO	470	MURO	580
TM07	04	1+111	350 x 350	MURO	680	MURO	680
TM08	05	0+087	250 x 250	POZZO	900	MURO	580
TM09	05	0+663	250 x 250	POZZO	1000	MURO	580
TM10	06	0+164	250 x 250	POZZO	750	MURO	580
TM11	06	1+385	250 x 250	POZZO	1000	MURO	580
TM12	07	0+185	250 x 250	POZZO	1100	MURO	580
TM13	07	0+424	250 x 250	MURO	580	MURO	580
TM14	07	0+805	250 x 250	POZZO	700	MURO	580
TM15	07	1+113	250 x 250	POZZO	1100	MURO	580
TM16	07	1+159	250 x 250	POZZO	1100	MURO	580
TM18	R2-ROT3	0+224	250 x 250	MURO	580	MURO	580
TM19	R1-ROT7	0+056	250 x 250	MURO	580	MURO	580

Nella presente relazione saranno eseguiti il dimensionamento, le verifiche strutturali e geotecniche del manufatto che presenta la massima altezza pari a **H_{max}=11,00m**.

L'opera presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- spessore della soletta inferiore di 50 cm;
- superficie totale in pianta pari a 3,00 m x 5,00m = 15,00 m²;
- spessore dei setti perimetrali controterra pari a 50 cm;
- altezza massima dei setti perimetrali controterra pari a 11,00 m.



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 206-1:2006** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- **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: kN/m^2 , kN/m , 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 tutte le opere è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** e classe di esposizione **XF4, XC2, XA2** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	41,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,10	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2,17	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,45	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	36.049,97	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	32.811,24	[N/mm ²]

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 21/01/2019 si riporta di seguito il calcolo del copriferro minimo inteso come ricoprimento delle barre per la classe di esposizione più vincolante.

Classe di esposizione XF4

Per le opere di fondazione ed elevazione è previsto un copriferro minimo pari a **50mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **50mm**.

Definizione della 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	XF4
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Molto Aggressivo

Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
Classe minima Cmin	Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo
C35/45	Barre da c.a. elementi a p	C32/40
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	50 Anni	SI

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	40 mm
Tolleranza costruttiva	10 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	50 mm

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, i terreni di copertura, sono state distinte le seguenti unità geotecniche:

- a1b - Deposito di frana attiva per scivolamento
- a1d - Deposito di frana attiva per colamento di fango
- a1g - Deposito di frana attiva complessa
- a2b - Deposito di frana quiescente per scivolamento
- a2d - Deposito di frana quiescente per colamento di fango
- a2g - Deposito di frana quiescente complessa
- a3 - Deposito di versante s.l.
- Strato di alterazione del substrato in posto (Formazione APA)
- Strato di alterazione del substrato in posto (Formazione VLU2)
- Strato di alterazione del substrato in posto (Formazione VLU3)
- CMZ - Sintema di Costamezzana

Il substrato è stato invece distinto nelle seguenti unità litotecniche, corrispondenti alle unità geologiche cartografate.

- CPP – Complesso di Pietra Parcellara (da Argille a Palombini)
- VLU2 - Formazione della Val Luretta - membro di Monteventano
- VLU3 - Formazione della Val Luretta - membro di Genepreto

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle opere ed il terreno di fondazione corrispondente.

WBS	ASSE	PROGR.	UNITA' GEOTECNICA TERRENO DI FONDAZIONE	COPERTURA/SUBSTRATO	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
TM01	01	0+848,57	a2g	COPERTURA	18,74	30,89	27,34
TM02	01	1+798,20	a2g	COPERTURA	18,74	30,89	27,34
TM03	02	0+070,74	a2g	COPERTURA	18,74	30,89	27,34
TM04	02	0+605,38	VLU3	SUBSTRATO	19,39	28,24	29,75
TM05	03	0+921,78	VLU3	SUBSTRATO	19,39	28,24	29,75
TM06	03	1+171,14	a2g	COPERTURA	18,74	30,89	27,34
TM07	04	1+111,97	VLU3	SUBSTRATO	19,39	28,24	29,75
TM08	05	0+124,01	VLU3	COPERTURA	19,33	29,50	30,36
TM09	05	0+663,46	VLU3	COPERTURA	19,33	29,50	30,36
TM10	06	0+164,34	VLU3	COPERTURA	19,33	29,50	30,36
TM11	06	1+385,66	a2g	COPERTURA	18,74	30,89	27,34
TM12	07	0+185,27	VLU2	SUBSTRATO	19,17	26,56	30,33
TM13	07	0+424,04	a2g	COPERTURA	18,74	30,89	27,34
TM14	07	0+805,79	VLU2	SUBSTRATO	19,17	26,56	30,33
TM15	07	1+113,73	VLU2	COPERTURA	19,33	31,41	24,72
TM16	07	1+159,46	VLU2	COPERTURA	19,33	31,41	24,72
TM17	08	0+178,18	a1b	COPERTURA	19,59	33,15	18,25
TM18	R2-ROT3	0+288,89	VLU3	COPERTURA	18,90	29,50	30,36
TM19	R1-ROT7	0+026,66	VLU2	COPERTURA	19,33	31,41	24,72

A favore di sicurezza i calcoli e le verifiche sono stati effettuati considerando il terreno di fondazione di tipo **VLU2 (SUBSTRATO)**:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 19,17 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 26,56^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 30,33 \text{ kN/m}^2$

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: $\varphi = 37,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

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 dei Comuni di Cernusca e Rivergaro siti nella provincia di Piacenza.

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

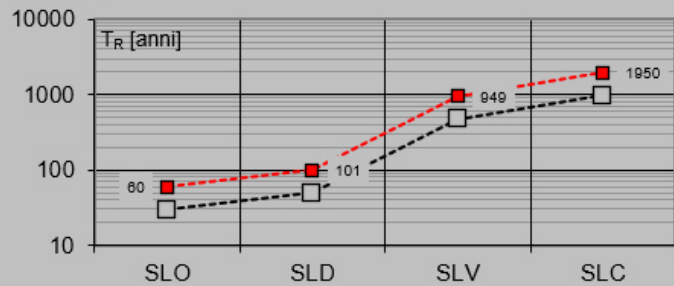
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

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

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	0,047	2,527	0,240
SLD	101	0,057	2,551	0,259
SLV	949	0,131	2,487	0,295
SLC	1950	0,165	2,492	0,299

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 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 medianamente addensati o terreni a grana fina medianamente 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 $S_s = 1,500$ $C_C = 1,571$ 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) $\xi = 5$ $\eta = 1,000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) $q_0 = 1$ Regol. in altezza sì info

Compon. verticale

Spettro di progetto $q_v = 1$ $\eta = 1,000$ 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	0,131 g
F_0	2,487
T_C	0,295 s
S_s	1,500
C_c	1,571
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,154 s
T_C	0,463 s
T_D	2,124 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

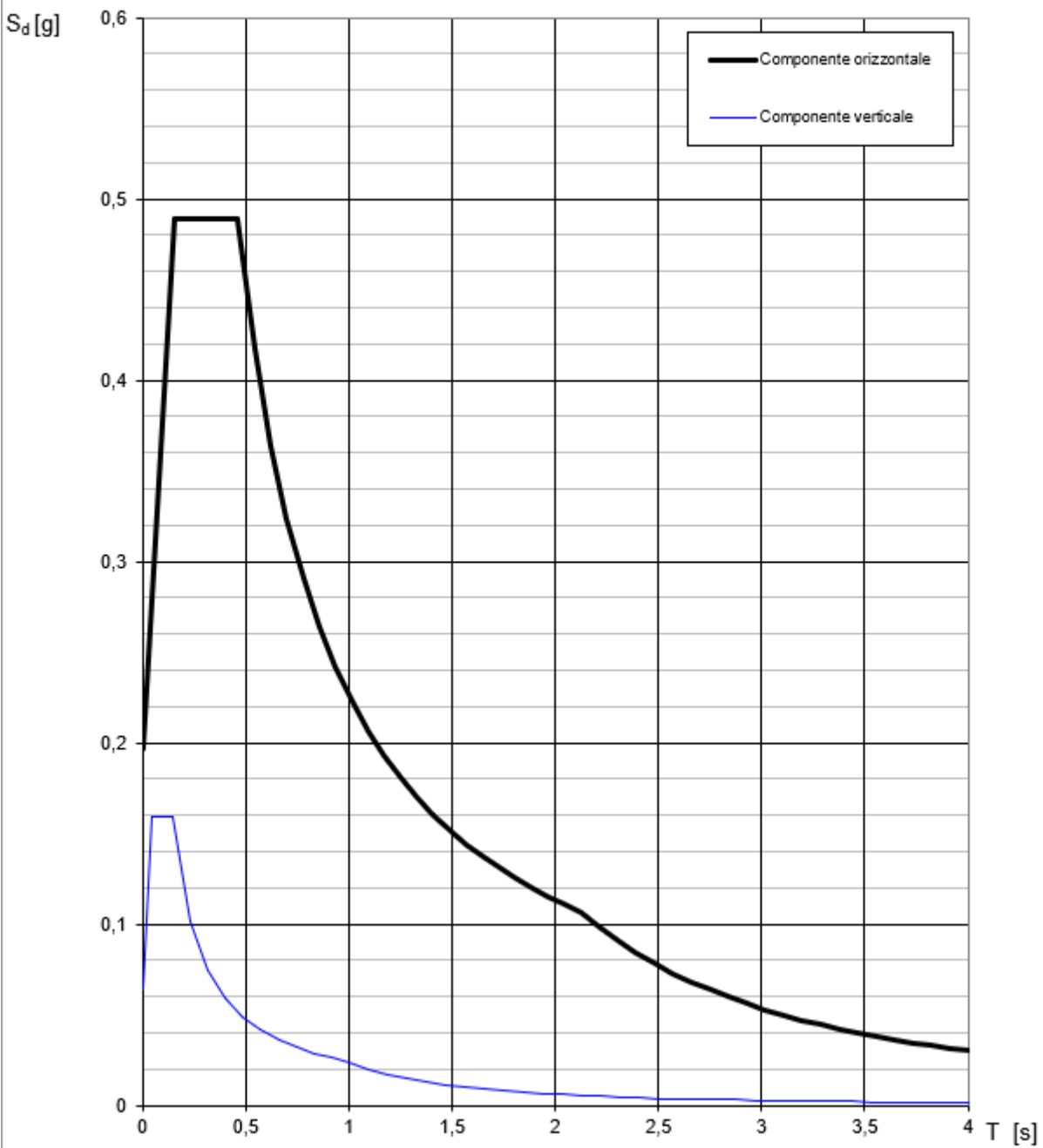
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,197
T_B	0,154	0,489
T_C	0,463	0,489
	0,542	0,418
	0,621	0,364
	0,700	0,323
	0,779	0,290
	0,859	0,264
	0,938	0,241
	1,017	0,223
	1,096	0,207
	1,175	0,193
	1,254	0,181
	1,333	0,170
	1,412	0,160
	1,491	0,152
	1,570	0,144
	1,650	0,137
	1,729	0,131
	1,808	0,125
	1,887	0,120
	1,966	0,115
	2,045	0,111
T_D	2,124	0,107
	2,213	0,098
	2,303	0,091
	2,392	0,084
	2,481	0,078
	2,571	0,073
	2,660	0,068
	2,749	0,064
	2,839	0,060
	2,928	0,056
	3,017	0,053
	3,107	0,050
	3,196	0,047
	3,285	0,045
	3,375	0,042
	3,464	0,040
	3,553	0,038
	3,643	0,036
	3,732	0,035
	3,821	0,033
	3,911	0,031
	4,000	0,030

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

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



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:

$$a_{\max} = S \cdot a_g / g = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 1,50 \cdot 1,00 \cdot 0,131 = 0,197$$

- g → accelerazione di gravità

Il manufatto può essere considerato come non 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 opere impedite di traslare e ruotare.

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

$$K_h = 0,197$$

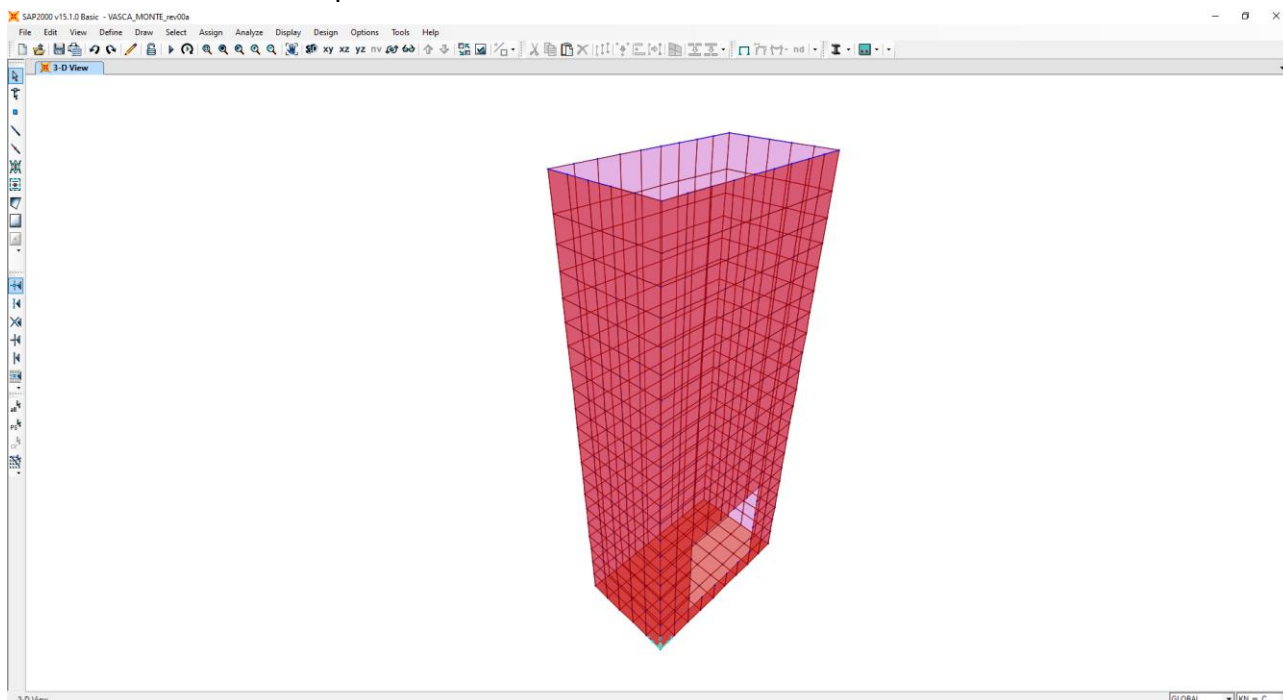
$$K_v = 0,0985$$

8 IL MODELLO DI CALCOLO

8.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la determinazione delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali è stato pertanto realizzato un apposito modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1 (Computers&Structures, Inc).

Gli elementi strutturali, quali platea di fondazione e setti verticali, sono stati modellati mediante elementi bidimensionali tipo "shell".



L'interazione terreno – struttura è schematizzata mediante apposite molle di opportuna rigidità. In particolare, in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, è stata considerata una schematizzazione alla Winkler considerando un coefficiente di sottofondo verticale $k_{s,v} = 4.500,00 \text{ kN/m}^3$. Il coefficiente di sottofondo orizzontale è stato assunto pari al 50% del coefficiente di sottofondo verticale $k_{s,h} = 2.250,00 \text{ kN/m}^3$.

9 ANALISI DEI CARICHI

9.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

9.1.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,00 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio degli elementi strutturali è assegnato automaticamente dal software di calcolo agli elementi finiti sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche dei materiali assegnate ai singoli elementi (shell).

Tale carico nel modello è definitivo come "g1"

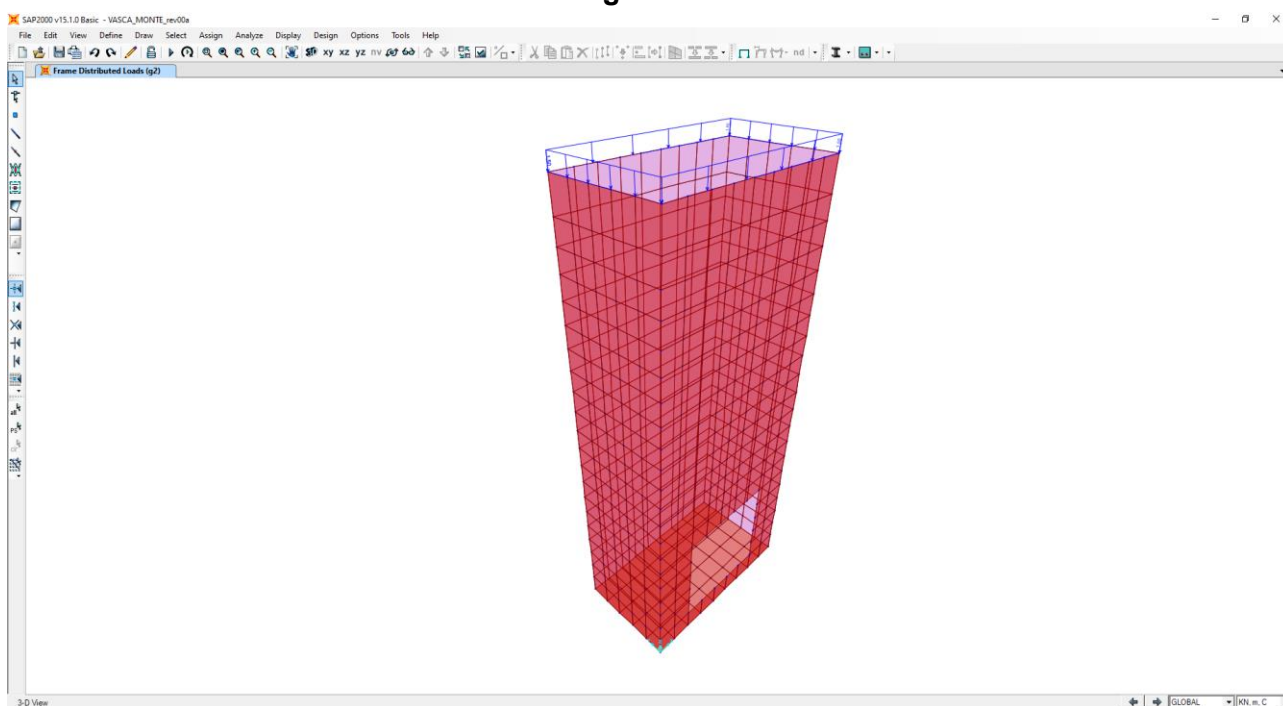
9.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

9.2.1 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO METALLICO (G2)

Il peso per unità di lunghezza del parapetto metallico è assunto pari a:

$$p_{\text{parapetto}} = 1,50 \text{ kN/m}$$

Tale carico nel modello è definitivo come "g2".



Nel modello il carico viene distribuito in maniera automatica sugli elementi monodimensionali mediante degli elementi "beam" aventi caratteristiche meccaniche ed inerziali nulle.

Gli elementi "beam" così definiti non influiranno in alcun modo sui risultati delle analisi ed avranno come unico scopo quello di ripartire i carichi fra gli elementi di contorno.

9.2.2 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI A TERGO DELLE PARETI VERTICALI

La spinta del terreno sulle pareti laterali dell'opera è stata calcolata mediante la seguente relazione:

$$S_i = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k \cdot H^2$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno
- k è il coefficiente di spinta del terreno
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno

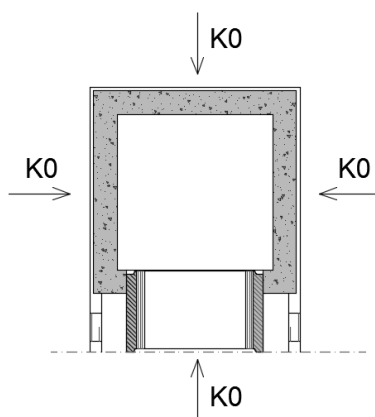
Per la valutazione della spinta dei terreni sulle pareti verticali è stata considerata la condizione di terreno a riposo.

In tale condizione viene assunto per la determinazione della spinta il coefficiente di spinta a riposo k_0 , calcolato mediante la seguente relazione:

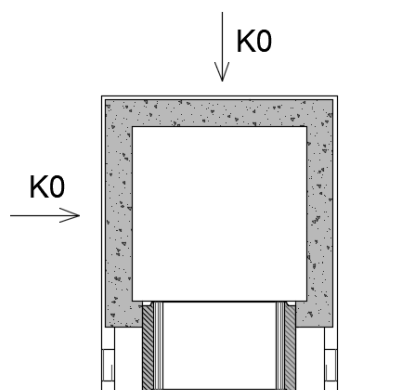
$$k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi)$$

Verranno considerate due differenti combinazioni di spinta:

1. Condizione di riposo del terreno su tutti i lati della vasca (massimizzazione dei tagli sui setti e dell'azione normale di compressione sulle travi superiori).



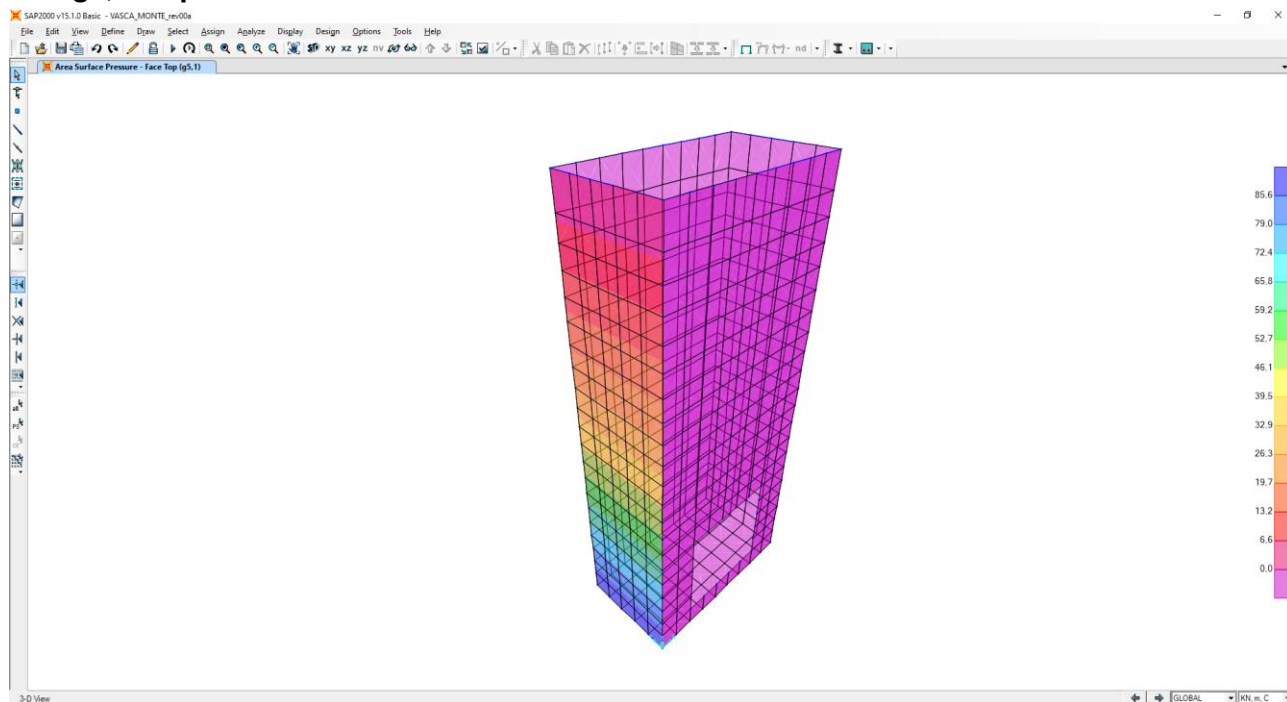
Condizione di riposo del terreno a sinistra e a monte della vasca a seguito di una possibile assenza del terreno sul lato di valle.



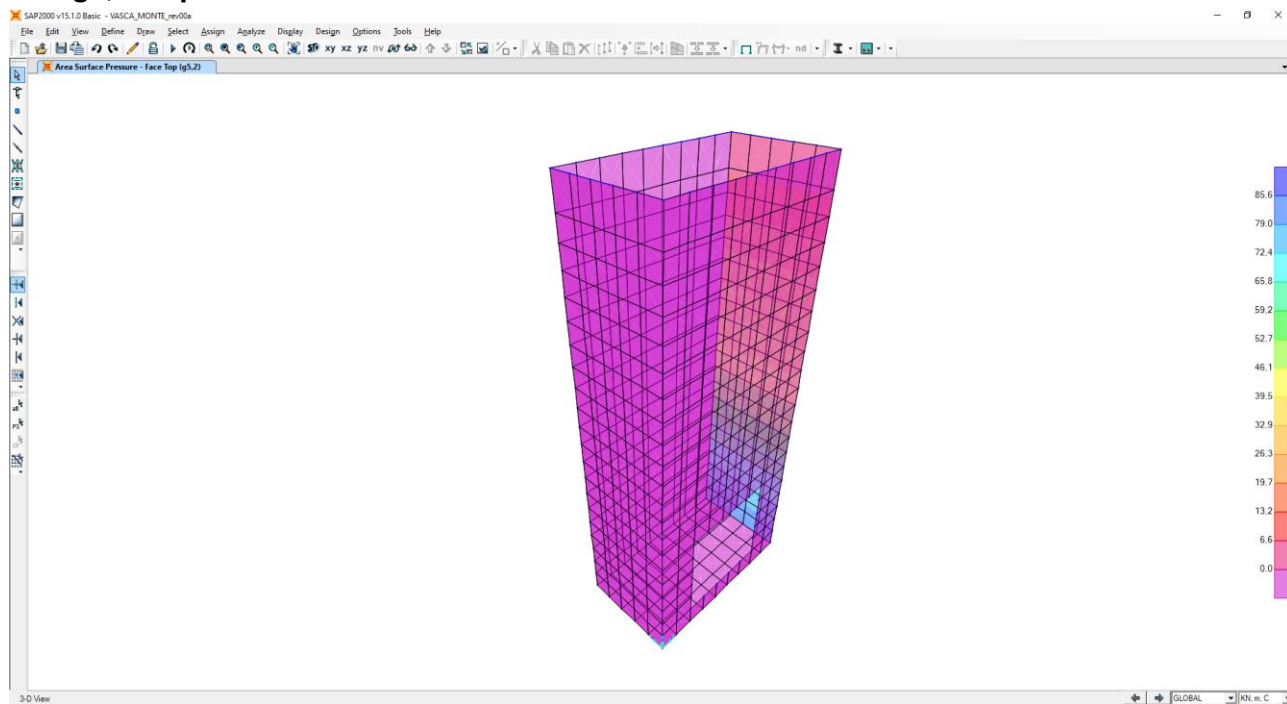
Tale carico è calcolato con riferimento alle dimensioni degli elementi del modello (elementi bidimensionali shell).

Tali carichi nel modello sono definiti come segue:

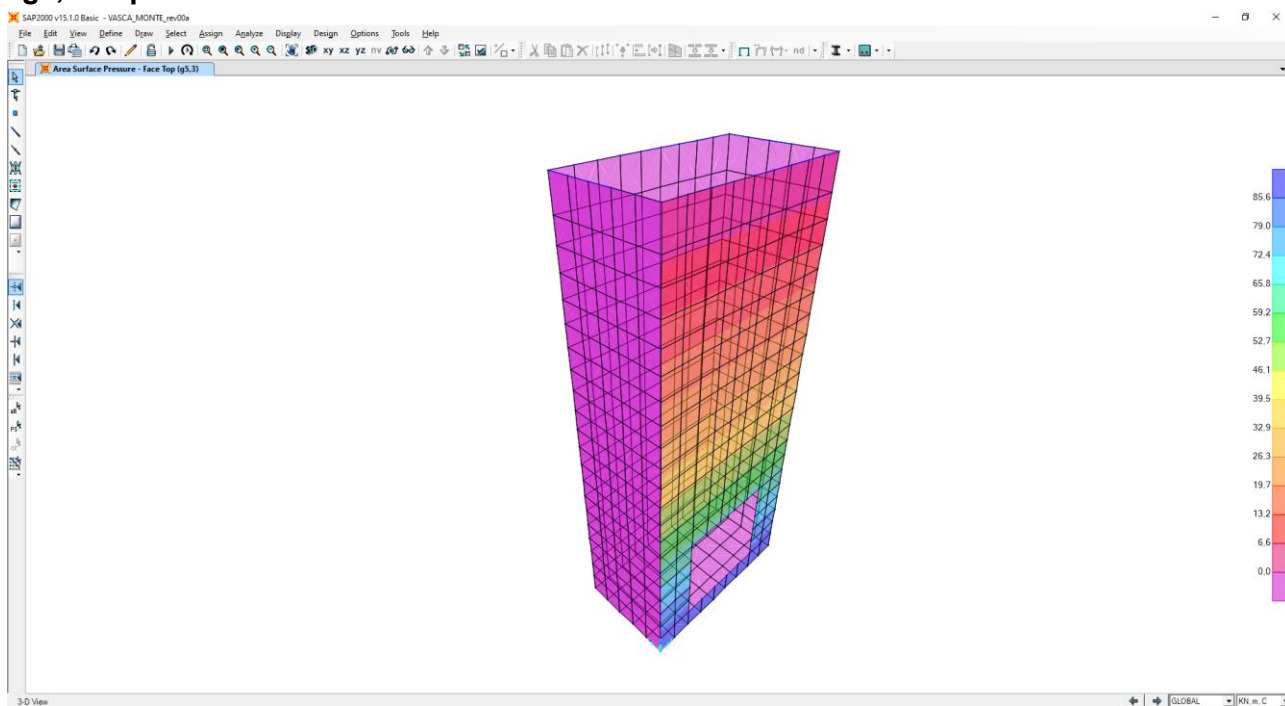
- **“g5,1”- spinta dei terreni lato destro**



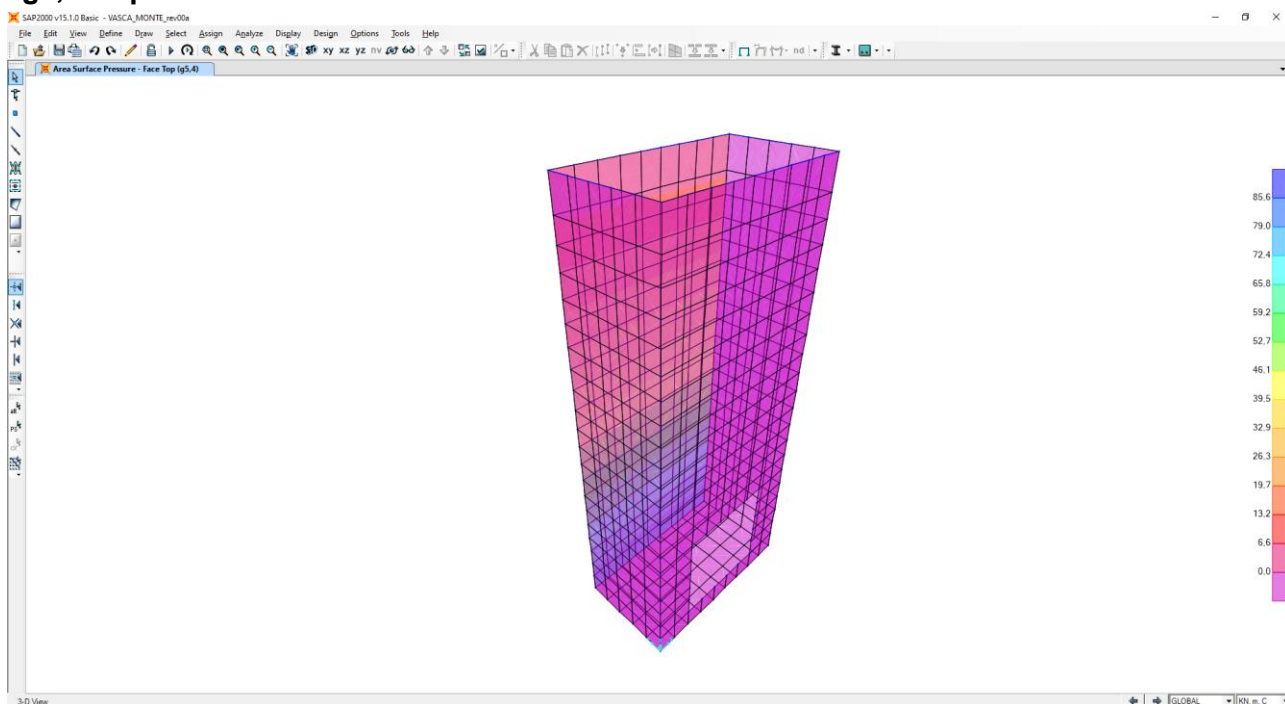
- **“g5,2”- spinta dei terreni lato sinistro**



“g5,3”- spinta dei terreni lato valle



“g5,4”- spinta lato dei terreni monte



9.2.3 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI PERMANENTI

La spinta dovuta ai sovraccarichi permanenti viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cp} = p \cdot k \cdot H$$

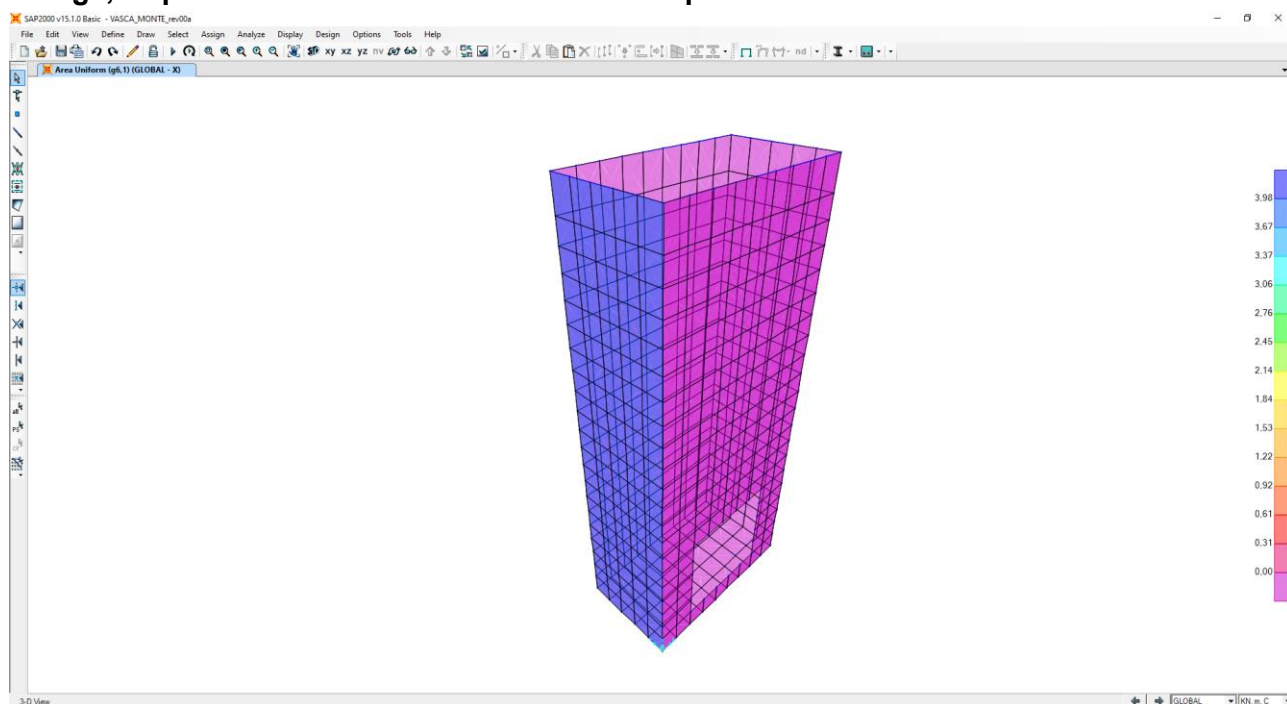
dove:

- p è l'entità del sovraccarico permanente agente (peso del terreno posto a tergo delle pareti perimetrali, della pavimentazione e del rilevato per il setto lato strada);
- k è il coefficiente di spinta del terreno definito al paragrafo precedente.

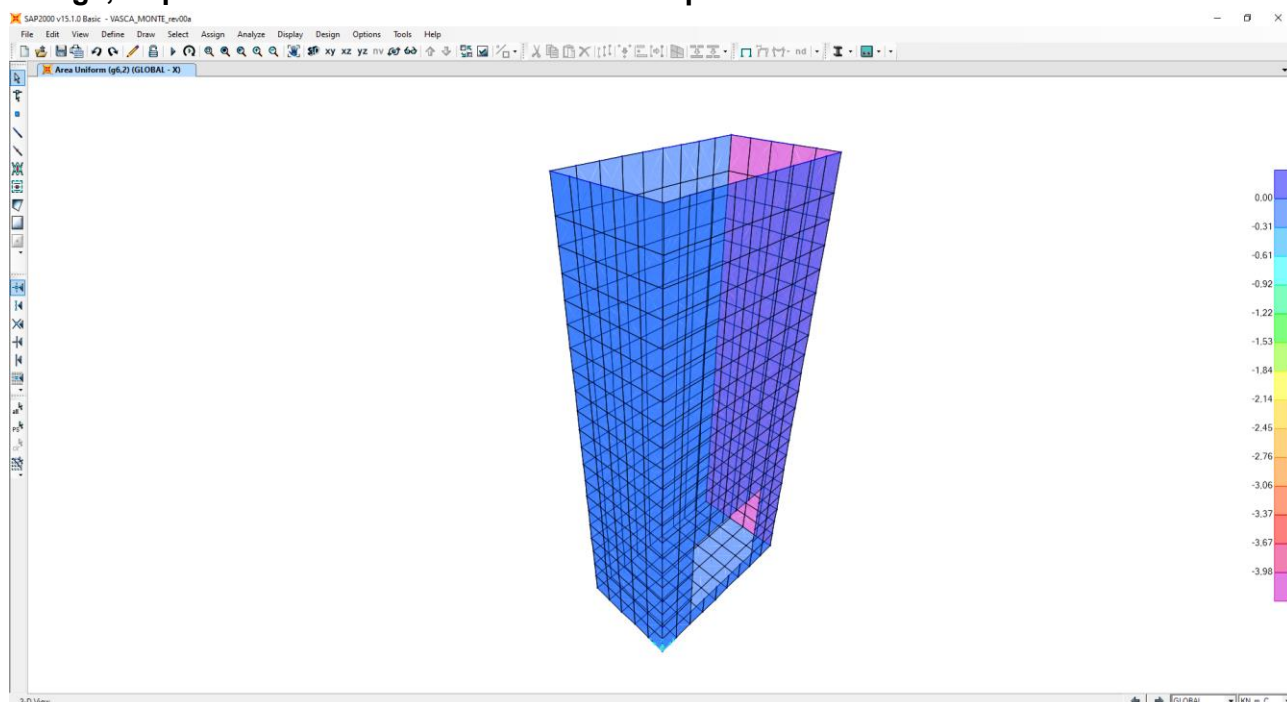
Il valore del sovraccarico in via generale assente, è stato fissato arbitrariamente a vantaggio di sicurezza pari a **10 kN/m²**

Tali carichi nel modello sono definiti come segue:

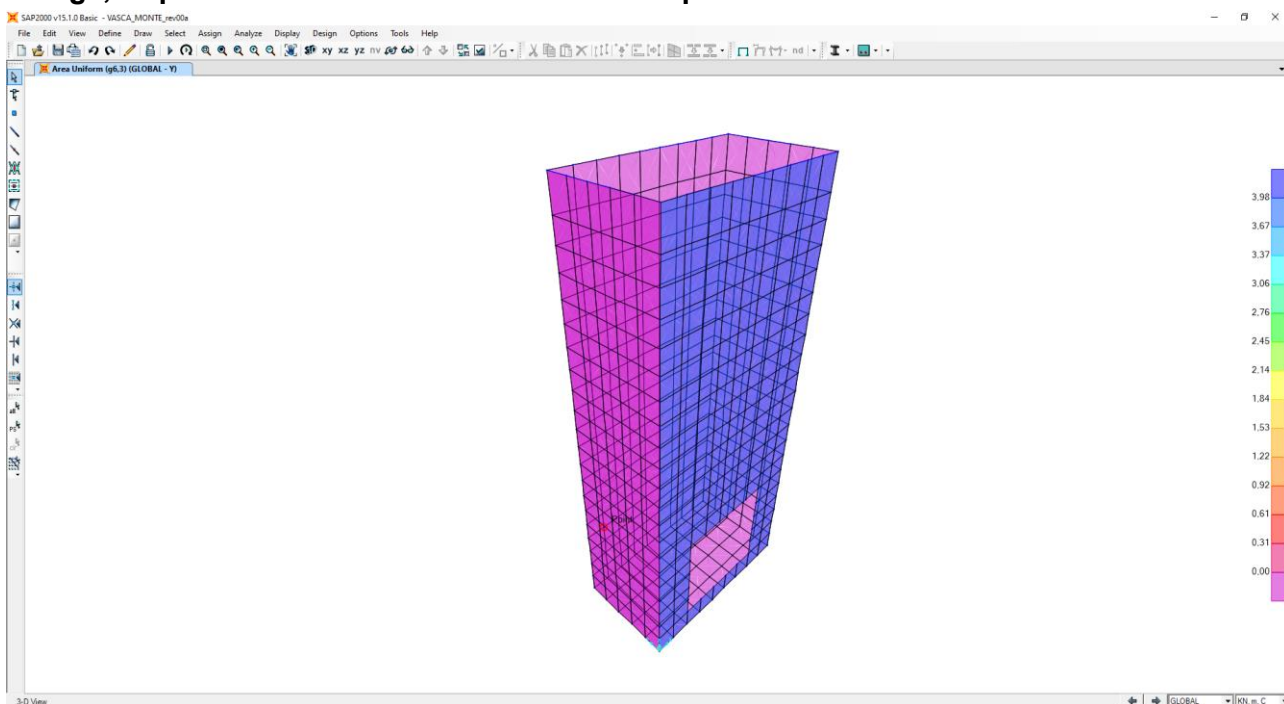
- **“g6,1” spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato destro.**



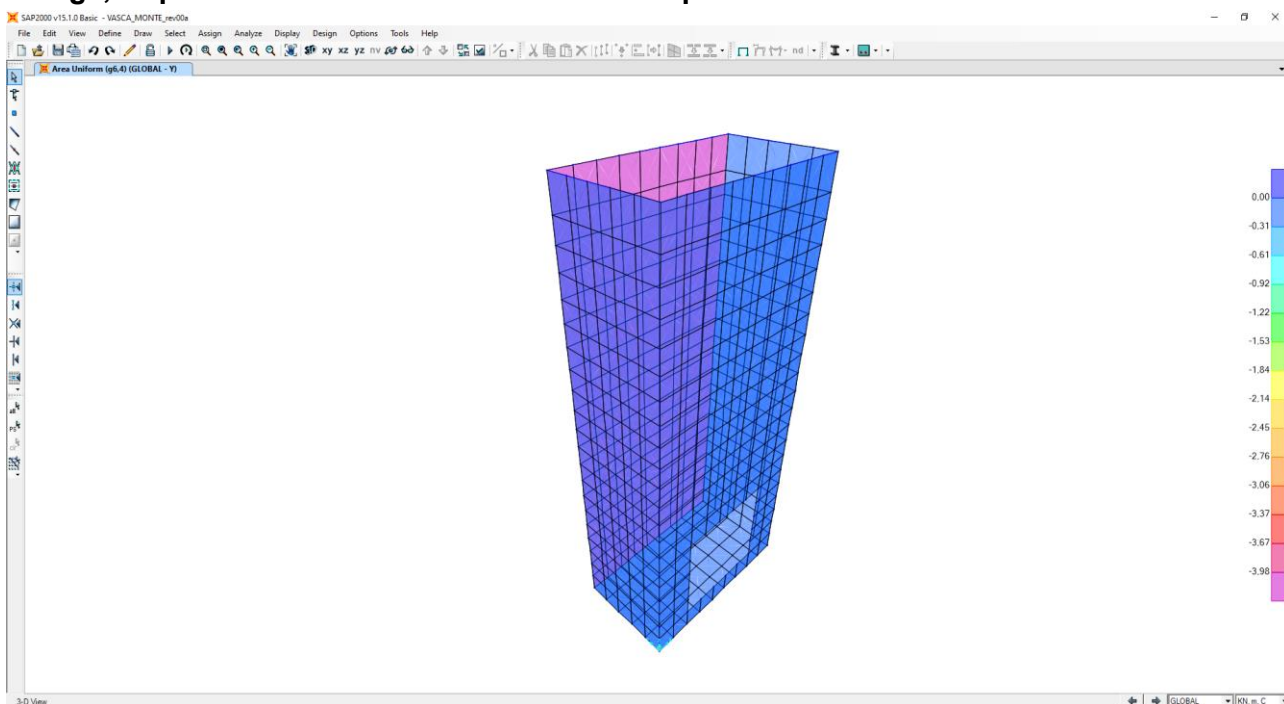
- **“g6,2” spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato sinistro.**



- “g6,3” spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato valle.



- “g6,4” spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato monte.



Nota Bene: l'azione della spinta è applicata nel modello alla stregua di quanto già fatto per le spinte del terreno. L'output del modello, in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti, è quindi di tipo asimmetrico. L'armatura è stata dimensionata doppia e simmetrica per ciascuna sezione e in maniera uguale e costante per tutte le pareti verticali. Le verifiche sono state pertanto condotte esclusivamente in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

9.3 CARICHI ACCIDENTALI

9.3.1 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

La spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cq} = q \cdot k$$

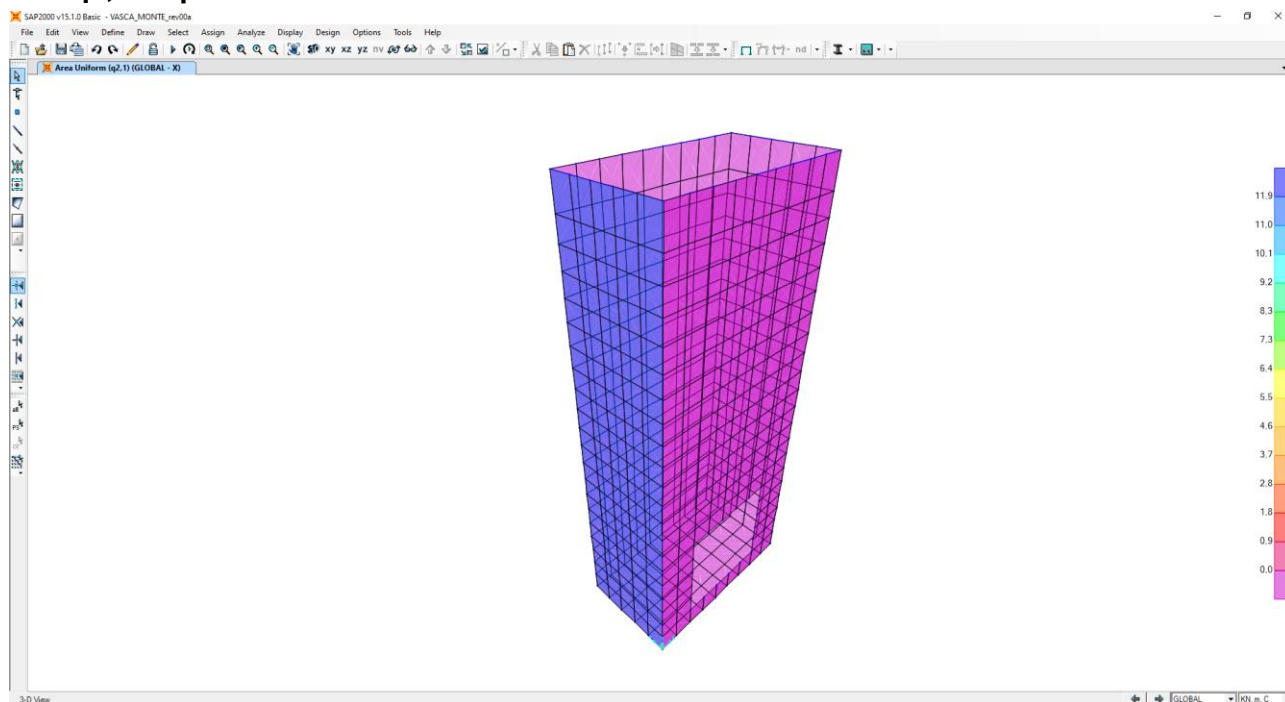
dove:

- q è l'entità del sovraccarico accidentale agente posto pari a **30,00 kN/m²**;
- k è il coefficiente di spinta del terreno.

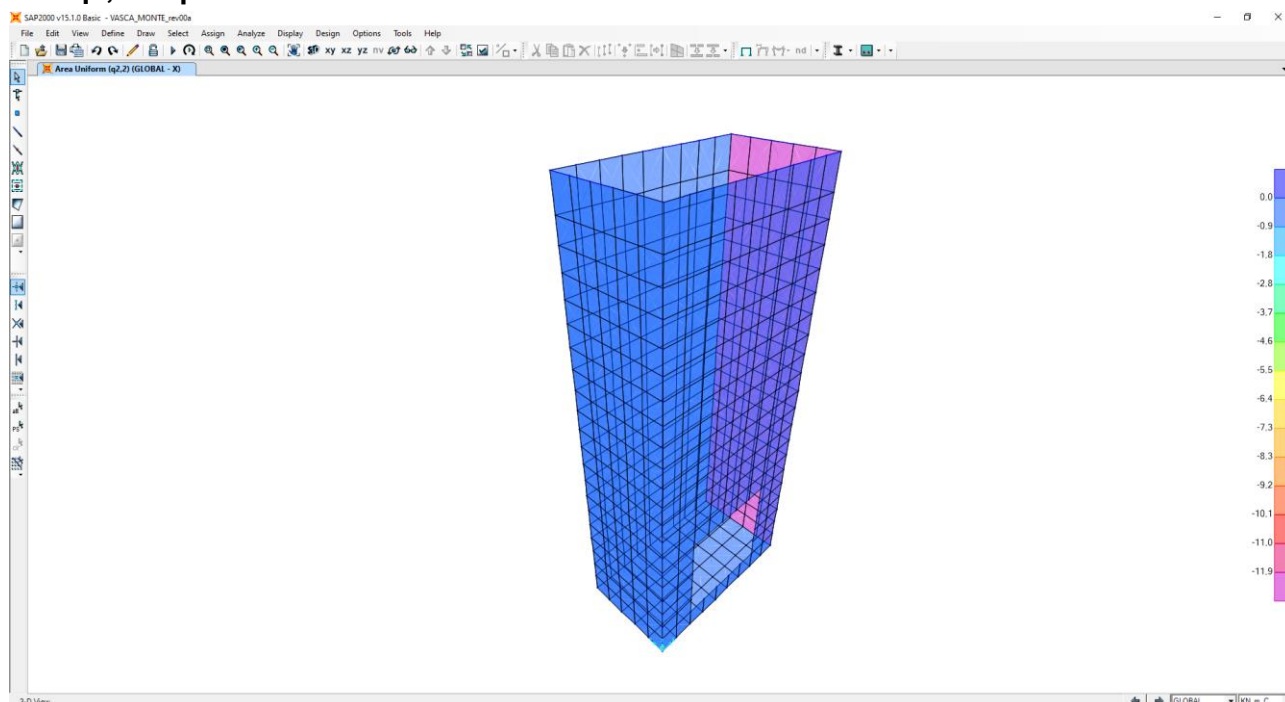
Il coefficiente di spinta è assunto pari a quello delle condizioni a riposo (k0)

Tale carico nel modello è definito come segue:

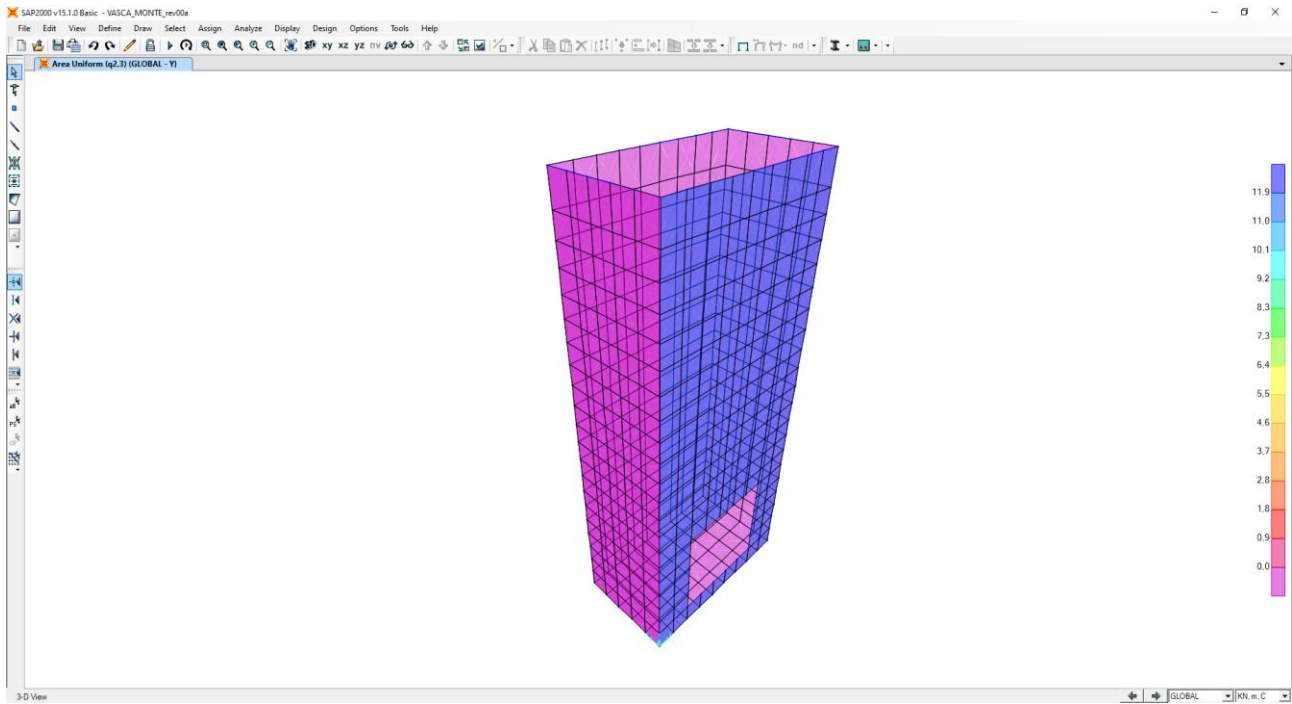
- **“q2,1”- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato destro.**



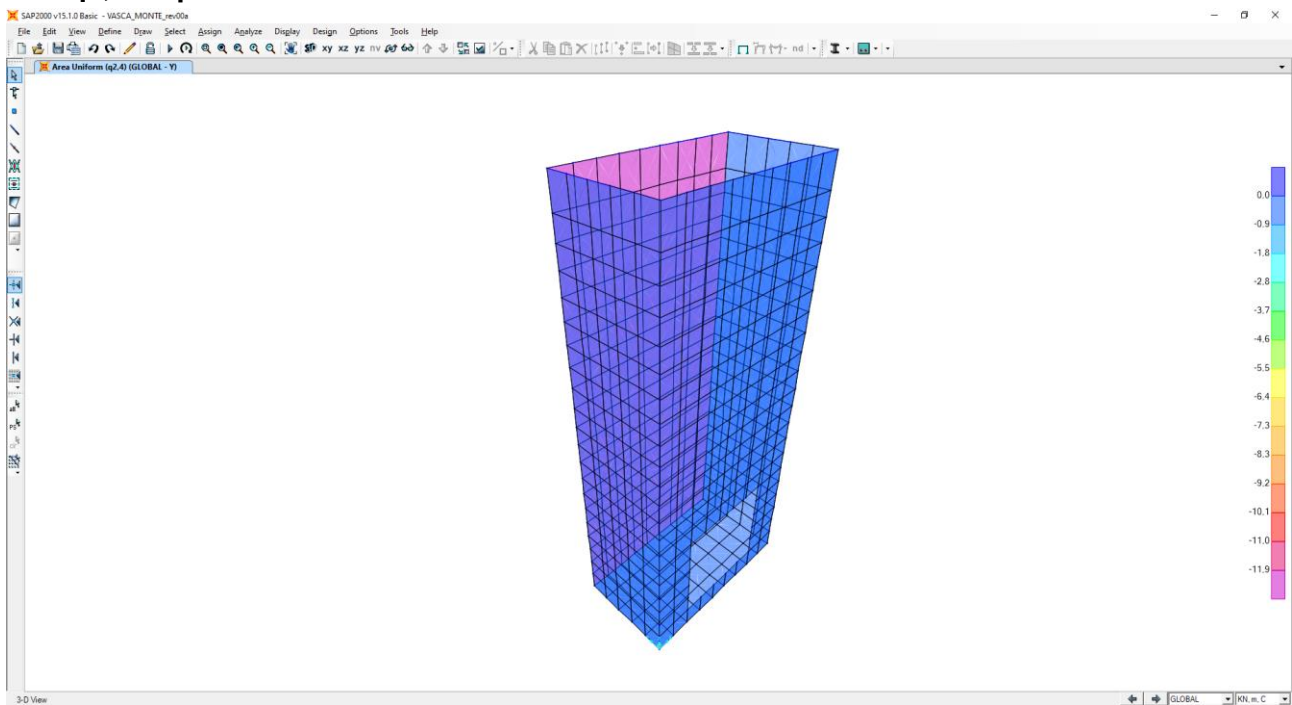
- **“q2,2”- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato sinistro.**



• “q2,3”- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato valle.



• “q2,4”- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato monte.

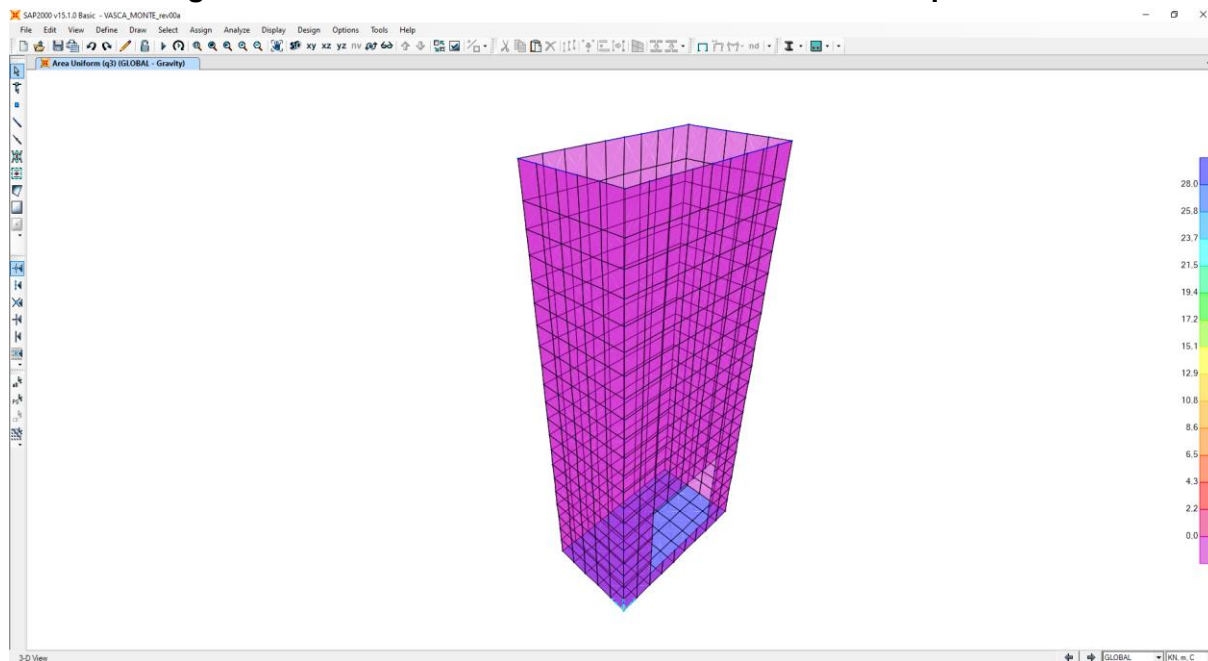


9.3.2 CARICHI ACCIDENTALI AGENTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

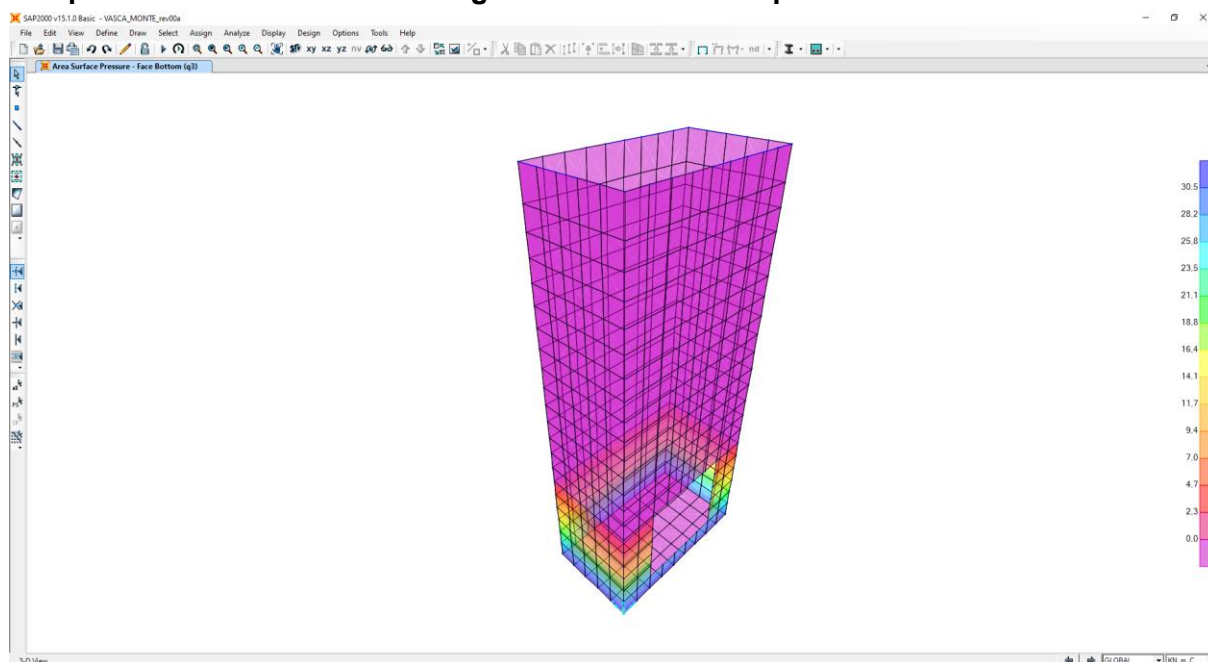
Per la vasca in esame il carico accidentale che può gravare sulla fondazione è rappresentato dal carico idraulico. L'altezza massima di riempimento dell'acqua è stata assunta pari a 2,80m che è l'altezza massima del tombino. È stato considerato un peso per unità di volume dell'acqua pari a $\gamma_{acqua}=10,00\text{kN/m}^3$.

Ovviamente l'eventuale presenza di acqua all'interno della vasca genera altresì una spinta laterale contro le pareti dovuta alla pressione idrostatica dell'acqua, la quale contrasta la spinta delle terre (discordanza di segno tra le due azioni).

Il carico che grava sulla fondazione nel modello è definito come "q3".



Le spinte laterali nel modello vengono definite come "q3".



Sono state considerate due configurazioni differenti:

- CONDIZIONE 1 → vasca vuota (massimizzazione delle azioni flettenti sulle pareti verticali)
- CONDIZIONE 2 → vasca piena fino alla quota di sfioro (massimizzazione delle azioni verticali sulla zattera di fondazione)

9.4 AZIONE SISMICA

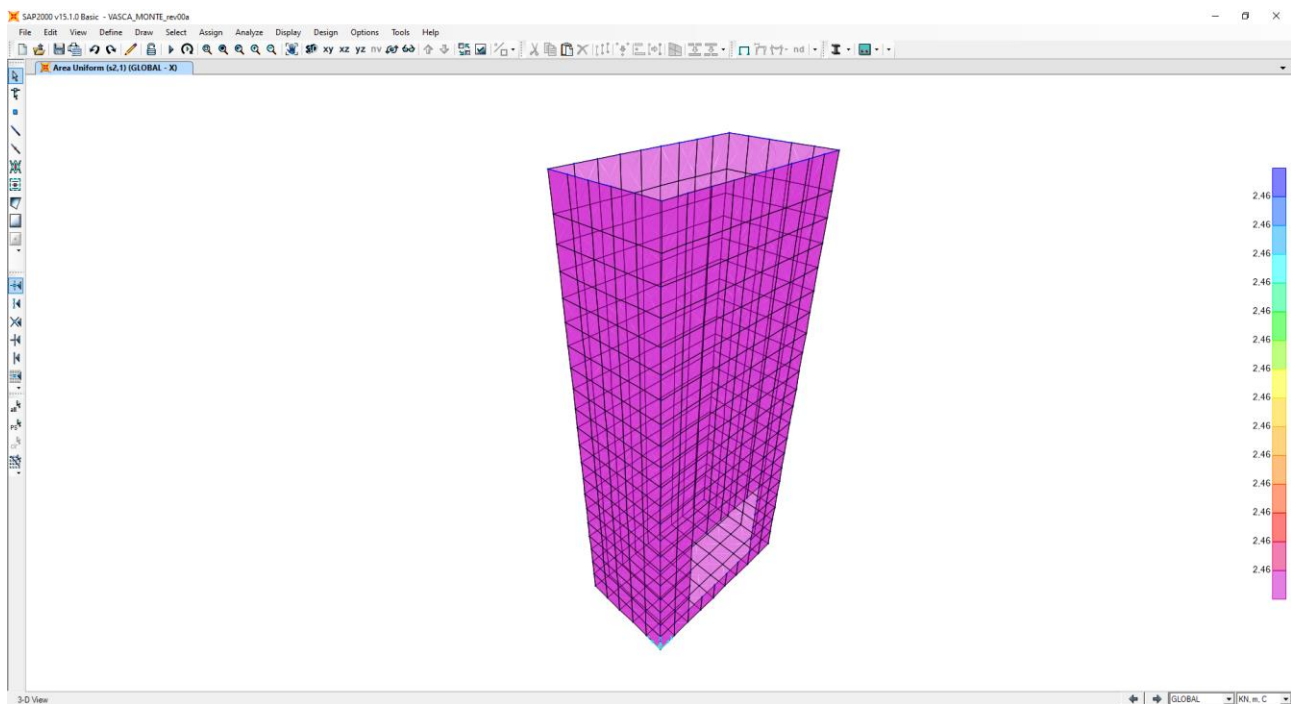
Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6. e conformemente alle previsioni di cui al punto 5.1.3.6 della norma vigente. In particolare conformemente a questo ultimo paragrafo (5.1.3.6), trattandosi di un'opera secondario ed essendo la stessa inserita in un contesto non urbano ad intenso traffico, all'interno delle masse sismiche non sono stati considerati i carichi da traffico.

9.4.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

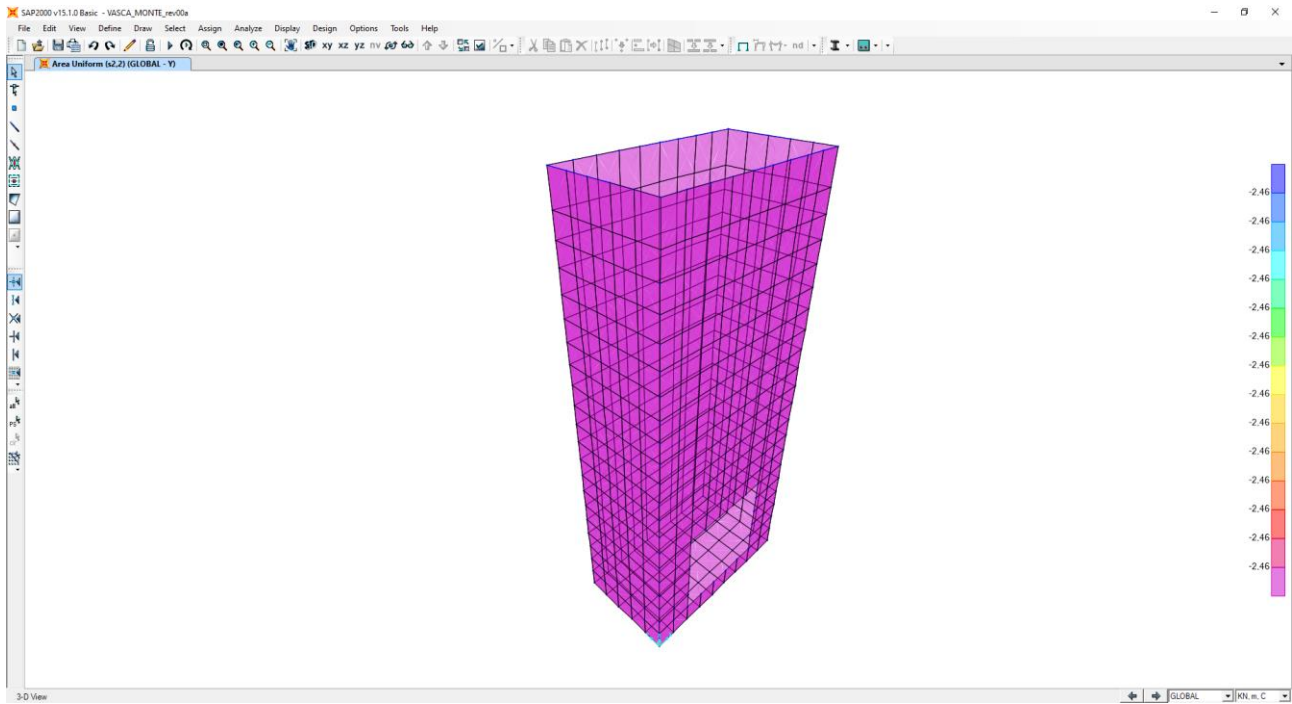
Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali sono state valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h (pari alla PGA) e verticale k_v .

Tali azioni nel modello sono definite come segue:

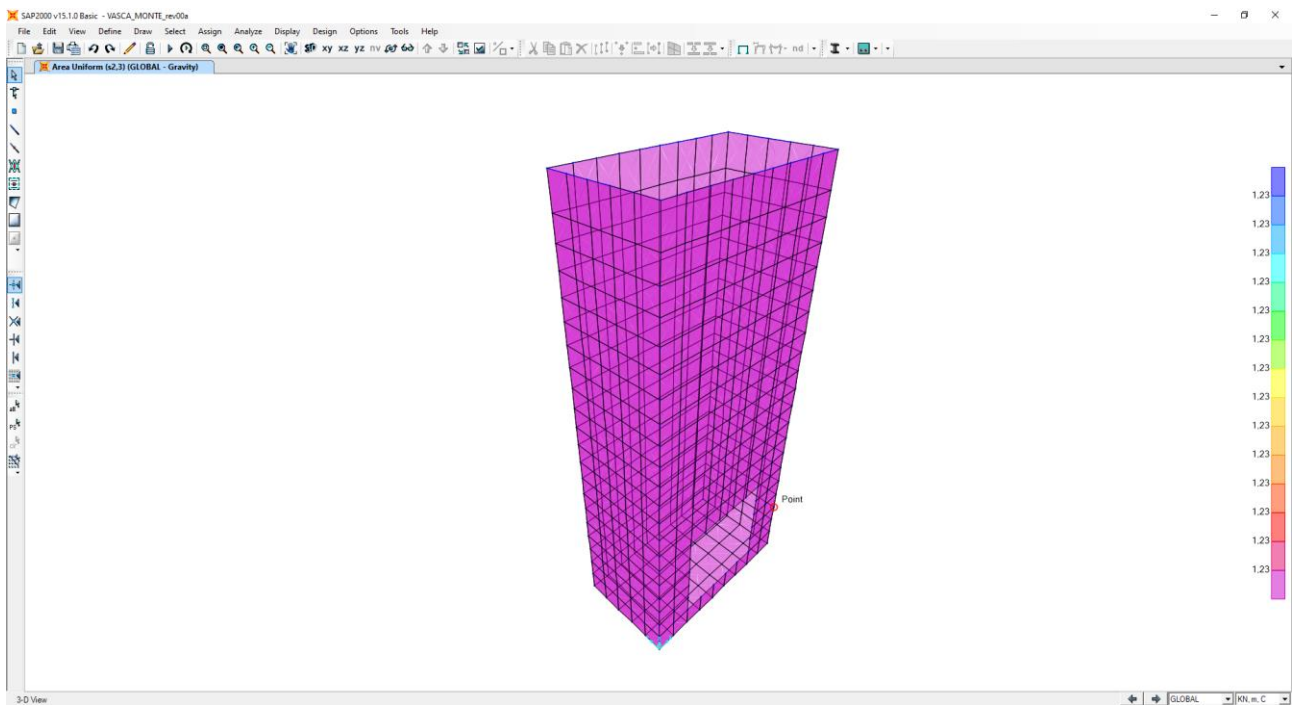
- **"s2.1" inerzia elementi strutturali in direzione trasversale.**



- “s2.2” inerzia elementi strutturali in direzione longitudinale.



- “s2.3” inerzia elementi strutturali in direzione verticale.



Nota Bene: l'azione sismica è applicata nel modello alla stregua di quanto già fatto per le spinte del terreno e delle spinte dovute ai carichi accidentali. L'output del modello, in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti, è quindi di tipo asimmetrico. L'armatura è ovviamente stata progettata in maniera doppia e simmetrica e le verifiche sono state condotte in corrispondenza dei valori massimi (in valore assoluto).

9.4.2 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

L'azione di spinta attiva dei terreni in fase sismica (sovraspinta dinamica) viene valutata mediante la relazione di Wood:

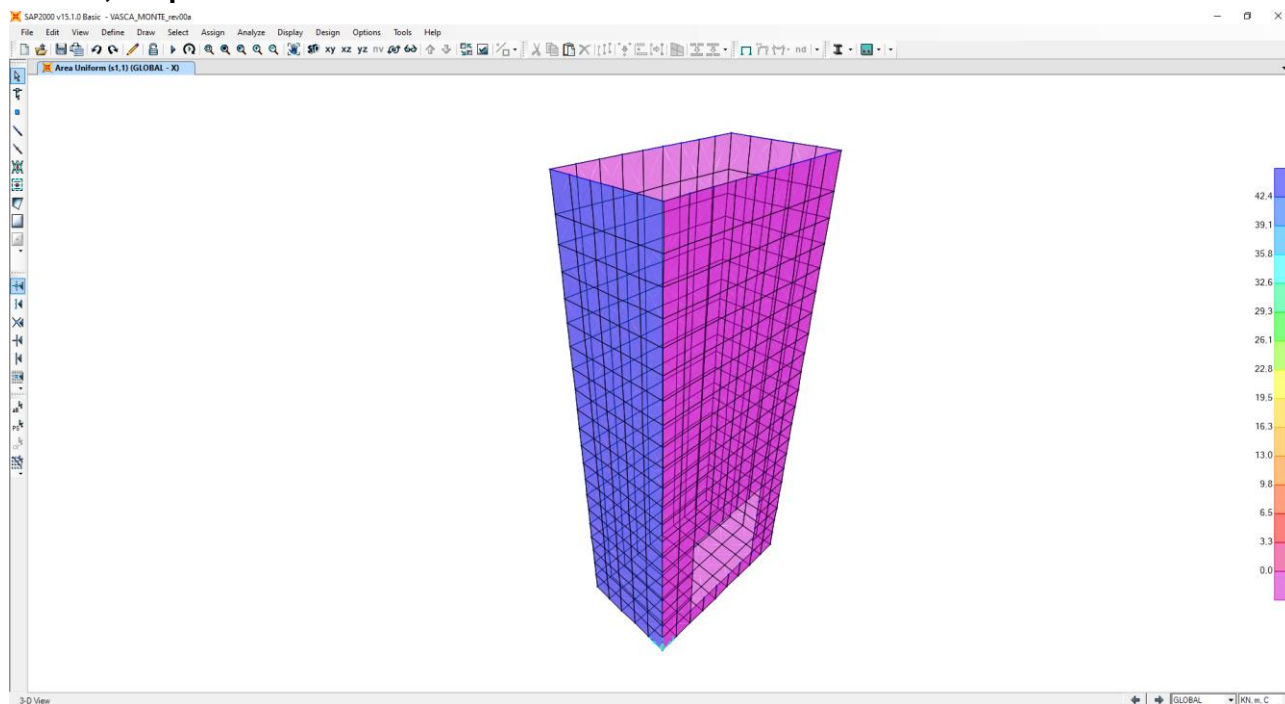
$$\Delta P = \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H^2$$

dove:

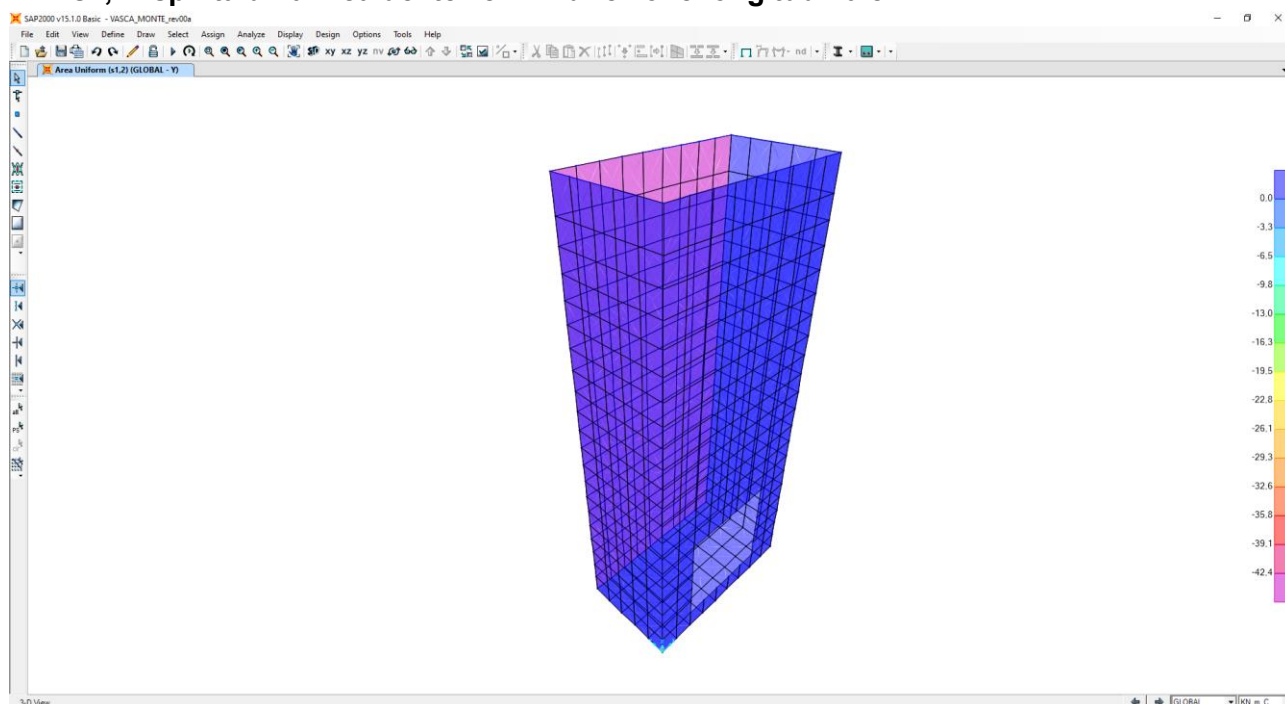
- γ è il peso per unità di volume del terreno;
- H è l'altezza della struttura soggetta alla spinta del terreno.

Tale azione nel modello è definita come segue:

- **“s1,1” spinta dinamica dei terreni in direzione trasversale.**



- **“s1,2” spinta dinamica dei terreni in direzione longitudinale.**



Nota Bene: l'azione sismica è applicata nel modello alla stregua di quanto già fatto per le spinte del terreno e delle spinte dovute ai carichi accidentali. L'output del modello, in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti, è quindi di tipo asimmetrico. L'armatura è ovviamente stata progettata in maniera doppia e simmetrica e le verifiche sono state condotte in corrispondenza dei valori massimi (in valore assoluto).

9.4.3 SOVRASPINTA DINAMICA DELL'ACQUA

L'azione di spinta dinamica dell'acqua in fase sismica viene valutata mediante la relazione di Westergaard. L'incremento di pressione agente sul singolo elemento è dato dalla seguente relazione:

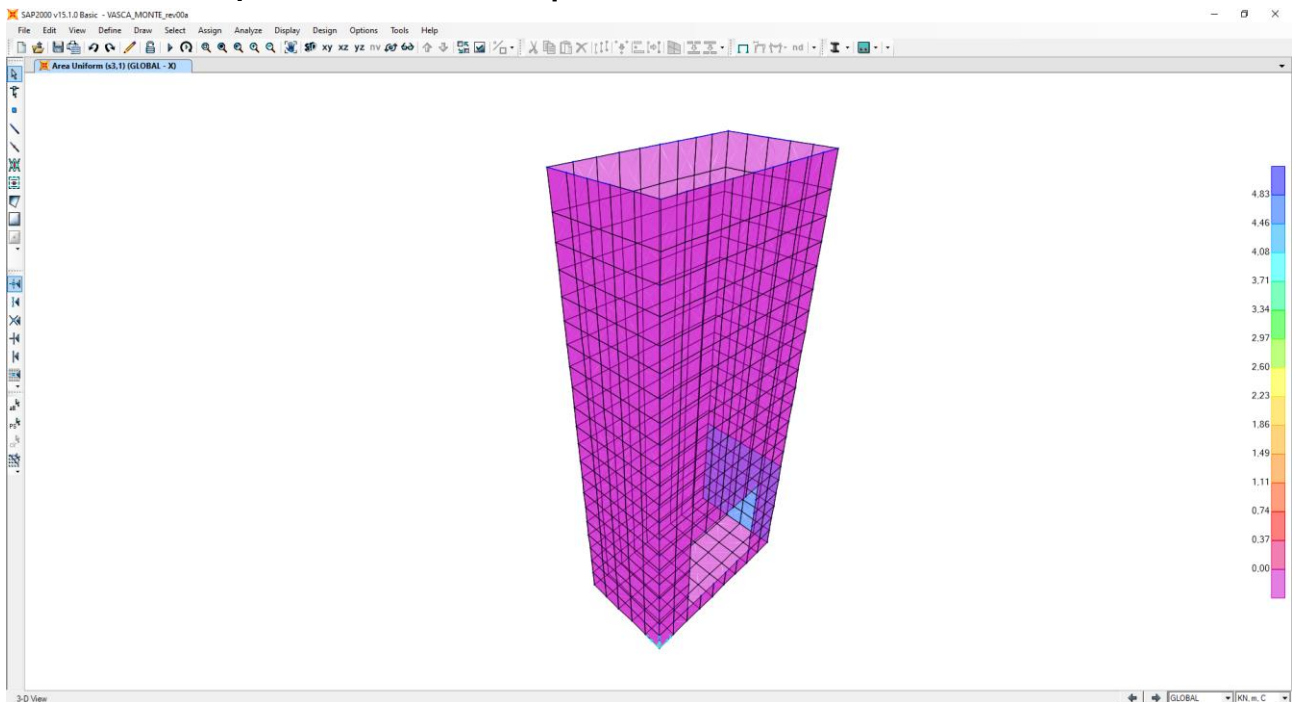
$$P = \frac{7}{8} \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H$$

dove:

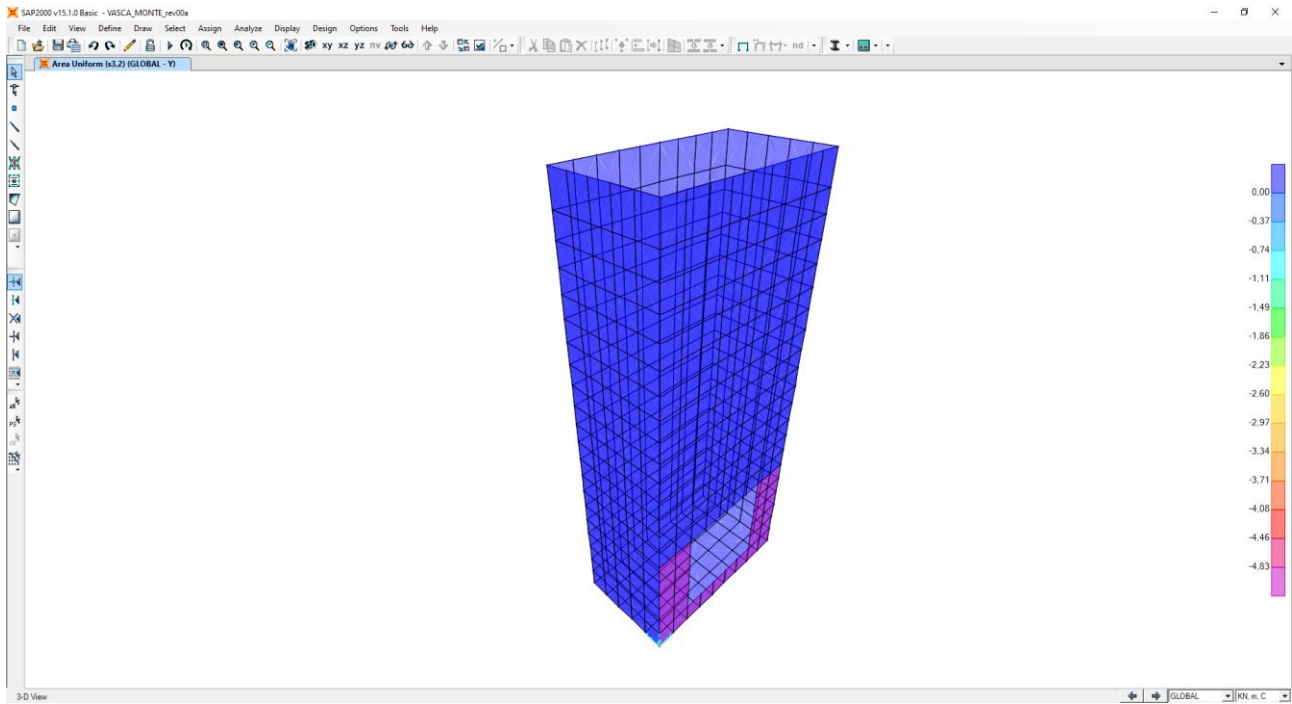
- γ è il peso per unità di volume del terreno;
- H è l'altezza della struttura soggetta alla spinta dell'acqua;

Tale azione nel modello è definita come segue:

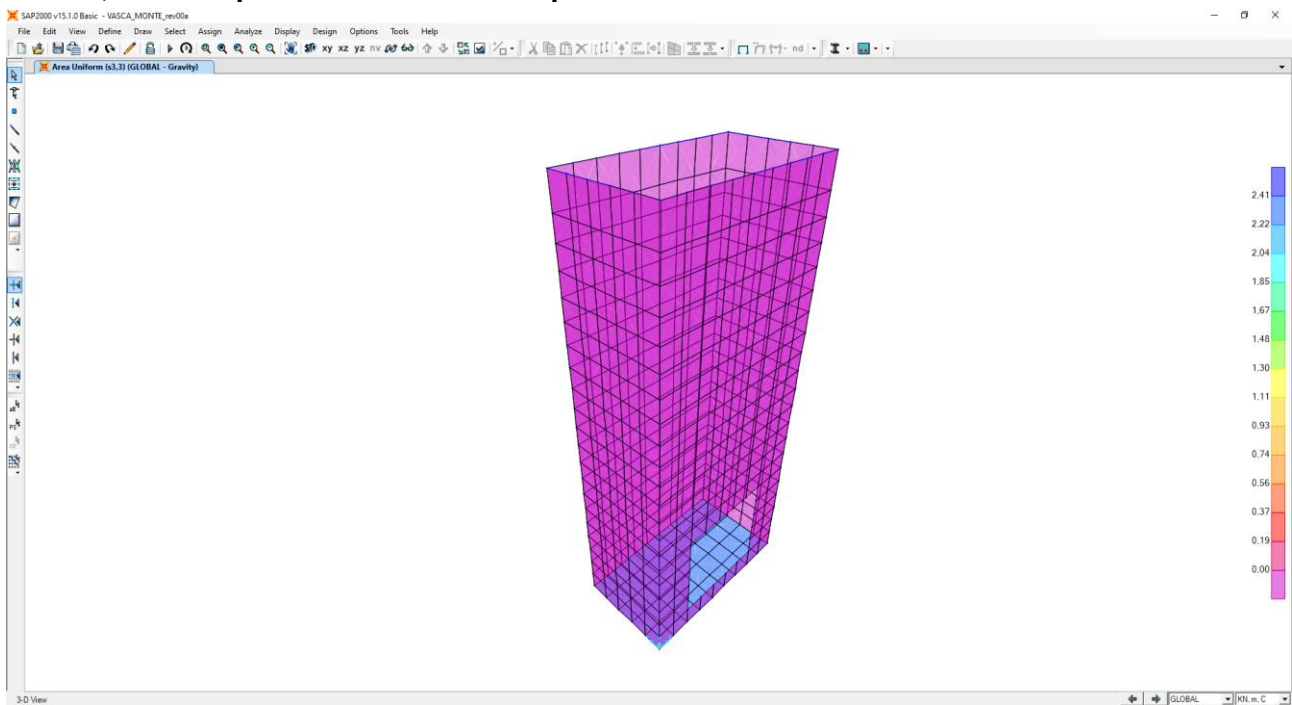
- **“s3,1”sovraspinta dinamica dell'acqua in direzione trasversale.**



- “s3,2”sovraspinta dinamica dell’acqua in direzione longitudinale.



- “s3,3”sovraspinta dinamica dell’acqua in direzione verticale.



Nota Bene: l’azione sismica è applicata nel modello alla stregua di quanto già fatto per le spinte del terreno e delle spinte dovute ai carichi accidentali.

10 COMBINAZIONI DI CARICO

10.1 CARICHI ELEMENTARI

L'approccio seguito per il calcolo e verifica dell'opera è l'**Approccio 2** con la combinazione dei coefficienti parziali **A1+M1+R3** (D.M. 17/01/2018 cap.6.4.3.1).

Nella tabella successiva sono riportati i carichi elementari introdotti nei modelli di calcolo ed i rispettivi coefficienti di amplificazione (γ) e partecipazione (ψ):

CARICO ELEMENTARE		COEFF. DI SPINTA	DISPOSIZIONE	CASI DI ANALISI	γ_{SLU} (sfavorevole)	γ_{SLU} (favorevole)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
g_1	Peso proprio degli elementi strutturali	-	-	PP-01	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
g_2	Carico permanente dovuto al peso proprio dei parapetti	-	-	CP-01	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{5,1}$	Spinta laterale del terreno sul setto a monte	k_0	1	SPT-01	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{5,2}$	Spinta laterale del terreno sul setto a valle	k_0							
$g_{5,3}$	Spinta laterale del terreno sul setto sinistro	k_0							
$g_{5,4}$	Spinta laterale del terreno sul setto destro	k_0							
$g_{5,1}$	Spinta laterale del terreno sul setto a monte	k_0	2	SPT-02	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{5,3}$	Spinta laterale del terreno sul setto sinistro	k_0							
$g_{6,1}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto a monte	k_0	1	SPCP-01	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{6,2}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto a valle	k_0							
$g_{6,3}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto sinistro	k_0							
$g_{6,4}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto destro	k_0							
$g_{6,1}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto a monte	k_0	2	SPCP-02	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{6,3}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto sinistro	k_0							
q_1	Carico accidentale distribuito sulla copertura	-	1	SPACC-01	1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
$q_{2,1}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a monte	k_0			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
$q_{2,2}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a valle	k_0			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
$q_{2,3}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a sinistra	k_0			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
$q_{2,4}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a destra	k_0			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
q_1	Carico accidentale distribuito sulla copertura	-			2	SPACC-02	1,35	0,00	0,75
$q_{2,1}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a monte	k_0	1,35	0,00			0,75	0,75	0,00

CARICO ELEMENTARE		COEFF. DI SPINTA	DISPOSIZIONE	CASI DI ANALISI	γ_{SLU} (sfavo-revole)	γ_{SLU} (favo-revole)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
q _{2,3}	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a sinistra	k ₀			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
q ₃	Carico accidentale distribuito sulla zattera di base	-	-	ACCZATT-01	1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
S _{1,1}	Sovrappinta dinamica dei terreni in direzione trasversale	-	-	SISMA(X)-01	1,00	1,00	-	-	-
S _{2,1}	Inerzia sismica orizzontale in direzione trasversale dovuta alla massa degli elementi strutturali ed ai carichi permanenti portati in copertura	-			1,00	1,00	-	-	-
S _{1,2}	Sovrappinta dinamica dei terreni in direzione longitudinale	-			1,00	1,00	-	-	-
S _{2,2}	Inerzia sismica orizzontale in direzione longitudinale dovuta alla massa degli elementi strutturali ed ai carichi permanenti portati in copertura	-	-	SISMA(Y)-01	1,00	1,00	-	-	-
S _{2,3}	Inerzia sismica verticale dovuta alla massa degli elementi strutturali ed ai carichi permanenti portati in copertura	-	-	SISMA(Z)-01	1,00	1,00	-	-	-
S _{3,1}	Sovrappinta dinamica dell'acqua in direzione trasversale	-	-	SISMA(X)-02	1,00	1,00	-	-	-
S _{3,2}	Sovrappinta dinamica dell'acqua in direzione longitudinale	--	-	SISMA(Y)-02	1,00	1,00	-	-	-
S _{3,2}	Sovrappinta dinamica dell'acqua in direzione verticale		-	SISMA(Z)-02	1,00	1,00	-	-	-

10.2 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

COMB. S.L.E. - QUASI PERMANENTI				
CASO DI ANALISI	Q.P.01	Q.P.02	Q.P.03	Q.P.04
	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00	0,00	1,00
SPCP-01	1,00	0,00	1,00	0,00
SPCP-02	0,00	1,00	0,00	1,00
SPACC-01	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,00
ACCZATT-01	0,00	0,00	1,00	1,00

10.3 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_{ti} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

COMBINAZIONI S.L.E. - FREQUENTE								
CASO DI ANALISI	FR.01	FR.02	FR.03	FR.04	FR.05	FR.06	FR.07	FR.08
	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
SPCP-01	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
SPCP-02	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
SPACC-01	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75
ACCZATT-01	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00

10.4 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

COMBINAZIONI S.L.E. - CARATTERISTICA								
CASO DI ANALISI	CAR.01	CAR.02	CAR.03	CAR.04	CAR.05	CAR.06	CAR.07	CAR.08
	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
SPCP-01	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
SPCP-02	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
SPACC-01	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00
ACCZATT-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,75	0,75	0,75

CASO DI ANALISI	CAR.09	CAR.10	CAR.11	CAR.12
	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00	0,00	1,00
SPCP-01	1,00	0,00	1,00	0,00
SPCP-02	0,00	1,00	0,00	1,00
SPACC-01	0,75	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,75	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,75	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,75
ACCZATT-01	1,00	1,00	1,00	1,00

10.5 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 A1, secondo il D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5

COMBINAZIONI S.L.U. - STATICHE								
CASO DI ANALISI	STR.01		STR.02		STR.03		STR.04	
	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ
PP-01	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
CP-01	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
SPT-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPT-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00
SPCP-01	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00
SPCP-02	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00
SPACC-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-03	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPACC-04	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00
ACCZATT-01	1,50	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00
SISMA(X)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(X)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CASO DI ANALISI	STR.05		STR.06		STR.07		STR.08	
	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ
PP-01	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
CP-01	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
SPT-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPT-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00
SPCP-01	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00
SPCP-02	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00
SPACC-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-03	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPACC-04	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00
ACCZATT-01	1,50	0,75	1,50	0,75	1,50	0,75	1,50	0,75
SISMA(X)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(X)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CASO DI ANALISI	STR.09		STR.10		STR.11		STR.12	
	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ
PP-01	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
CP-01	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
SPT-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPT-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00
SPCP-01	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00
SPCP-02	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00
SPACC-01	1,35	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-02	1,35	0,00	1,35	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-03	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,75	1,35	0,00
SPACC-04	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,75
ACCZATT-01	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
SISMA(X)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(X)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

10.6 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

COMBINAZIONI S.L.U. - SISMICHE								
CASO DI ANALISI	SISMA.1	SISMA.2	SISMA.3	SISMA.4	SISMA.5	SISMA.6	SISMA.7	SISMA.8
	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPCP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPCP-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ACCZATT-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
SISMA(X)-01	1,00	1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	1,00
SISMA(Y)-01	0,30	0,30	1,00	1,00	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA(Z)-01	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	0,30	-0,30
SISMA(X)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
SISMA(Y)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30
SISMA(Z)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	-0,30

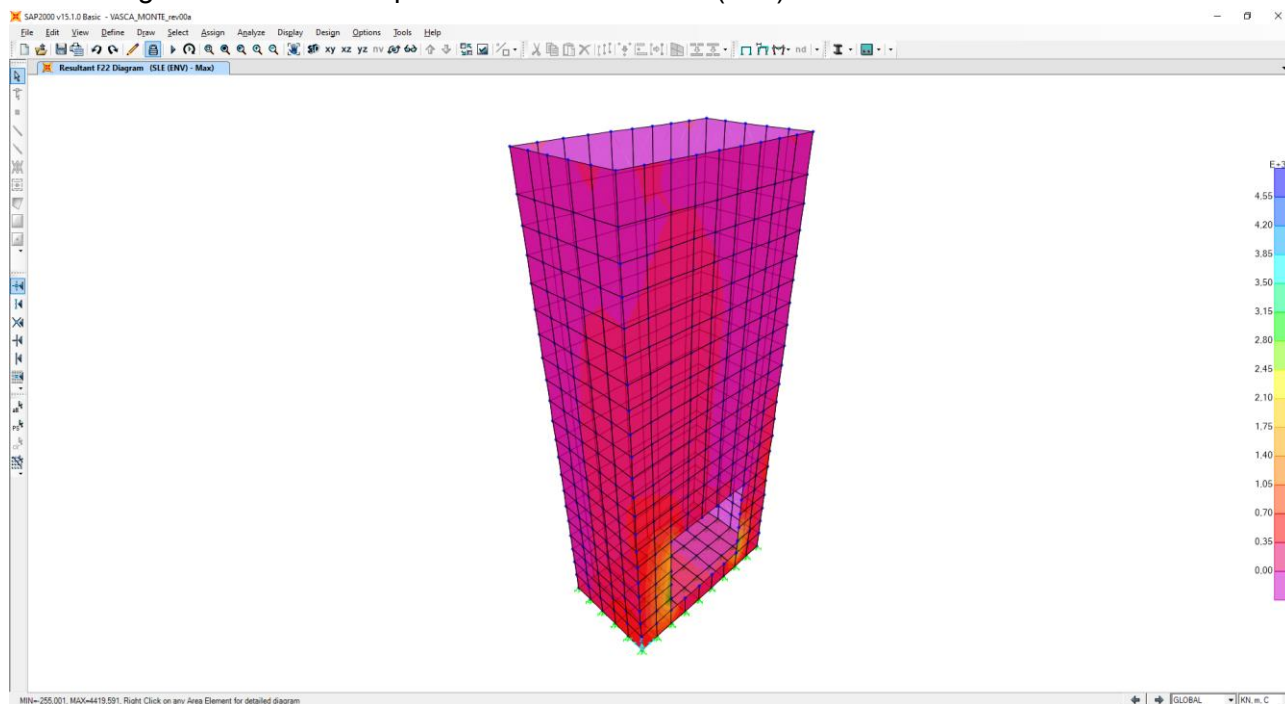
CASO DI ANALISI	SISMA.9	SISMA.10	SISMA.11	SISMA.12
	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPCP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPCP-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-01	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,00
ACZATT-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SISMA(X)-01	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA(Y)-01	1,00	1,00	0,30	0,30
SISMA(Z)-01	0,30	-0,30	1,00	-1,00
SISMA(X)-02	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA(Y)-02	1,00	1,00	0,30	0,30
SISMA(Z)-02	0,30	-0,30	1,00	-1,00

11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

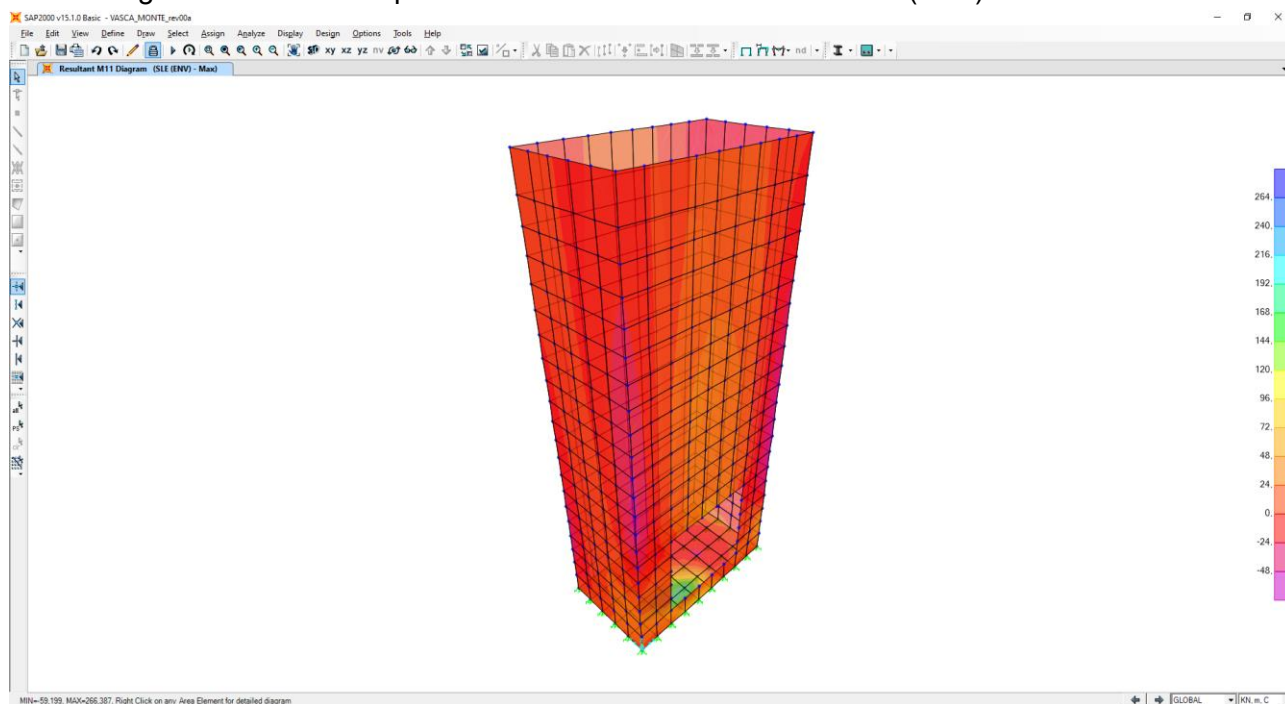
Nei paragrafi successivi sono riportati le azioni sollecitanti agenti sugli elementi strutturali per le diverse combinazioni di carico considerate.

11.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – INVILUPPO MAX

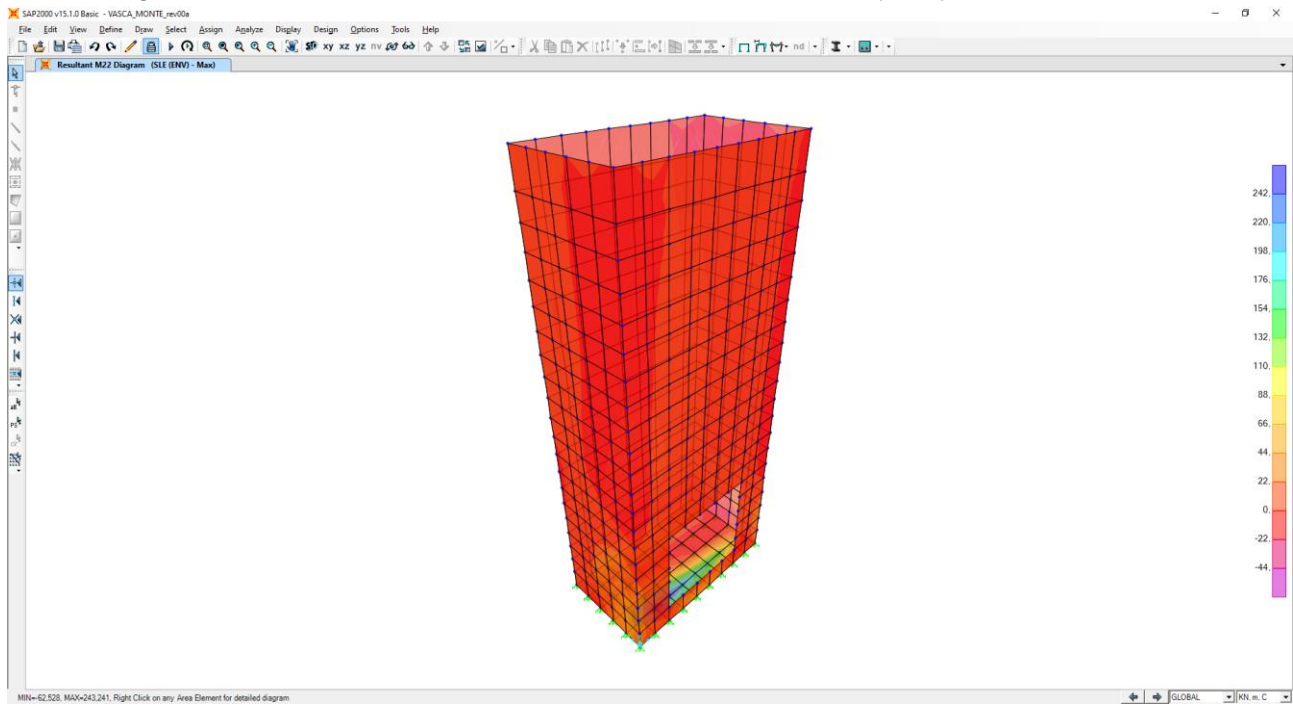
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



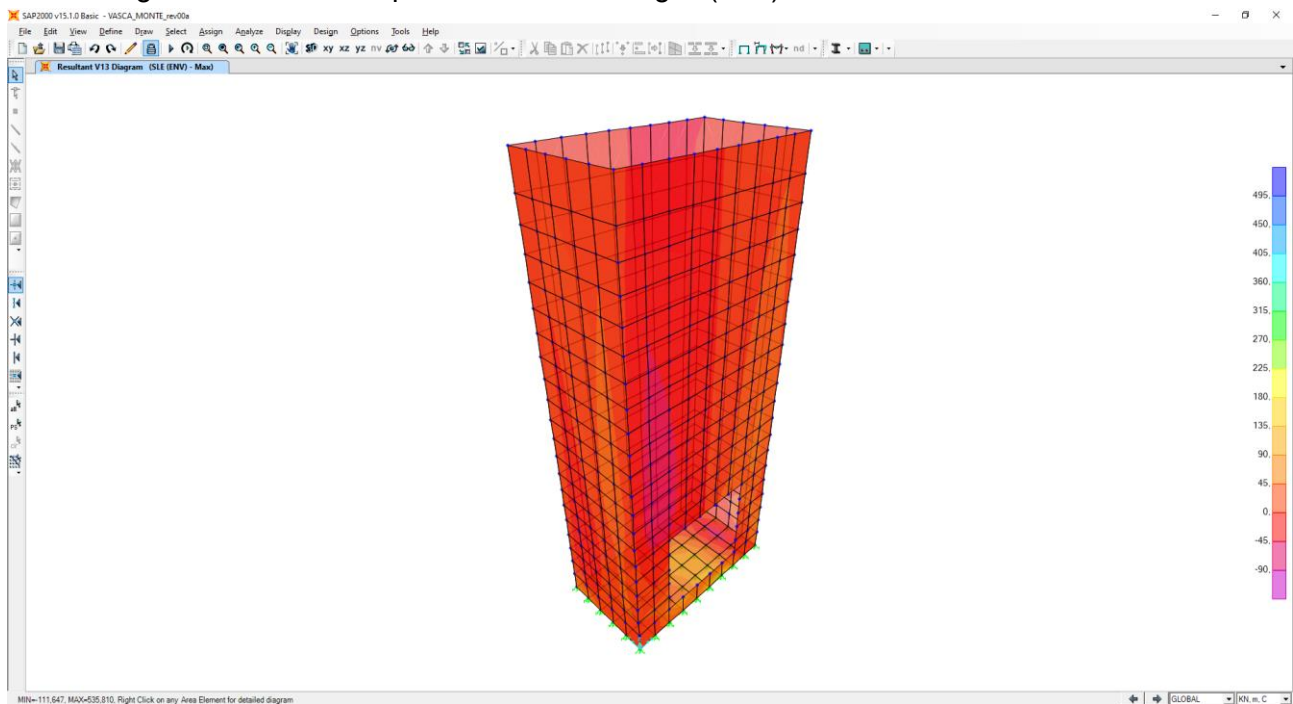
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



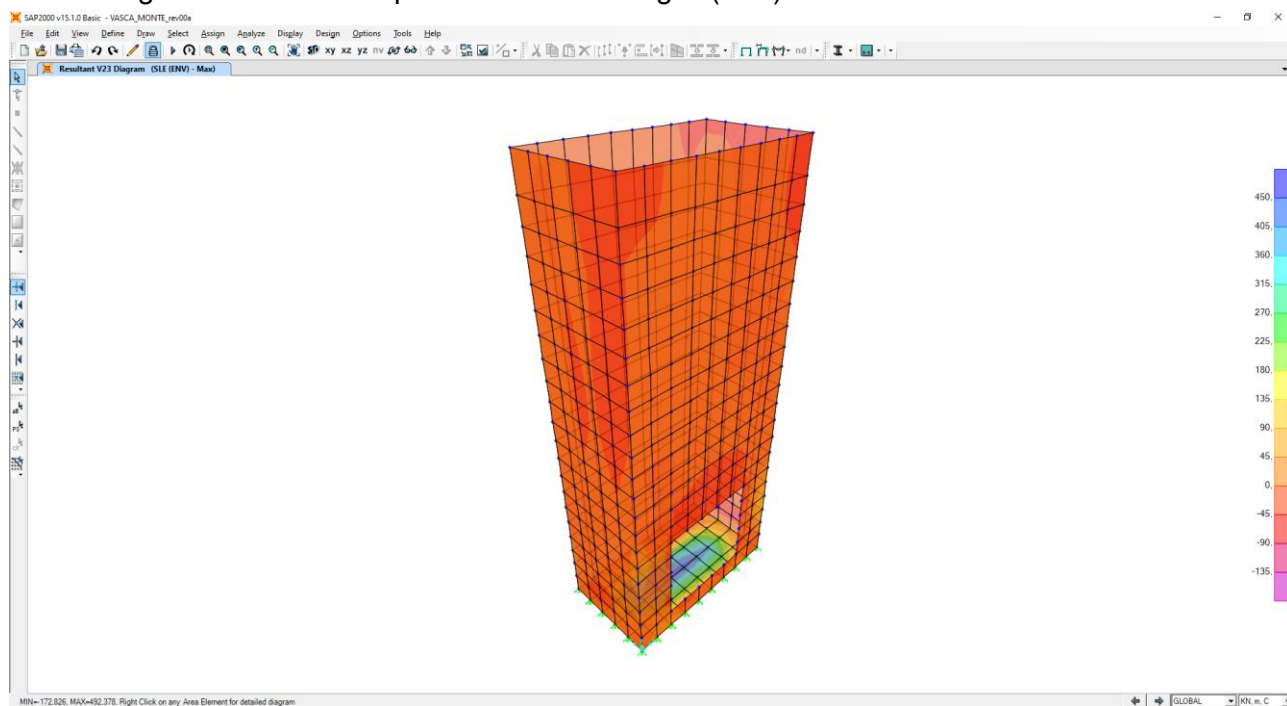
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

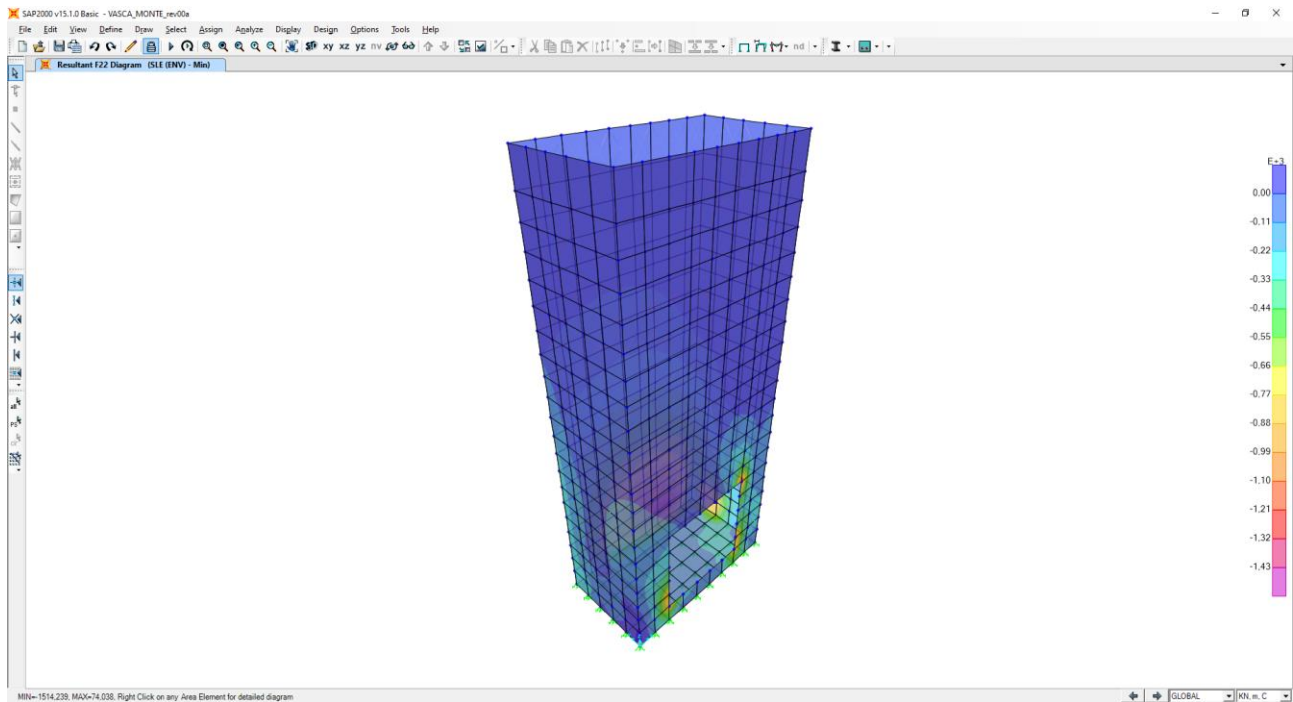


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

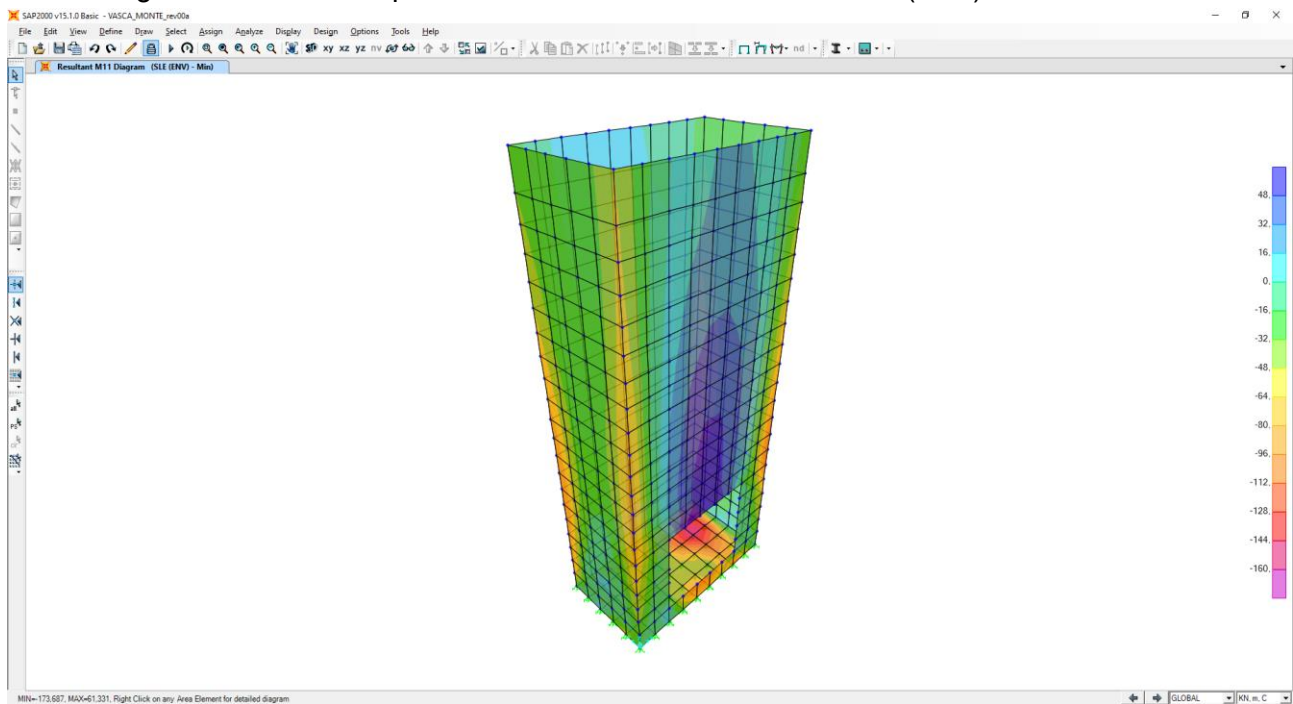


11.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – INVILUPPO MIN

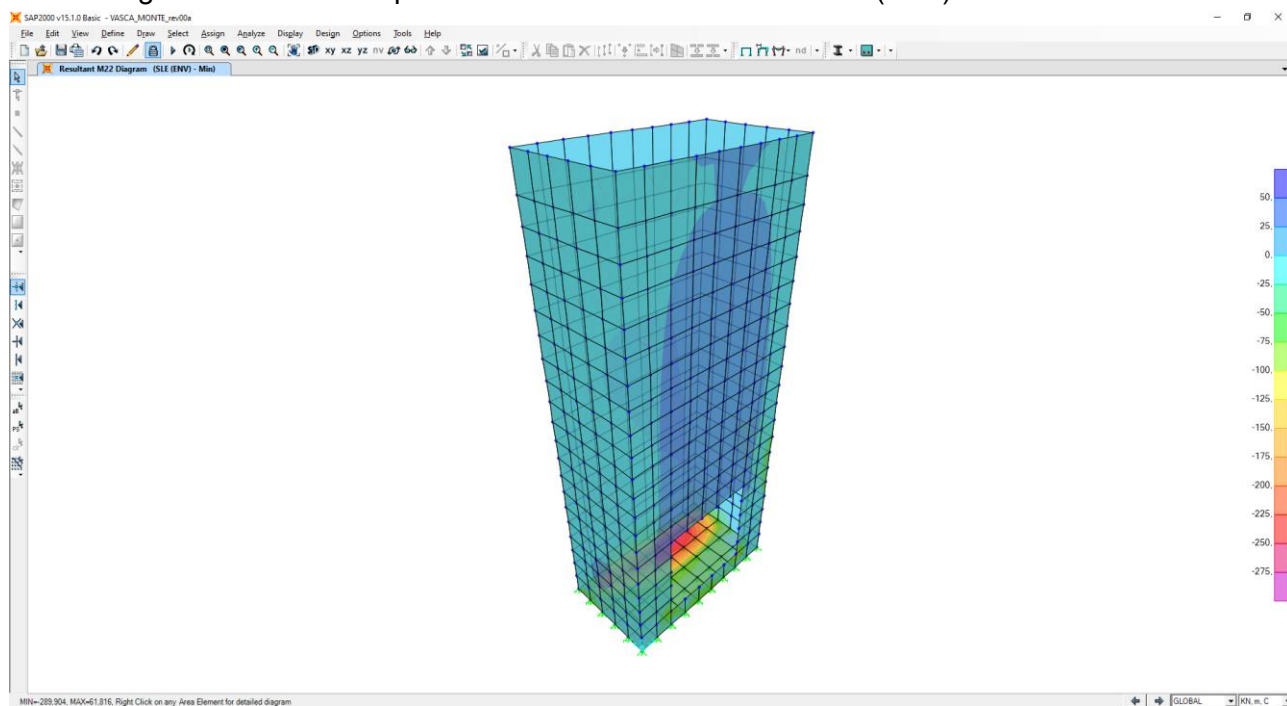
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



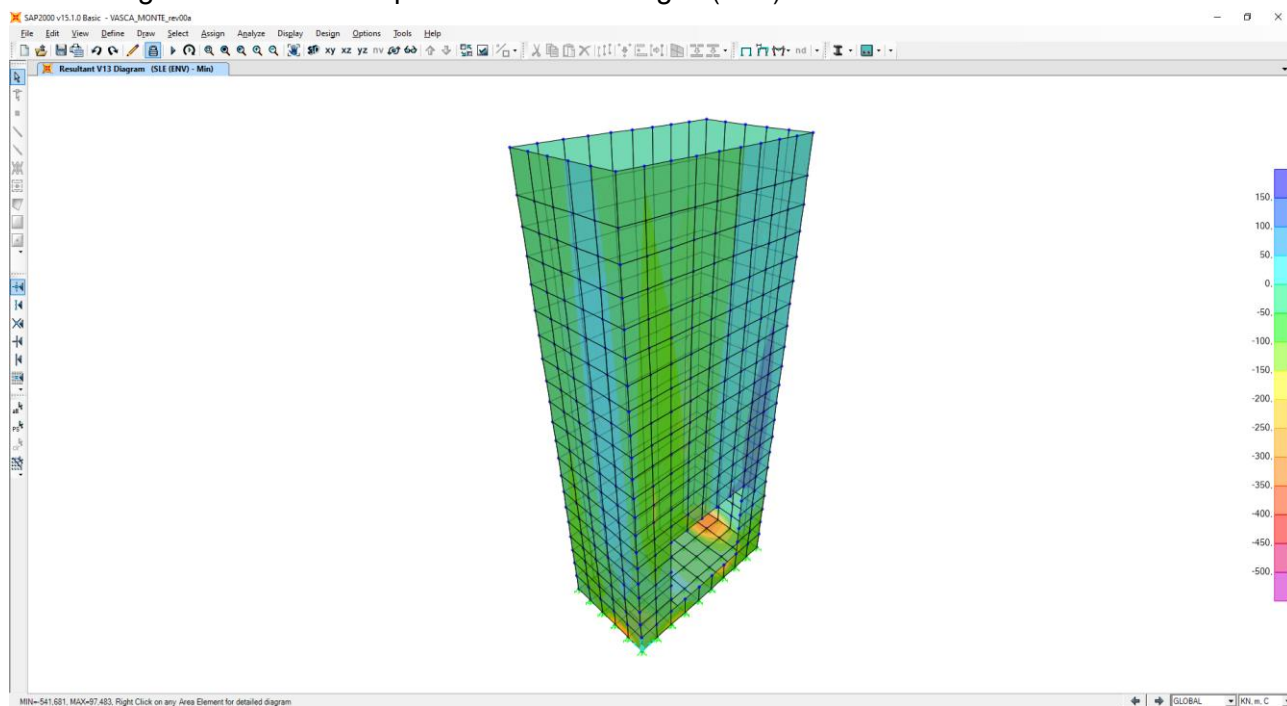
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



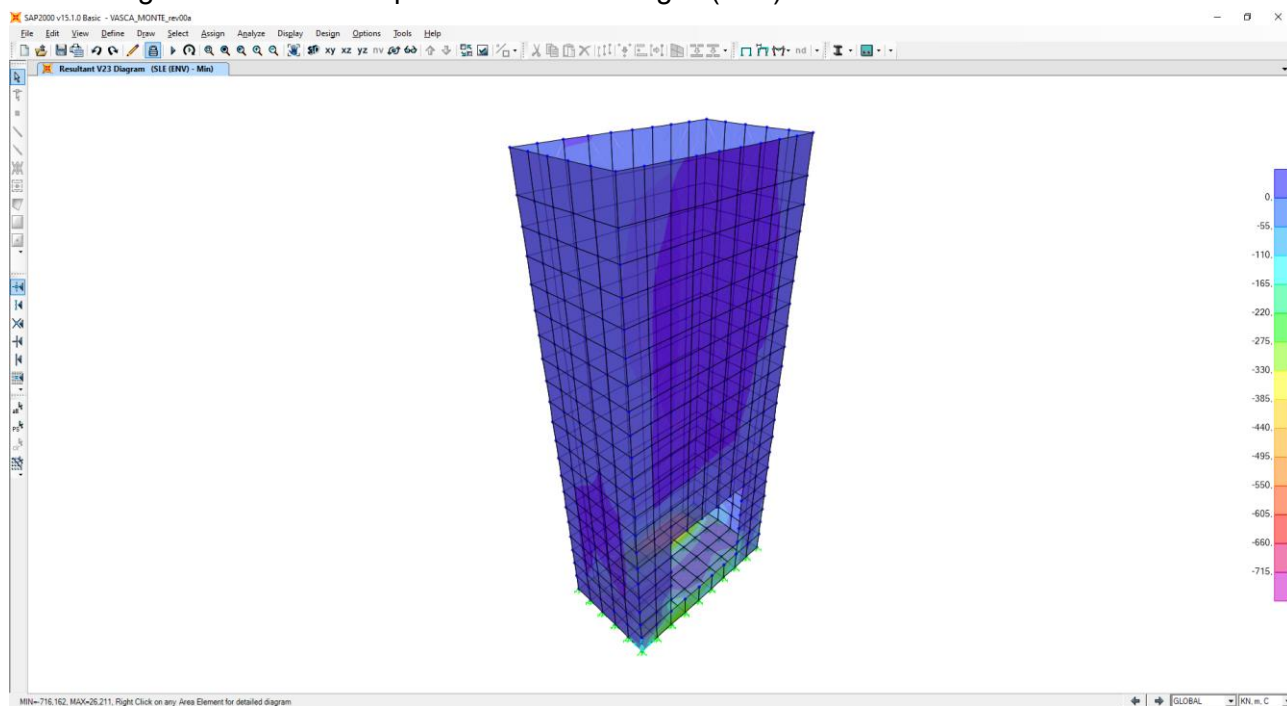
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

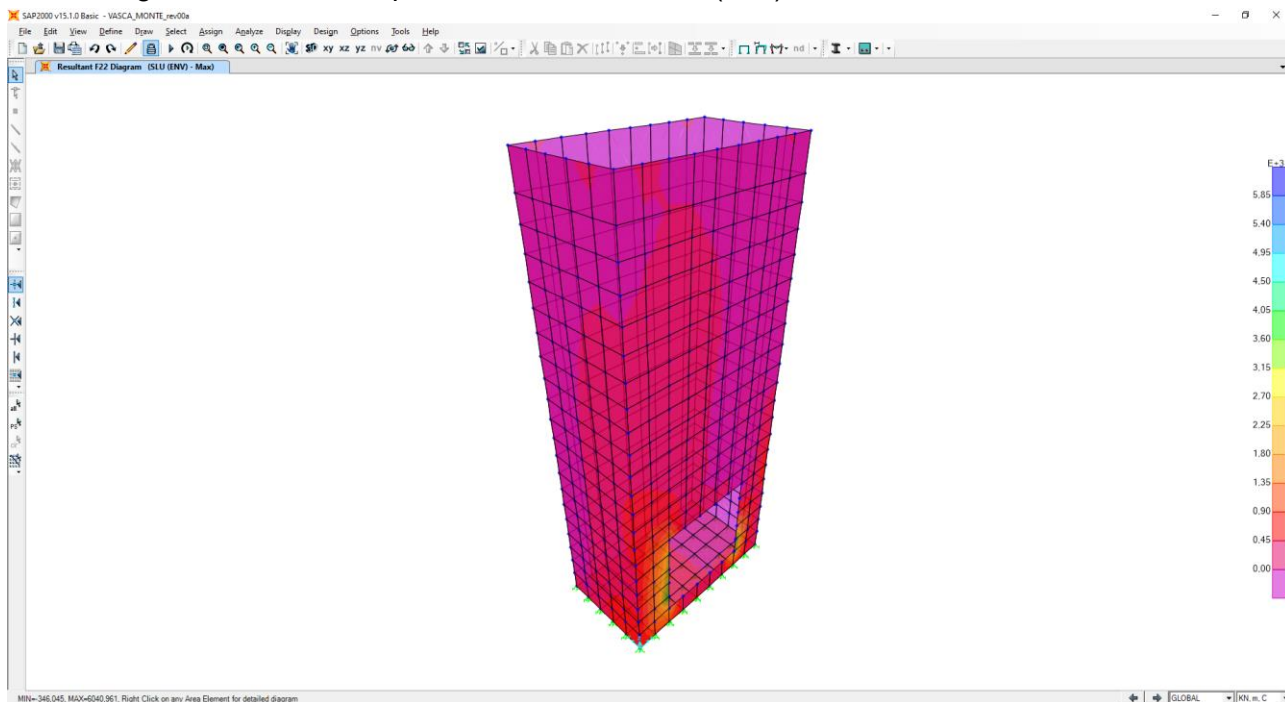


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

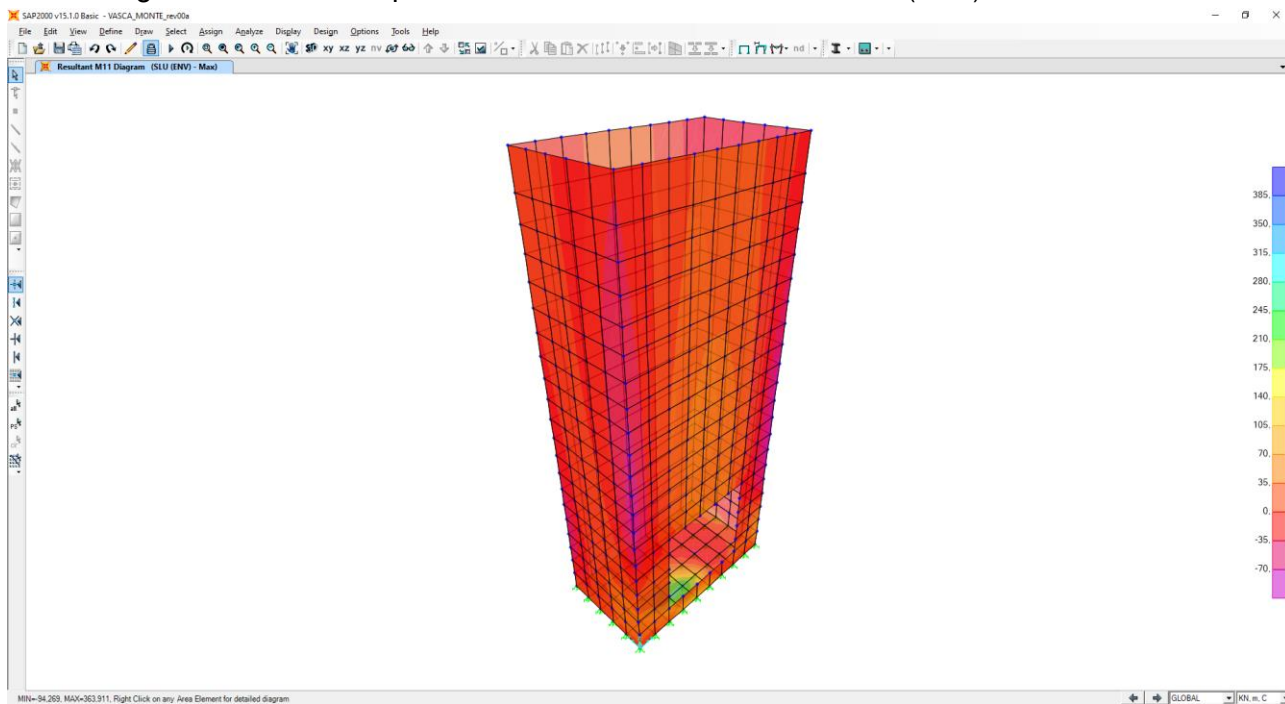


11.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO – INVILUPPO MAX

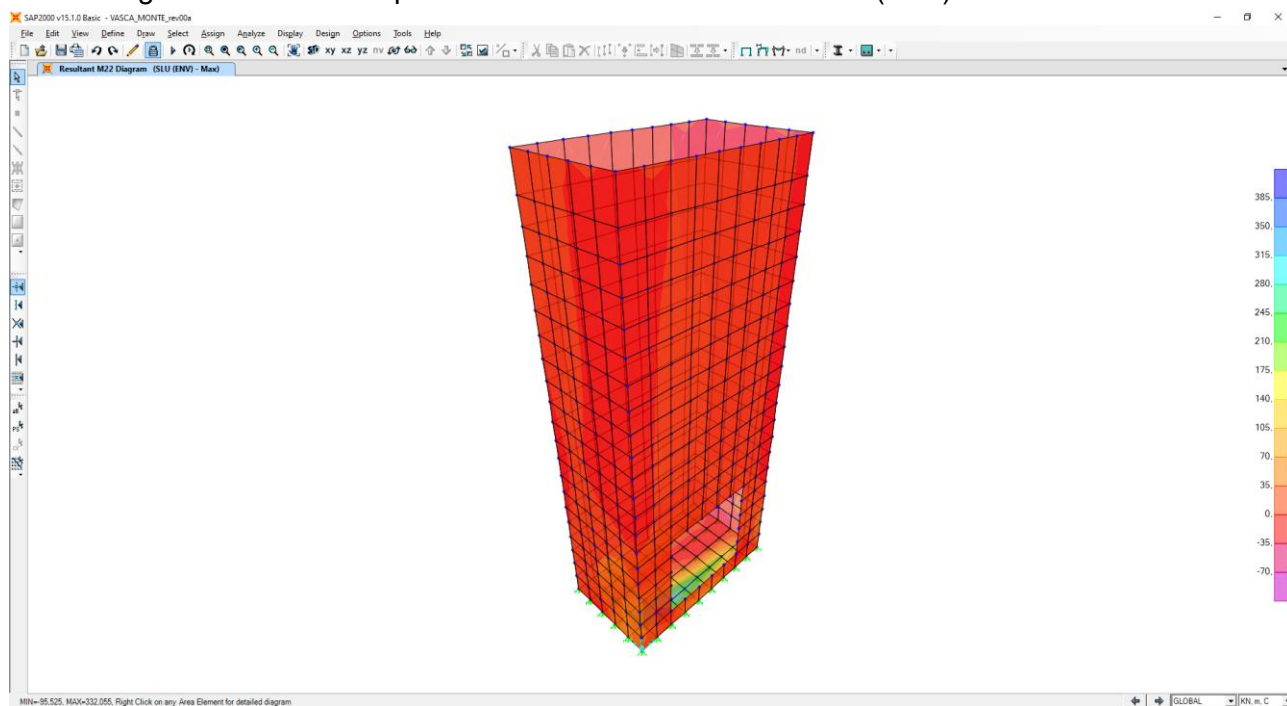
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



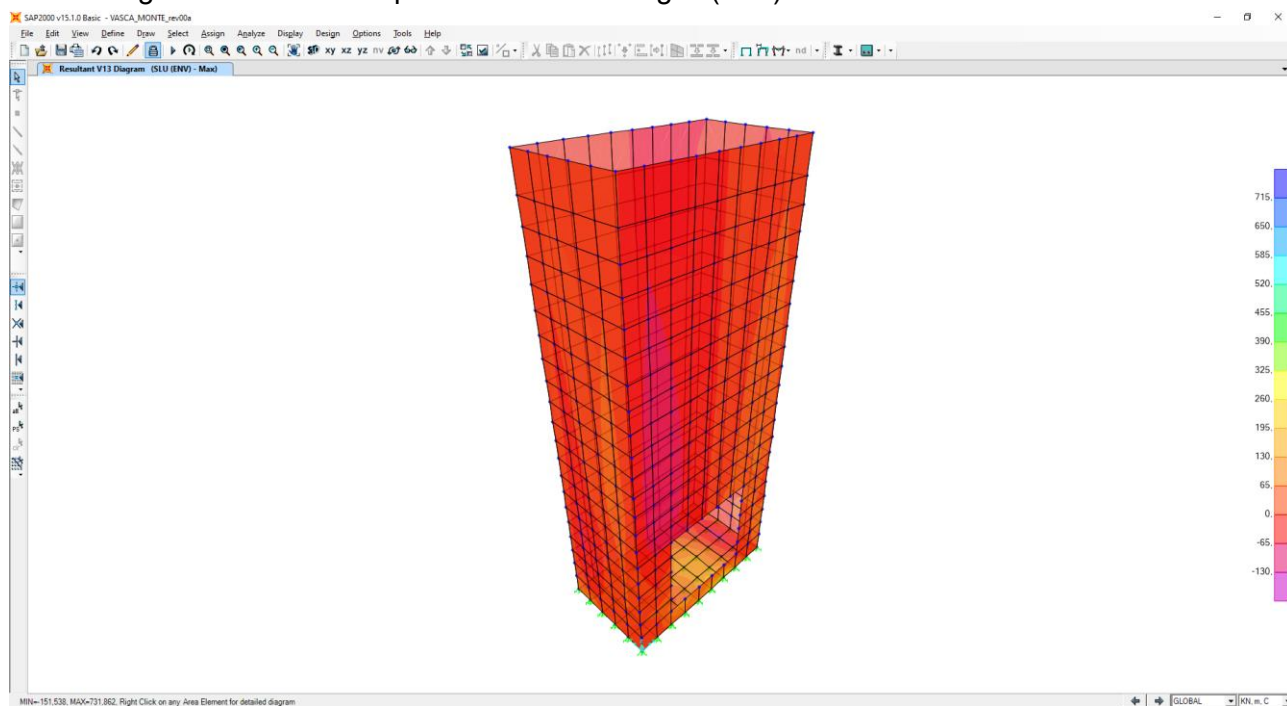
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



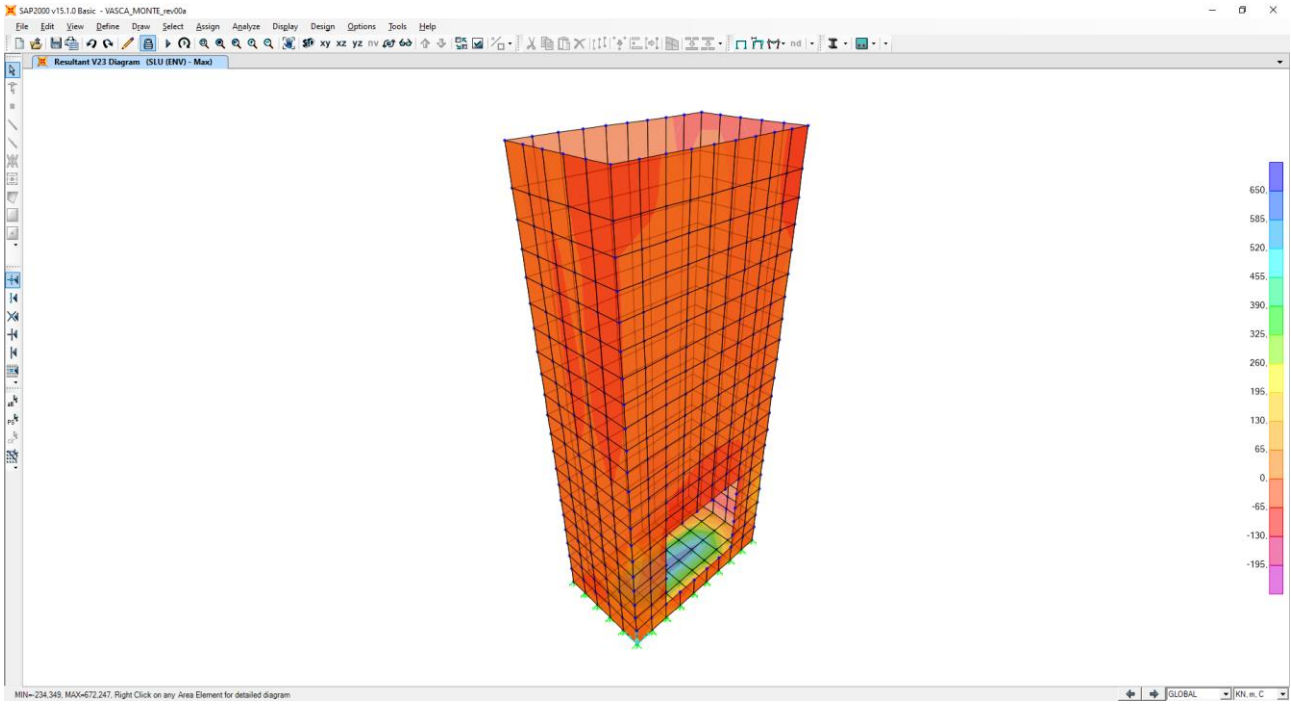
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

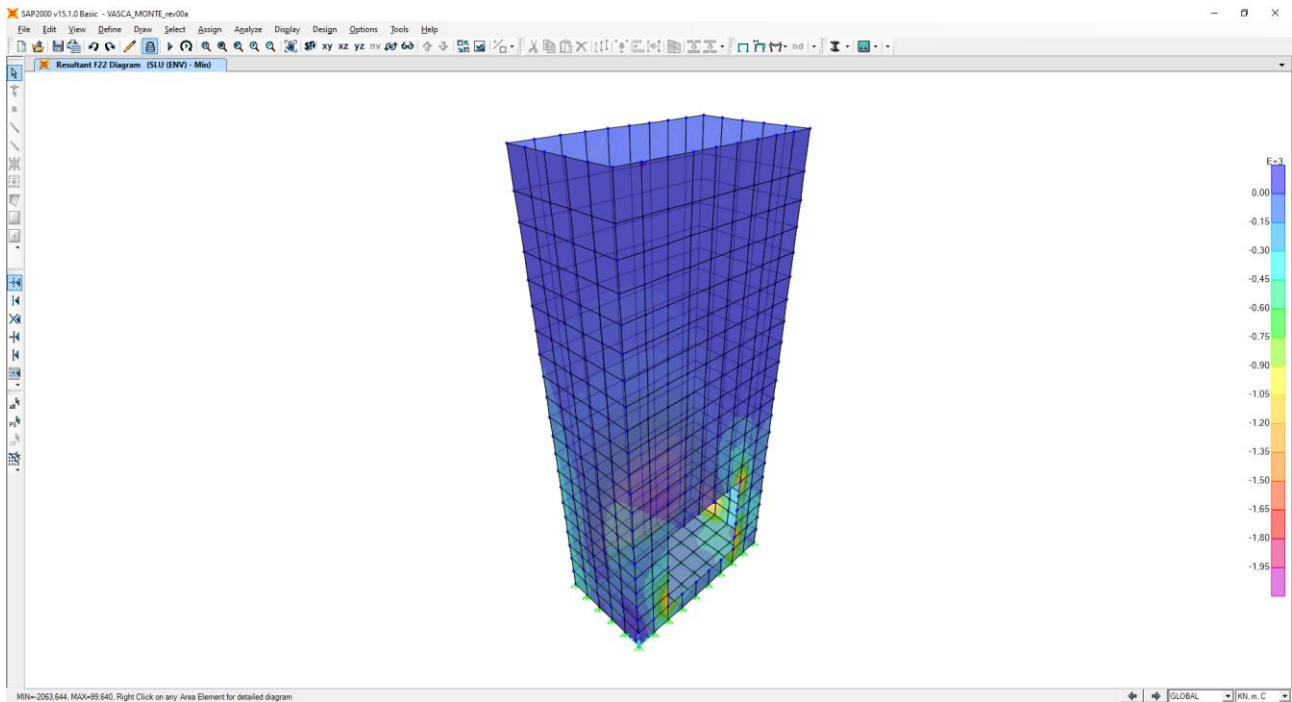


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

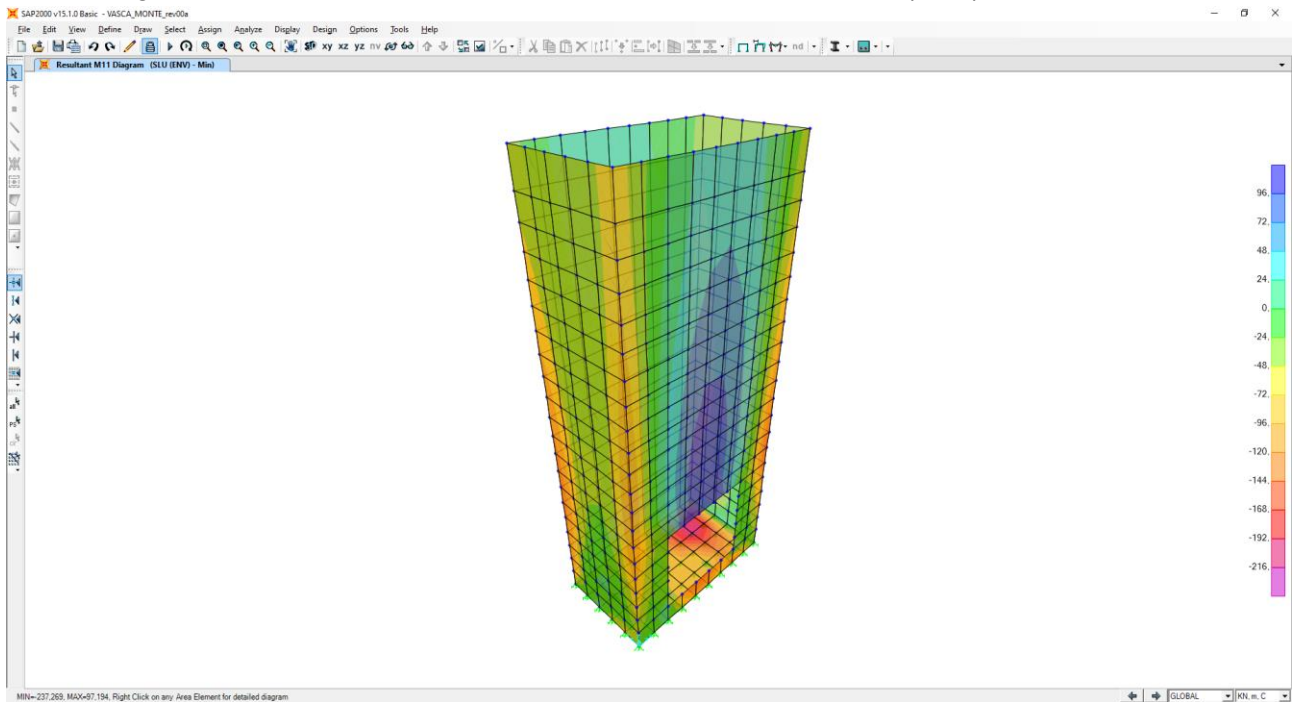


11.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO – INVILUPPO MIN

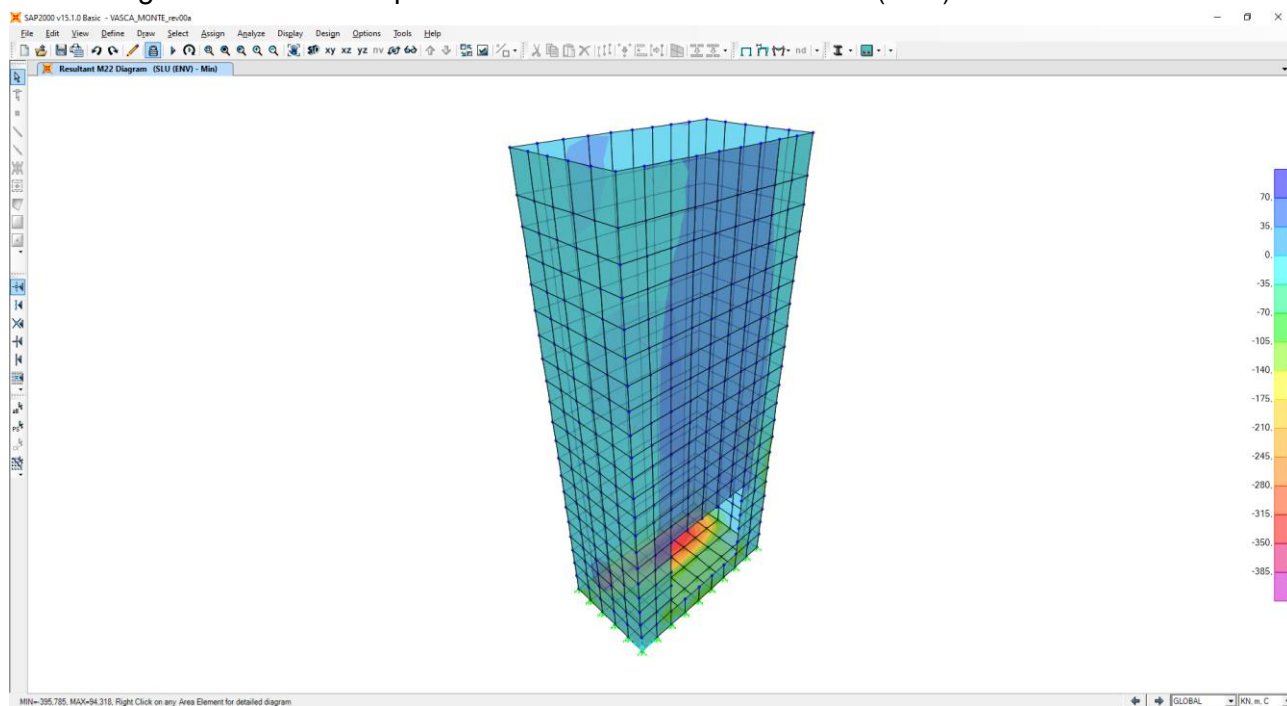
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



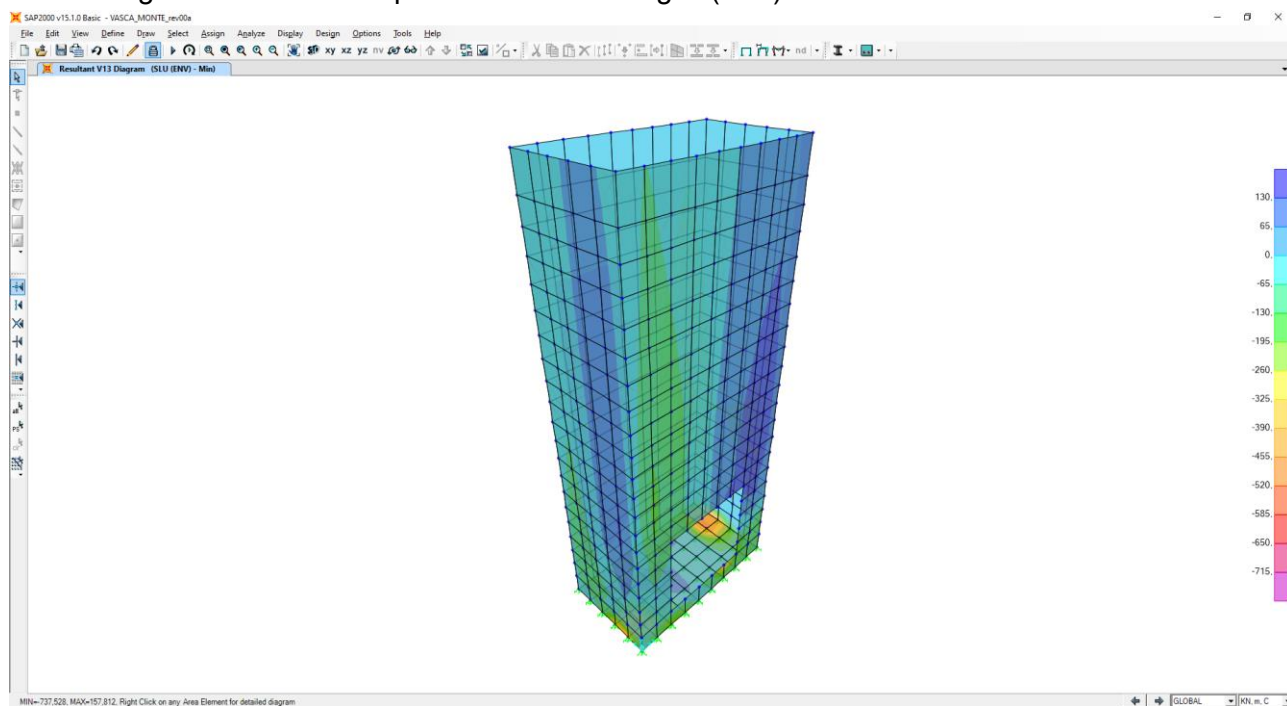
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



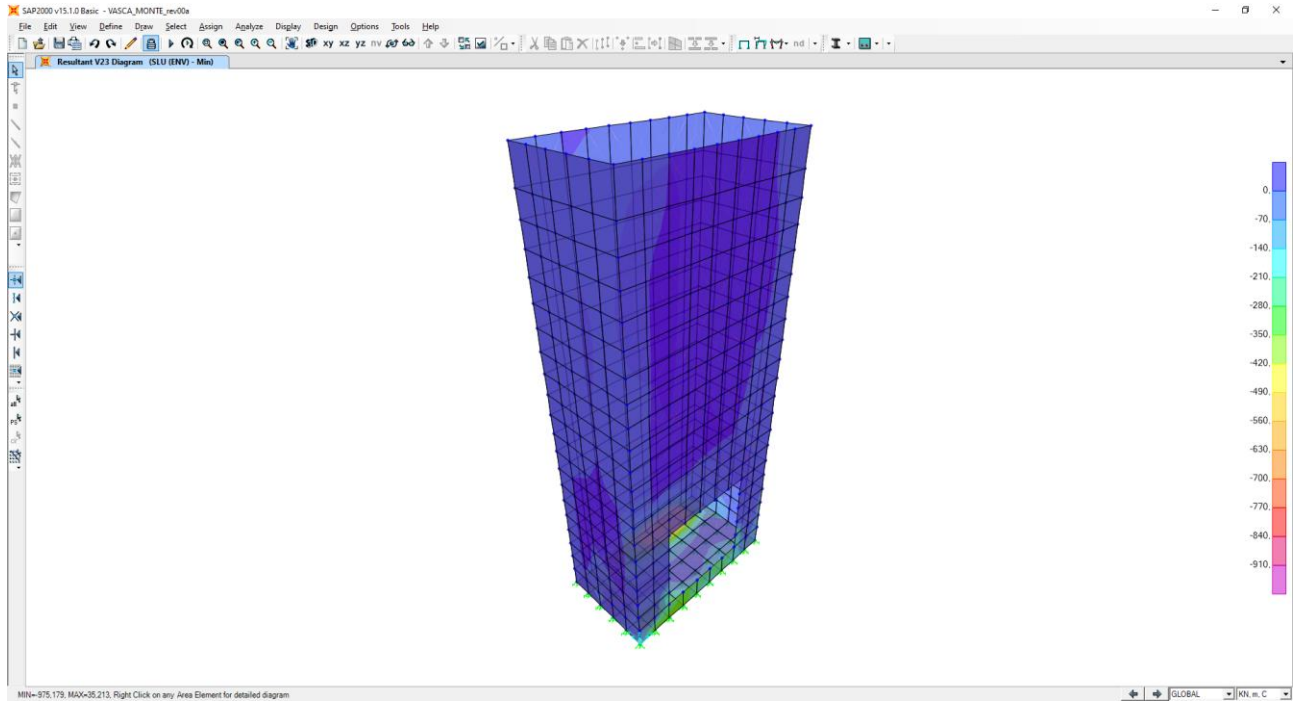
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

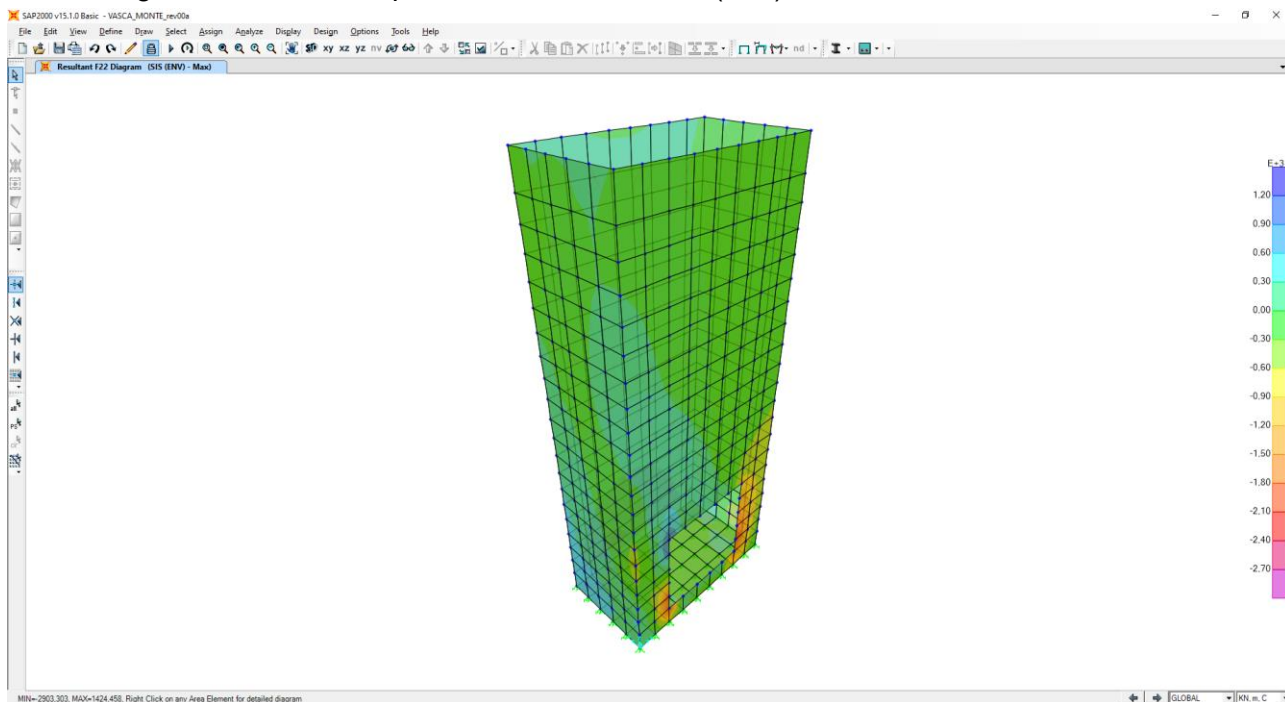


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

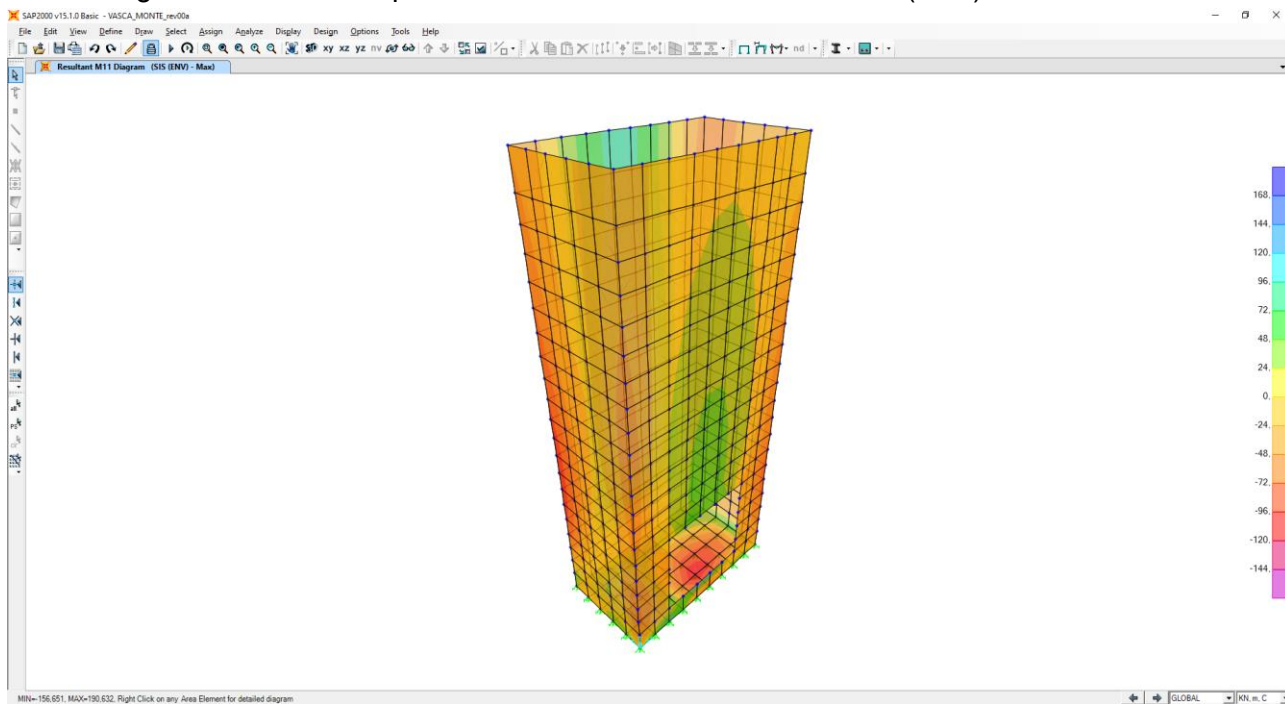


11.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE – INVILUPPO MAX

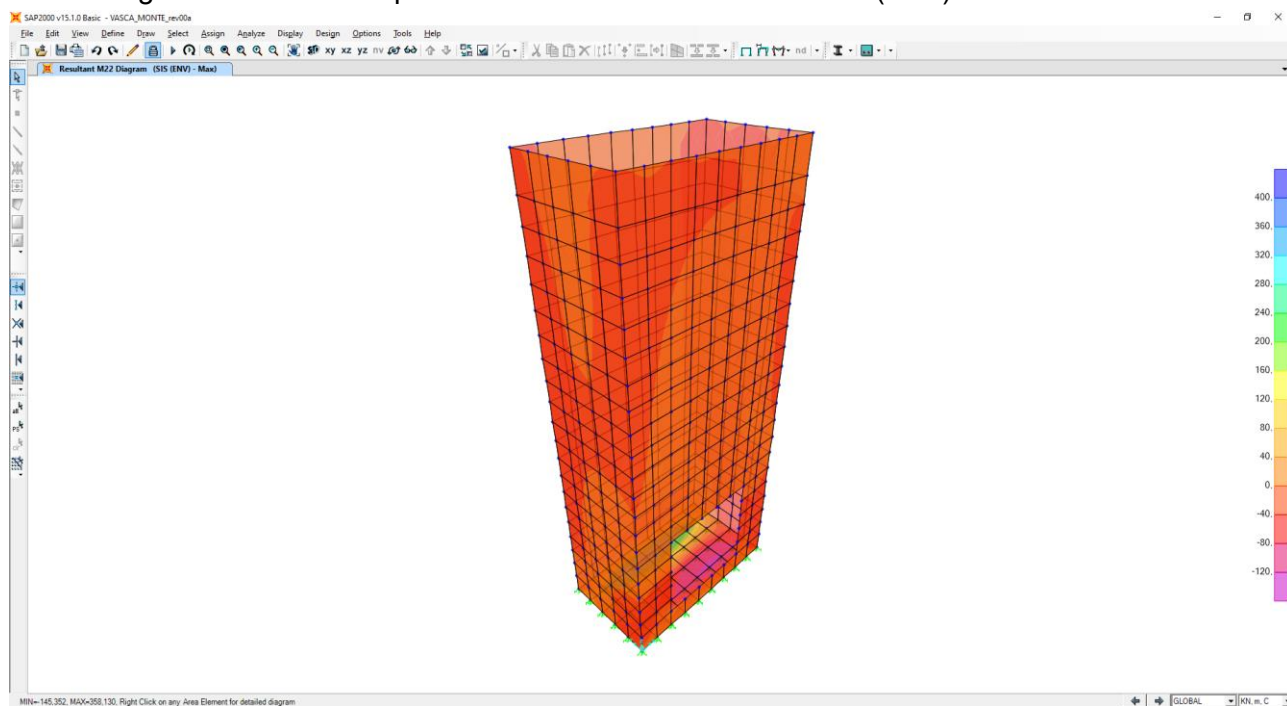
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



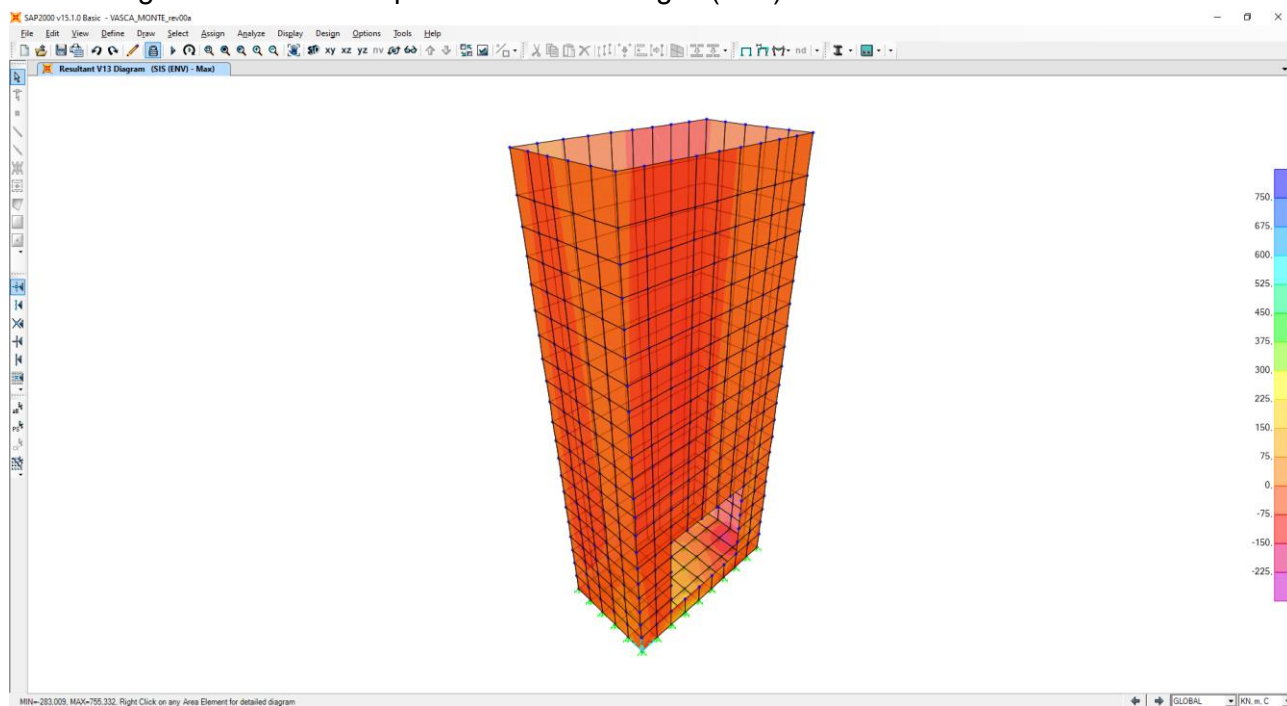
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



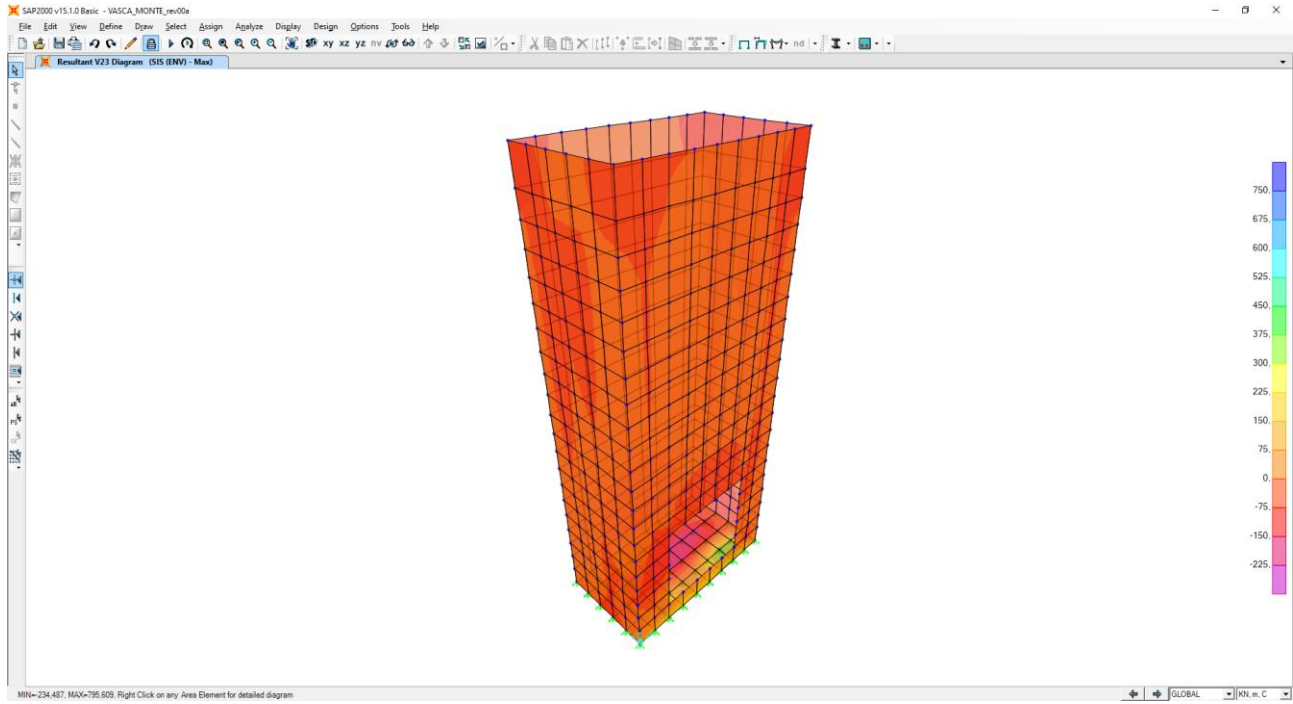
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

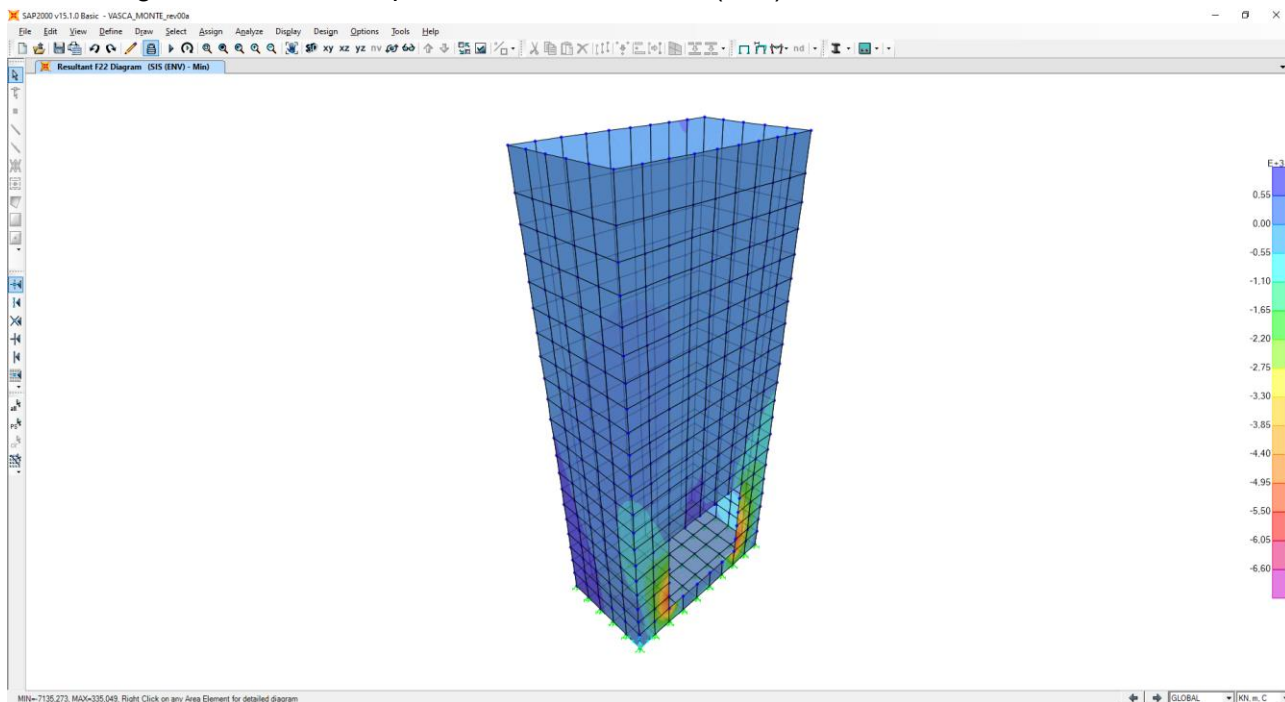


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

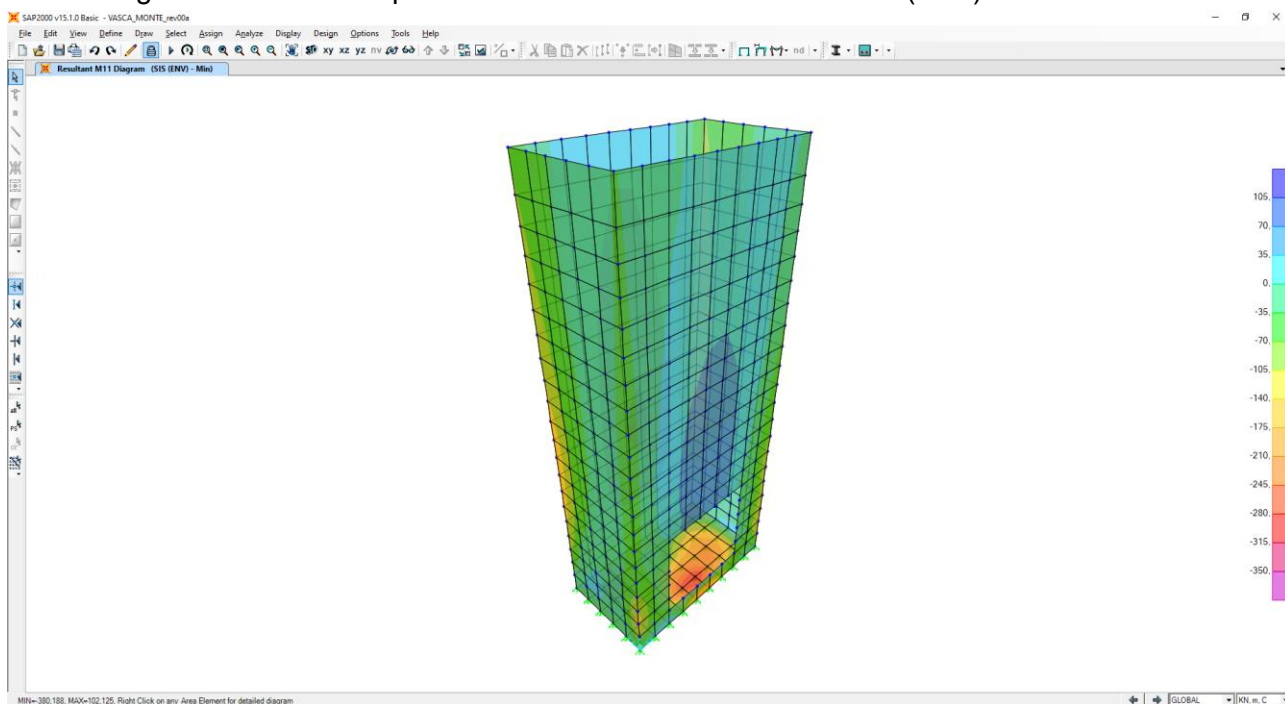


11.6 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE – INVILUPPO MIN

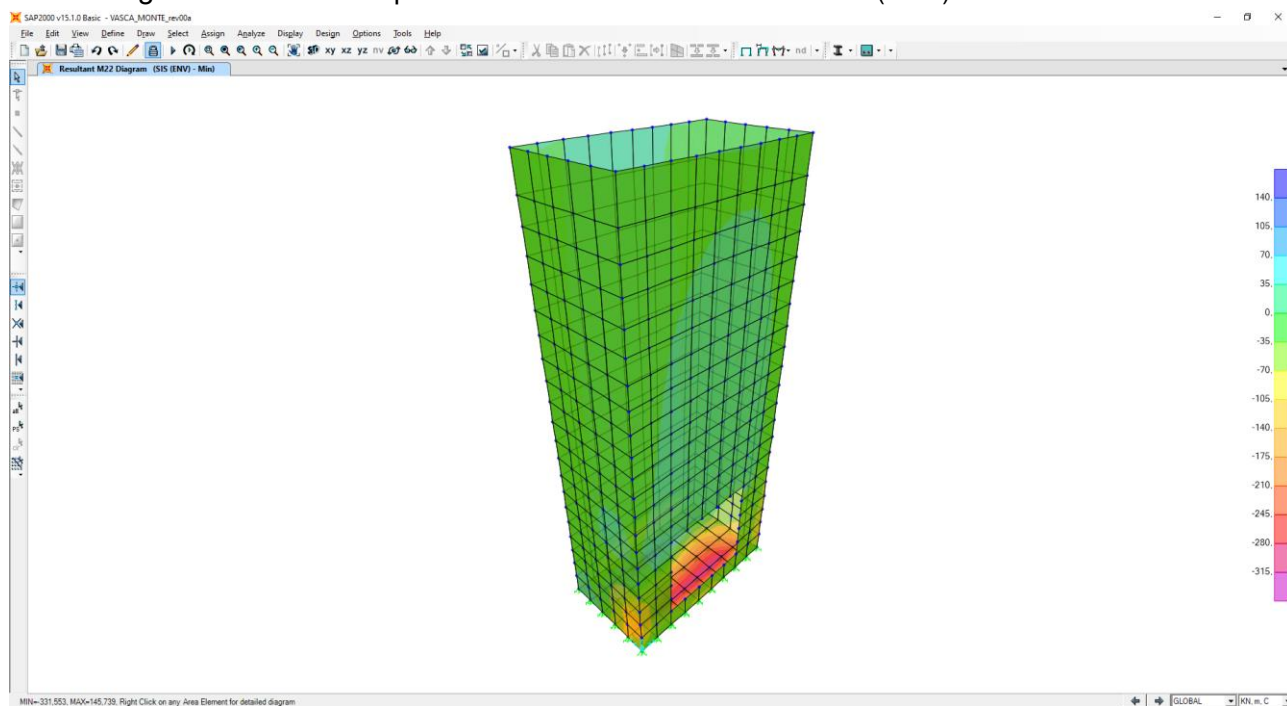
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



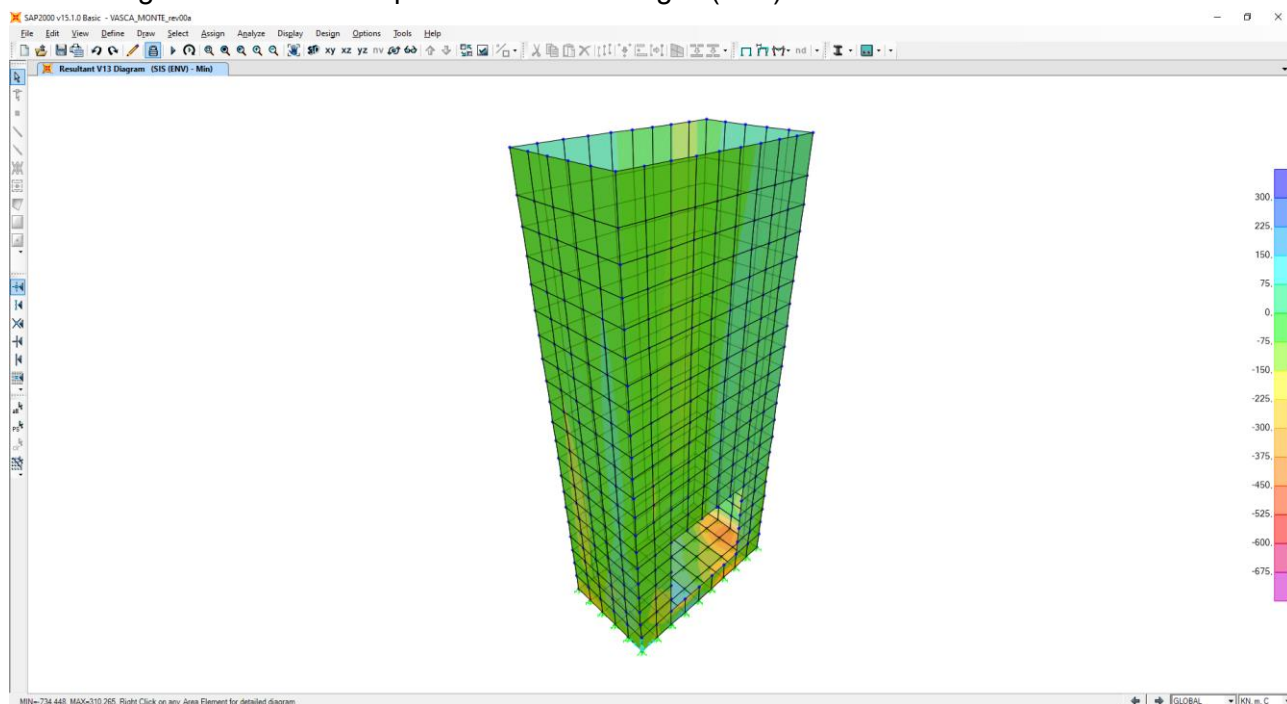
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



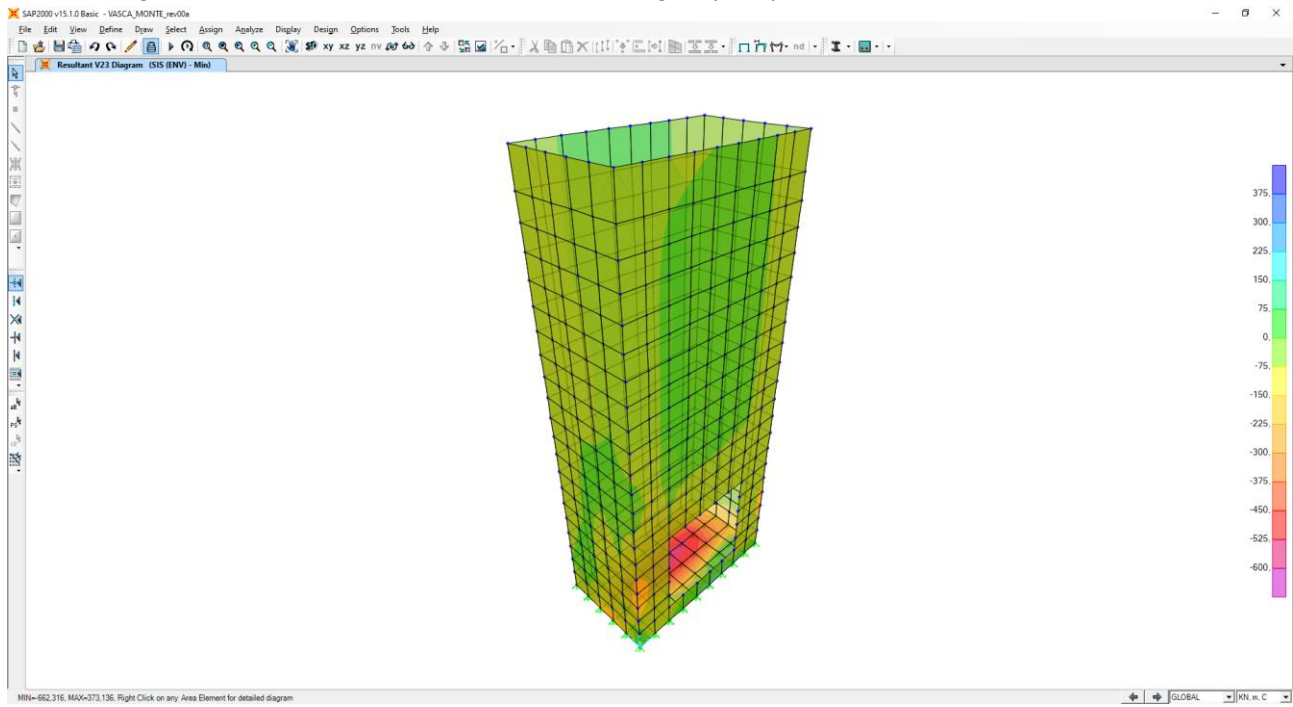
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)



12 VERIFICHE STRUTTURALI

12.1 VERIFICHE DEI SETTI

Poiché i ritzi sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

12.1.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	815	QP.4	-1151,67	-10,34	-62,53	-67,52	-54,57
	N_{min}	22	QP.4	2974,73	20,83	-132,90	-44,72	-268,30
	$M_{11,max}$	600	QP.2	734,07	79,11	-49,44	254,13	0,16
	$M_{11,min}$	22	QP.4	2974,73	20,83	-132,90	-44,72	-268,30
	$M_{22,max}$	465	QP.4	-236,29	61,47	90,81	134,37	192,03
	$M_{22,min}$	22	QP.4	2974,73	20,83	-132,90	-44,72	-268,30
	V_{max}	22	QP.4	2974,73	20,83	-132,90	-44,72	-268,30
SLE FREQUENTE	N_{max}	815	FR.6	-1425,46	-11,36	-70,92	-86,68	-65,86
	N_{min}	22	FR.6	4061,65	26,95	-156,53	-53,17	-318,01
	$M_{11,max}$	600	FR.2	1103,78	102,33	-57,20	325,81	11,98
	$M_{11,min}$	94	FR.6	11,30	-103,32	-4,98	-144,06	-168,88
	$M_{22,max}$	465	FR.6	-288,64	77,99	120,22	166,70	244,58
	$M_{22,min}$	22	FR.6	4061,65	26,95	-156,53	-53,17	-318,01
	V_{max}	22	FR.6	4061,65	26,95	-156,53	-53,17	-318,01
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	815	CAR.6	-1514,24	-11,92	-74,96	-92,64	-73,37
	N_{min}	22	CAR.6	4419,59	29,48	-162,92	-54,48	-332,80
	$M_{11,max}$	600	CAR.2	1227,02	110,07	-59,78	349,70	15,91
	$M_{11,min}$	94	CAR.6	9,25	-110,06	-5,23	-155,91	-182,18
	$M_{22,max}$	465	CAR.6	-311,50	81,77	129,83	173,64	261,21
	$M_{22,min}$	22	CAR.6	4419,59	29,48	-162,92	-54,48	-332,80
	V_{max}	600	CAR.2	-224,77	-72,05	11,82	349,70	-245,00

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLU - STR	N_{max}	815	STR.6	-2063,64	-16,05	-101,17	-126,54	-98,04
	N_{min}	22	STR.6	6040,96	39,98	-222,21	-74,82	-453,43
	$M_{11,max}$	600	STR.2	1681,12	150,14	-81,22	476,88	22,27
	$M_{11,min}$	94	STR.6	12,36	-150,19	-7,14	-212,92	-247,67
	$M_{22,max}$	465	STR.6	-421,47	112,30	177,33	238,37	356,55
	$M_{22,min}$	22	STR.6	6040,96	39,98	-222,21	-74,82	-453,43
	V_{max}	600	STR.2	-305,48	-98,10	16,04	476,88	-333,07
SLU - SISMA	N_{max}	14	SISMA-9	-7135,27	-23,49	88,33	-67,09	208,27
	N_{min}	21	SISMA-7	1410,18	5,96	32,86	-29,82	-51,41
	$M_{11,max}$	94	SISMA-3	233,55	120,17	1,71	194,99	196,15
	$M_{11,min}$	180	SISMA-4	270,13	-133,34	-46,91	215,30	-59,84
	$M_{22,max}$	93	SISMA-10	-980,87	81,99	134,47	23,05	202,74
	$M_{22,min}$	248	SISMA-3	830,93	-75,97	-247,40	-30,48	-305,52
	V_{max}	603	SISMA-9	-3000,15	-90,45	32,35	340,73	-129,95

Con segno negativo sono indicate le azioni normali di compressione.

12.1.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø20/10 esterni
- Ø20/10 interni

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø16/10 esterni
- Ø16/10 interni

L'armatura a taglio prevista è formata da spille di legatura Ø14/20x20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 5 mm.

12.1.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.4**.

A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -132,90$ 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	31.42	9
			2	31.42	41

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: -132,90 kNm
M_{xEd}: 0
M_{yEd}: 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 C32/40
E_{su}: 67.5‰ E_{c2}: 2‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² E_{cu}: 3.5‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 18.81
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
E_{syd}: 1.957‰ σ_{c,adm}: 12.25
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333
τ_{c1}: 2.114

σ_c: -4,237 N/mm²
σ_s: 119,4 N/mm²
ε_s: 0,5971‰
d: 41 cm
x: 14,24 x/d: 0,3474
δ: 0,8742

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,24 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 119,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.6**.
A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = -156,53 kN/m**.

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	31,42	9
			2	31,42	41

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: -156,53 kNm
M_{yEd}: 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		C32/40	
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}	18,81 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

σ_c: -4,991 N/mm²
σ_s: 140,7 N/mm²
ε_s: 0,7033 ‰
d: 41 cm
x: 14,24 x/d: 0,3474
δ: 0,8742

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,99 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 140,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.6**.
A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -162,92 \text{ kN/m}$.

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	31,42	9
			2	31,42	41

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: -162,92 kNm
M_{yEd}: 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		C32/40	
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}	18,81 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

σ_c: -5,194 N/mm²
σ_s: 146,4 N/mm²
ε_s: 0,732 ‰
d: 41 cm
x: 14,24 x/d: 0,3474
δ: 0,8742

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 5,19 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 146,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA VERTICALE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 500 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 450 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 410 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 3142 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 33,2 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,1 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33643 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 119,9 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 139,2 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,24 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 3142 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 125000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 120267 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 250000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 120267 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,02612 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,1 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000343 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000308 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000343 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 300 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-] k_2 0,500 [-] k_3 3,400 [-] k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ 300 [mm] $s_{r,max,2}$ 469 [mm] $s_{r,max}$ 300 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,10 [mm]

12.1.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA VERTICALE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 500 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 450 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 410 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 3142 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 33,2 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,1 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33643 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 140,7 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 142,4 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,24 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 3142 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 125000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 119200 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 250000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 119200 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,02636 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,1 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000402 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000409 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000409 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 300 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-] k_2 0,500 [-] k_3 3,400 [-] k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ 299 [mm] $s_{r,max,2}$ 465 [mm] $s_{r,max}$ 299 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,12 [mm]

12.1.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.2**.

A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -222,21$ kN/m.

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	31,42	9
			2	31,42	41

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -222,21 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali
B450C C32/40

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} 18,81 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

M_{xRd} -464,6 kN m
σ_c -18,81 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 13,09 ‰
d 41 cm
x 8,651 x/d 0,211
δ 0,7038

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

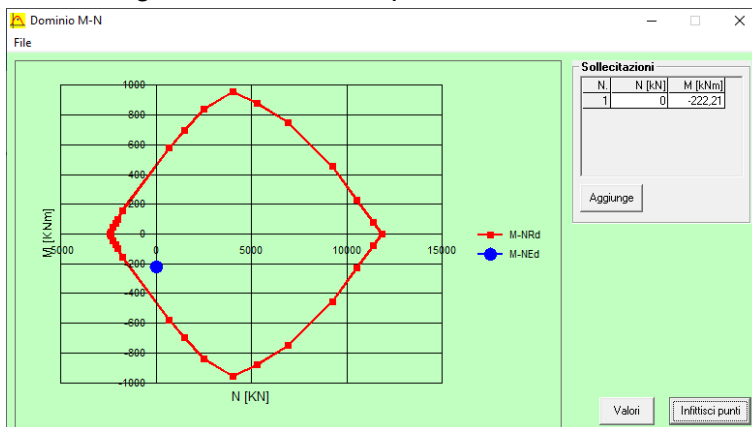
Tipo flessione
Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -464,60 \text{ kN/m} > M_{Sd} = -222,21 \text{ kN/m.}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.2**.
A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = 79,11 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	20,11	7,2
			2	20,11	42,8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 79,11 kNm
 M_{yEd} 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 C32/40
 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} 18,81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -2,788 N/mm²
 σ_s 103,1 N/mm²
 ε_s 0,5154 ‰
 d 42,8 cm
 x 12,35 x/d 0,2886
 δ 0,8008

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,79 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 103,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.10 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.6**.
A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -103,32 \text{ kNm}$.

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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	20,11	7,2
			2	20,11	42,8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: -103,32 kNm
 M_{yEd}: 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

Materiali	B450C	C32/40
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} 18,81
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114	

σ_c -3,642 N/mm²
 σ_s 134,6 N/mm²

ϵ_s 0,6732 ‰
 d 42,8 cm
 x 12,35 x/d 0,2886
 δ 0,8008

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,64 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 134,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.6**.
A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -110,06$ 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	20,11	7,2
			2	20,11	42,8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: -110,06 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 18,81 ‰
 ε_s/ε_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 12,25 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,7333
 τ_{c1}: 2,114

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

σ_c: -3,879 N/mm²
 σ_s: 143,4 N/mm²
 ε_s: 0,7171 ‰
 d: 42,8 cm
 x/d: 12,35 x/d: 0,2886
 δ: 0,8008

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,88 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 143,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA VERTICALE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 500 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 450 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 428 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 16 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 2011 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 33,2 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,1 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33643 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 103,1 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 123,5 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,24 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 2011 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 125000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 125500 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 250000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 125000 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,01608 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,1 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000295 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000087 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000295 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 16,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 290 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-] k_2 0,500 [-] k_3 3,400 [-] k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ 339 [mm] $s_{r,max,2}$ 489 [mm] $s_{r,max}$ 339 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,10 [mm]

12.1.13 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA VERTICALE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 500 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 450 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 428 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 16 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 2011 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 33,2 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,1 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33643 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 134,6 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 123,5 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,24 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 2011 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 125000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 125500 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 250000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 125000 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,01608 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,1 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000385 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000237 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000385 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 16,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 290 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-] k_2 0,500 [-] k_3 3,400 [-] k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ 339 [mm] $s_{r,max,2}$ 489 [mm] $s_{r,max}$ 339 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,13 [mm]

12.1.14 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.6**.

A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -150,19 \text{ kN/m}$.

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	20,11	7,2
			2	20,11	42,8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -150,19 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali
B450C C32/40

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s/E_c 200,000 N/mm² f_{cd} 18,81 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

M_{xRd} -324,3 kN m
σ_c -18,81 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 20,02 ‰
d 42,8 cm
x 6,368 x/d 0,1488
δ 0,7

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

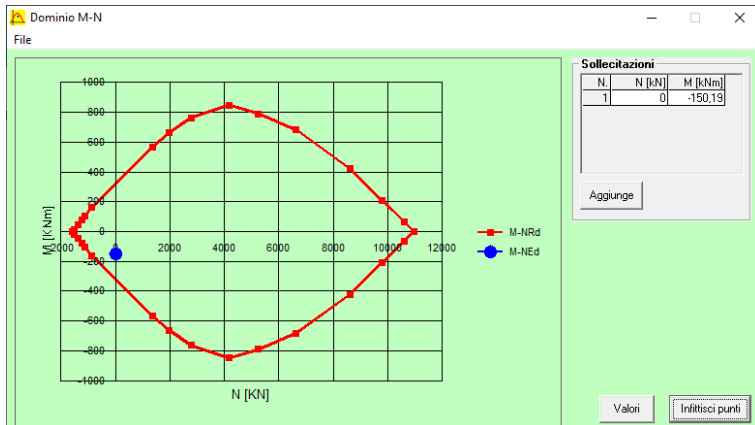
Tipo flessione
Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -324,30 \text{ kN/m} > M_{Sd} = -150,19 \text{ kN/m}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.15 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.2**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 476,88$ kN.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	5,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	45,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	18,81	[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:	$V_{S,d}$	476,88	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	14,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,54	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	38,50	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	9,41	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	610,14	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1904,85	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	610,14	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,28	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

12.2 VERIFICHE ZATTERA DI FONDAZIONE

Poiché i ritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

12.2.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	M_{11Sd} [kNm]	M_{22Sd} [kNm]	V_{13Sd} [kN]	V_{23Sd} [kN]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	588	QP.4	-280,54	76,24	-64,61	-412,41	118,91
	N_{min}	572	QP.4	164,94	-19,40	-52,84	137,32	-72,63
	$M_{11,max}$	618	QP.4	94,69	182,55	103,63	141,84	-36,92
	$M_{11,min}$	597	QP.4	-179,93	-126,87	-166,99	56,54	296,30
	$M_{22,max}$	591	QP.4	29,12	121,35	169,89	-10,88	199,14
	$M_{22,min}$	614	QP.4	60,95	-67,65	-219,15	21,39	-467,15
	V_{max}	599	QP.4	19,73	-93,35	-219,07	21,41	-554,02
SLE FREQUENTE	N_{max}	588	FR.6	-340,78	91,28	-79,76	-507,45	143,16
	N_{min}	620	FR.6	215,71	171,76	196,42	142,07	341,36
	$M_{11,max}$	618	FR.6	132,28	245,57	129,97	177,03	-70,95
	$M_{11,min}$	595	FR.6	-238,69	-161,17	47,69	412,31	-174,03
	$M_{22,max}$	591	FR.6	32,23	155,96	224,92	-24,60	241,54
	$M_{22,min}$	599	FR.6	25,45	-113,27	-273,45	28,18	-669,59
	V_{max}	584	FR.6	-9,71	-143,32	-251,08	-47,62	-675,24
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	588	CAR.6	-359,97	96,16	-84,15	-537,70	150,22
	N_{min}	620	CAR.6	228,83	187,68	213,50	151,75	362,01
	$M_{11,max}$	618	CAR.6	139,55	266,39	139,34	188,76	-81,65
	$M_{11,min}$	595	CAR.6	-256,75	-173,69	48,75	449,11	-196,37
	$M_{22,max}$	591	CAR.6	29,22	167,64	243,24	-29,30	254,94
	$M_{22,min}$	599	CAR.6	19,97	-119,34	-289,90	30,87	-708,05
	V_{max}	584	CAR.6	-15,88	-151,71	-266,47	-49,21	-716,16

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	M_{11Sd} [kNm]	M_{22Sd} [kNm]	V_{13Sd} [kN]	V_{23Sd} [kN]
SLU - STR	N_{max}	588	STR.6	-490,40	130,88	-114,92	-732,90	204,89
	N_{min}	620	STR.6	315,87	256,53	291,54	206,80	493,38
	$M_{11,max}$	618	STR.6	193,37	363,91	189,59	257,17	-112,80
	$M_{11,min}$	595	STR.6	-347,23	-237,27	65,61	614,16	-270,39
	$M_{22,max}$	591	STR.6	41,56	228,55	332,06	-40,41	347,34
	$M_{22,min}$	599	STR.6	30,81	-162,71	-395,78	41,92	-963,61
	V_{max}	584	STR.6	-18,78	-206,86	-363,72	-67,22	-975,18
SLU - SISMA	N_{max}	620	SISMA-3	-553,67	-294,58	-319,25	54,28	-370,32
	N_{min}	571	SISMA-4	316,56	-59,65	95,76	-402,64	-162,85
	$M_{11,max}$	590	SISMA-1	87,13	190,63	32,36	346,39	178,57
	$M_{11,min}$	618	SISMA-9	-359,15	-380,19	-137,32	66,45	269,04
	$M_{22,max}$	606	SISMA-4	-316,20	67,18	358,13	17,23	-449,25
	$M_{22,min}$	608	SISMA-9	9,61	-222,05	-331,55	-155,08	555,95
	V_{max}	595	SISMA-3	-98,15	115,88	72,55	-734,45	795,61

Con segno negativo sono indicate le azioni normali di compressione.

12.2.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50.

L'armatura trasversale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø24/10 superiori
- Ø24/10 inferiori

L'armatura longitudinale è prevista come segue:

- Ø24/10 superiori
- Ø24/10 inferiori

Per l'armatura a taglio verranno disposti dei cavallotti Ø24/40x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 50 mm.

12.2.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.4**.

A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -219,15$ kNm.

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File". It contains several input and output fields:

- Titolo:** (empty)
- N° strati barre:** 2
- Zoom:** (empty)
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	6,2
2	45,24	41,8
- Tipo Sezione:**
 - Rettan.re
 - Trapezi
 - a T
 - Circolare
 - Rettangoli
 - Coord.
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. (selected)
 - Metodo n
 - N_{Ed}: 0 kN
 - M_{xEd}: -219,15 kNm
 - M_{yEd}: 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
- Materials:**
 - B450C: 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
 - C32/40: ϵ_{c2} 2 ‰, ϵ_{cu} 3,5 ‰, f_{cd} 18,81, f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 12,25, τ_{co} 0,7333, τ_{c1} 2,114
- Results:**
 - σ_c : -5,076 N/mm²
 - σ_s : 128,9 N/mm²
 - ϵ_s : 0,6447 ‰
 - d: 43,8 cm
 - x: 16,26, x/d: 0,3712
 - δ : 0,904
- Buttons:** Verifica, N° iterazioni: 4, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 5,08/ \text{N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 128,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.6**.

A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = -273,45 kNm**.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	6,2
2	45,24	41,8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

B450C		C32/40	
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}	18,81
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

σ_c -6,333 N/mm²
 σ_s 160,9 N/mm²
 ε_s 0,8045 ‰
 d 43,8 cm
 x 16,26 x/d 0,3712
 δ 0,904

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 6,33 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 160,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.2**.
A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -74,19 \text{ kN/m}$.

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File". It contains several input and output fields:

- Titolo:** (empty)
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

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

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	6
2	15,71	32
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- Metodo n inputs:** N_{Ed} = 0, M_{xEd} = 0, M_{yEd} = 0, N = 37,44 kN, M = -74,19 kNm
- P.to applicazione N:** Centro, Baricentro cls, Coord.[cm] (xN=0, yN=0)
- 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 N/mm²
 - E_s/E_c = 15, f_{cc}/f_{cd} = 0,8
 - ϵ_{syd} = 1,957 ‰, $\sigma_{c,adm}$ = 9,75 N/mm²
 - $\sigma_{s,adm}$ = 255 N/mm², τ_{co} = 0,6
 - τ_{c1} = 1,829
- Stress results:** σ_c = -4,446 N/mm², σ_s = 144,8 N/mm²
- Other parameters:** ϵ_s = 0,724 ‰, d = 34 cm, x = 10,72, x/d = 0,3153, δ = 0,8342
- Iterations:** 4
- Buttons:** Verifica, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,45 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 144,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 500 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 450 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 438 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 4524 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 0 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 33,2 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,1 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33643 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 128,9 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 162,6 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,24 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 4524 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 125000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 112467 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 250000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 112467 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,04022 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,1 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000368 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000430 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000430 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 24,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 310 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-] k_2 0,500 [-] k_3 3,400 [-] k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max,1}$ 271 [mm] $s_{r,max,2}$ 439 [mm] $s_{r,max}$ 271 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,12 [mm]

12.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 500 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 450 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 438 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 50 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$ 4524 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 33,2 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,1 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33643 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 160,9 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 162,6 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,24 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 4524 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 125000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 112467 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 250000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 112467 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,04022 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,1 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000460 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000583 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000583 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 24,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 310 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-] k_2 0,500 [-] k_3 3,400 [-] k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ 271 [mm] $s_{r,max,2}$ 439 [mm] $s_{r,max}$ 271 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,16 [mm]

12.2.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.6**.

A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -395,78 \text{ kN/m}$.

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	45,24	6,2
			2	45,24	41,8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -395,78 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali
B450C **C32/40**
 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} 18,81 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} -691,5 kN m
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 13,07 ‰
 d 43,8 cm
 x 9,253 x/d 0,2113
 δ 0,7041

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

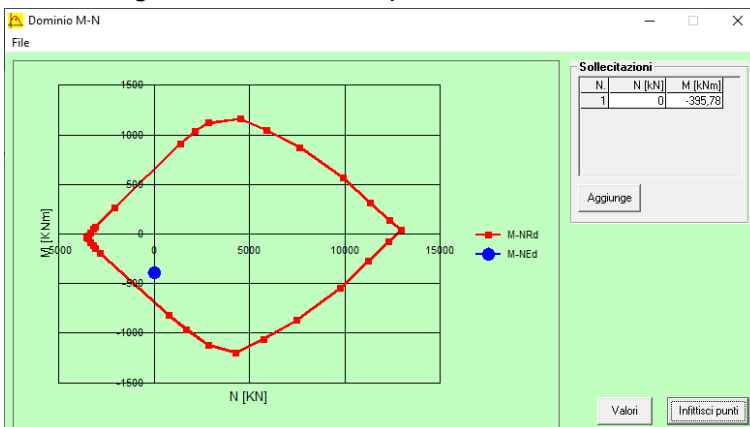
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -691,50 \text{ kN/m} > M_{Sd} = -395,78 \text{ kN/m}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA TRASVERSALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.4**.
A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = 182,55 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	45,24	8,6
			2	45,24	43,8

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 182,55 kNm
M_{yEd}: 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		C32/40	
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}	18,81 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

σ_c: -4,278 N/mm²
σ_s: 107,7 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

ε_s: 0,5386 ‰
d: 43,8 cm
x: 16,35 x/d: 0,3733
δ: 0,9066

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,28 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 107,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.10 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA TRASVERSALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.6**.
A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 245,57 \text{ kNm}$.

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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	45,24	8,6
			2	45,24	43,8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

B450C		C32/40	
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}	18,81
ϵ_s / ϵ_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -5,754 N/mm²
 σ_s 144,9 N/mm²
 ϵ_s 0,7245 ‰
 d 43,8 cm
 x 16,35 x/d 0,3733
 δ 0,9066

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 5,75 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 144,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA TRASVERSALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.6**.
A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = 266,39 kNm**.

Titolo: _____

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	45,24	8,6
			2	45,24	43,8

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 C32/40
 ε_{su}: 67,5‰ ε_{c2}: 2‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 18,81
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957‰ σ_{c,adm}: 12,25
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,7333
 τ_{c1}: 2,114

σ_c: -6,242 N/mm²
 σ_s: 157,2 N/mm²
 ε_s: 0,7859‰
 d: 43,8 cm
 x: 16,35 x/d: 0,3733
 δ: 0,9066

Verifica N° iterazioni:
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 6,24 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 157,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA TRASVERSALE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 500 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 450 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 438 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 4524 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 0 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 33,2 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,1 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33643 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 107,7 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 163,5 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,24 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 4524 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 125000 [mm ²]
	$A_{c,eff,2}$ 112167 [mm ²]
	$A_{c,eff,3}$ 250000 [mm ²]
	$A_{c,eff,min}$ 112167 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,04033 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,1 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000308 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000330 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000330 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 24,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 310 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-]
	k_2 0,500 [-]
	k_3 3,400 [-]
	k_4 0,425 [-]

Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ 271 [mm]
	$s_{r,max,2}$ 437 [mm]
	$s_{r,max}$ 271 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,09 [mm]

12.2.13 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA TRASVERSALE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 500 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 450 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 438 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 50 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$ 4524 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 33,2 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,1 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33643 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 144,9 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 163,5 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,24 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 4524 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 125000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 112167 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 250000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 112167 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,04033 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,1 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000414 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000507 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000507 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 24,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 310 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-] k_2 0,500 [-] k_3 3,400 [-] k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ 271 [mm] $s_{r,max,2}$ 437 [mm] $s_{r,max}$ 271 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,14 [mm]

12.2.14 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA TRASVERSALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SISMA.9**.

A vantaggio di sicurezza non viene considerata l'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -380,19$ kN/m.

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	45,24	8,6
			2	45,24	43,8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} -380,19 kNm
 M_{Ed} 0 kNm

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

Materiali
B450C **C32/40**
 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} 18,81 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{Rd} -658,2 kN m
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 15,42 ‰
 d 41,4 cm
 x 7,659 x/d 0,185
 δ 0,7

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

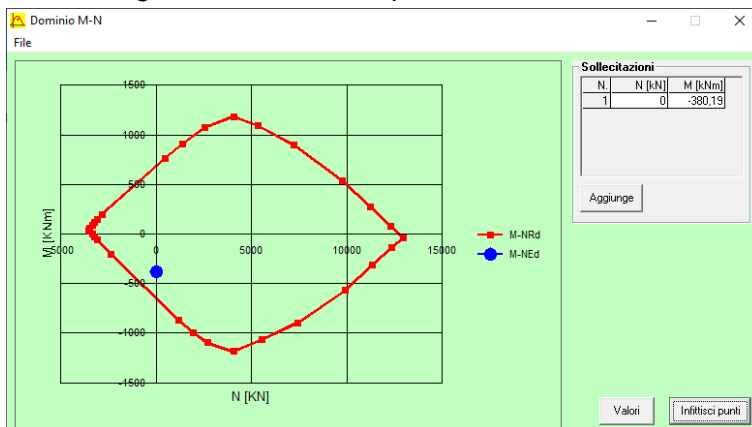
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -658,20$ kN/m $>$ $M_{Sd} = -380,19$ N/m.

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.15 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

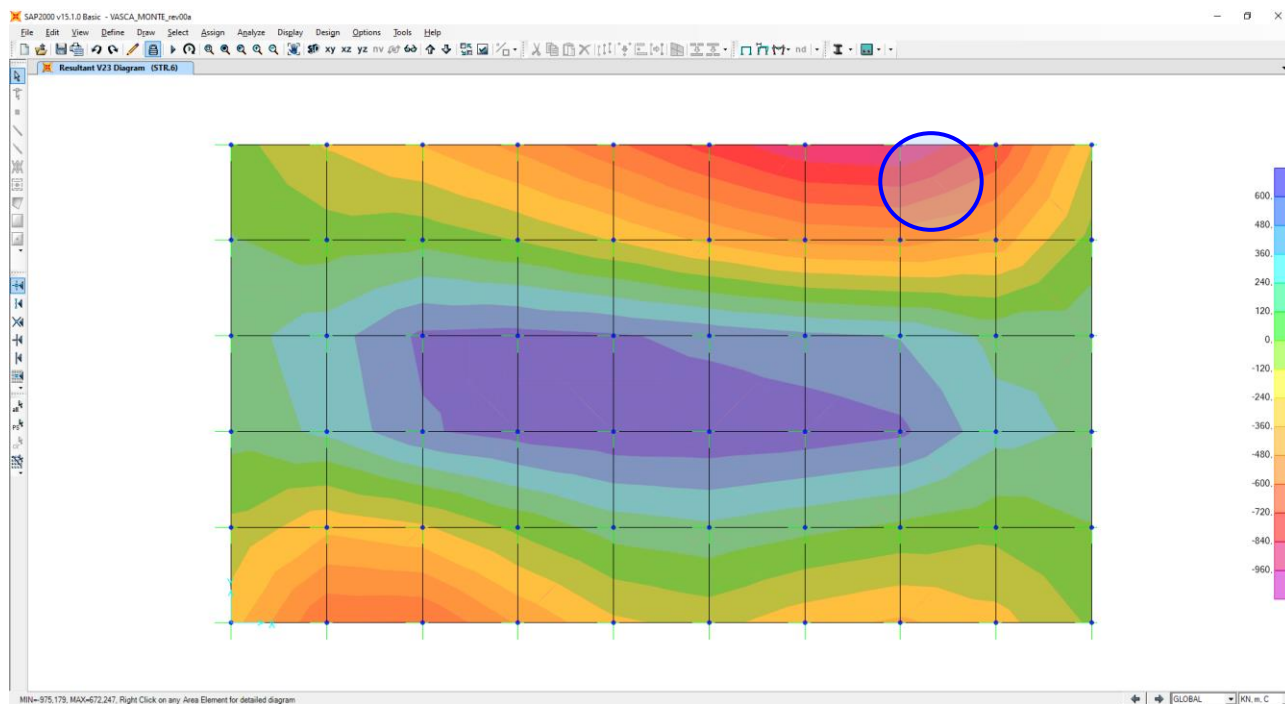
La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.6**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{sd} = 975,18 \text{ kN}$.

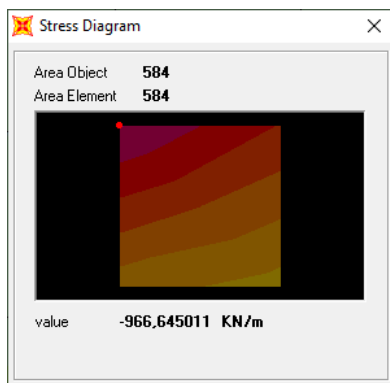
A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il valore dell'azione tagliante è influenzato dalla presenza di punte di tensione legati all'interazione tra gli elementi "shell" presenti nel modello.

Per una maggiore comprensione della problematica di seguito viene riportata la distribuzione della sollecitazione lungo il setto per la combinazione STR.6, dove si riscontra la punta di tensioni sopra citata.



Nelle immagini successive, si può notare la variazione rapida di tensione all'interno dell'elemento "shell", per cui tali valori non si considerano rappresentativi del reale comportamento dell'elemento.



Per la successiva verifica si andrà a considerare un valore medio della sollecitazione.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 637,66$ kN.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO
D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	5,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	45,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	18,81	[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:	$V_{S,d}$	637,66	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	40,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	24,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	4,52	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	56,50	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	9,41	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	895,40	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1904,85	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	895,40	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,40	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

13 INCIDENZA ARMATURA

SETTI PERIMETRALI									
ARMATURA		Ø [mm]	Passo [cm]	N _{barr}	L [m]	Sovrapp. [%]	L _{10r} [m]	p [kg/m]	P [kg]
Armatura trasversale Setti	superiore	20	10	10	1,00	10%	1,10	2,47	27,13
	inferiore	20	10	10	1,00	10%	1,10	2,47	27,13
Armatura longitudinale Setti	superiore	16	10	10	1,00	10%	1,10	1,58	17,36
	inferiore	16	10	10	1,00	10%	1,10	1,58	17,36
Spille	-	14	20x20	25	0,70	0%	0,70	1,21	21,15
TOTALE									110,13
VOLUME DI RIFERIMENTO [mc]									0,50
INCIDENZA [kg/mc]									220,25
ARROTONDAMENTO INCIDENZA [kg/mc]									225,00

SOLETTA INFERIORE									
ARMATURA		Ø [mm]	Passo [cm]	N _{barr}	L [m]	Sovrapp. [%]	L _{10r} [m]	p [kg/m]	P [kg]
Armatura trasversale soletta	superiore	24	10	10	1,00	10%	1,10	3,55	39,06
	inferiore	24	10	10	1,00	10%	1,10	3,55	39,06
Armatura longitudinale soletta	superiore	24	10	10	1,00	10%	1,10	3,55	39,06
	inferiore	24	10	10	1,00	10%	1,10	3,55	39,06
Cavallotti	-	24	40x40	6	1,80	0%	1,80	3,55	38,35
TOTALE									194,61
VOLUME DI RIFERIMENTO [mc]									0,50
INCIDENZA [kg/mc]									389,22
ARROTONDAMENTO INCIDENZA [kg/mc]									390,00