

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

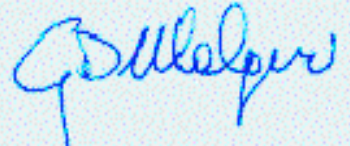
VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO - COD. MI608

 <p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	 <p>Società designata: GA&M</p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p>SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p>ARKE' INGENGERIA s.r.l. Via Impugnato Carlo Rossini n. 2 - 70136 Bari</p> <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>	<p>DOTT. GEOL. DANILLO GALLO</p> <p>Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588</p>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Fabrizio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

ID01

I - PROGETTO STRUTTURALE - MURI DI SOSTEGNO

ID - OPERA DI SOSTEGNO OS05

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>LO203 E 2301</p>		<p>NOME FILE</p> <p>ID01-P00OS05STRRE01_A.dwg</p>		<p>REVISIONE</p> <p>A</p>	<p>SCALA:</p> <p>-----</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p>P00OS05STRRE01</p>					
C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2023	ING. IOLANDA SCHETTINO	ING. GAETANO RANIERI	ING. FABRIZIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
4	UNITA' DI MISURA	8
5	MATERIALI	9
5.1	Calcestruzzo	9
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	9
5.1.2	Calcestruzzo per le opere di fondazione	9
5.1.3	Calcestruzzo per le opere in elevazione	9
5.2	Acciaio	10
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	10
5.3	Calcolo dei copriferri minimi	11
5.4	Valutazione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura	13
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	15
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA	16
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali	16
7.2	Definizione della strategia progettuale	17
7.3	Parametri di calcolo	19
7.3.1	Parametri numerici sismici	19
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	19
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	19
7.3.4	Fattori di struttura	20
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	20
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	23
8	ANALISI DEI CARICHI	24
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato	24
8.2	Carichi permanenti portati sulla soletta inferiore	24
8.2.1	Peso proprio del terreno di ricoprimento	24
8.2.2	Peso proprio della pavimentazione stradale	24
8.3	Peso proprio del parapetto	24
8.4	Spinta laterale dei terreni	24
8.5	Sottospinta idraulica dell'acqua di falda	25
8.6	Sovraccarichi accidentali (q_1)	25
8.7	Spinta dei sovraccarichi accidentali a tergo delle pareti verticali	25
8.8	Azione sismica	25
8.8.1	Azione inerziale delle masse	25
8.8.2	Sovrappinta dinamica dei terreni	25
9	COMBINAZIONI DI CARICO	26
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	26
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	26
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche	26
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	27
9.5	Combinazione di carico sismiche	28
10	MURO TIPO 1 – MODELLO DI CALCOLO	29
10.1	Definizione del modello di calcolo	29
10.2	Numerazione degli elementi	30

10.3	Numerazione dei nodi	30
10.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche	31
10.5	Applicazione dei carichi elementari	32
10.5.1	Pesi propri strutturali	32
10.5.2	Peso proprio della pavimentazione stradale	32
10.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento	32
10.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici	33
10.5.5	Spinta orizzontale dei terreni	33
10.5.6	Sottospinta idraulica della falda	34
10.5.7	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione	34
10.5.8	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra	35
10.5.9	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra	35
10.5.10	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati 36	
10.5.11	Sovraspinta dinamica orizzontale dei terreni	36
11	MURO TIPO 1 – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	37
11.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti	37
11.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti	38
11.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare	40
11.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR	41
11.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita	43
12	MURO TIPO 1 – PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE 120CM	45
12.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	45
12.2	Sezione e armatura di verifica	45
12.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	46
12.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente	46
12.3.2	Combinazione SLE – Frequente	47
12.3.3	Combinazione SLE – Rara	48
12.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	49
12.3.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente	50
12.3.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Frequente	51
12.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	52
12.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	53
13	MURO TIPO 1 – PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE 75CM	54
13.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	54
13.2	Sezione e armatura di verifica	54
13.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	55
13.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente	55
13.3.2	Combinazione SLE – Frequente	56
13.3.3	Combinazione SLE – Rara	57
13.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	58
13.3.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente	58
13.3.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Frequente	59
13.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	60
13.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	61
14	MURO TIPO 1 – ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI	62
14.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	62
14.1.1	Sezione e armatura di verifica	63

14.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	63
14.2.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente - Mmax	63
14.2.2	Combinazione SLE – Quasi Permanente - Mmin	64
14.2.3	Combinazione SLE – Frequente - Mmax	65
14.2.4	Combinazione SLE – Frequente - Mmin	66
14.2.5	Combinazione SLE – Rara - Mmax	67
14.2.6	Combinazione SLE – Rara - Mmin	68
14.2.7	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente - Mmax	69
14.2.8	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente - Mmin	70
14.2.9	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Frequente - Mmax	71
14.2.10	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Frequente - Mmin	72
14.3	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione - Mmax	73
14.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione - Mmin	74
14.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	75
15	MURO TIPO 2 – MODELLO DI CALCOLO	76
15.1	Definizione del modello di calcolo	76
15.2	Numerazione degli elementi	77
15.3	Numerazione dei nodi	77
15.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche	78
15.5	Applicazione dei carichi elementari	79
15.5.1	Pesi propri strutturali	79
15.5.2	Peso proprio della pavimentazione stradale	79
15.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento	79
15.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici	80
15.5.5	Spinta orizzontale dei terreni	80
15.5.6	Sottospinta idraulica della falda	81
15.5.7	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione	81
15.5.8	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra	82
15.5.9	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra	82
15.5.10	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati 83	
15.5.11	Sovraspinta dinamica orizzontale dei terreni	83
16	MURO TIPO 2 – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	84
16.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti	84
16.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti	85
16.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare	87
16.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR	88
16.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita	90
17	MURO TIPO 2 – PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE 120CM	92
17.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	92
17.2	Sezione e armatura di verifica	92
17.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	93
17.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente	93
17.3.2	Combinazione SLE – Frequente	94
17.3.3	Combinazione SLE – Rara	95
17.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	96
17.3.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente	97
17.3.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Frequente	98

17.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	99
17.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	100
18	MURO TIPO 2 – PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE 75CM.....	101
18.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	101
18.2	Sezione e armatura di verifica	101
18.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	102
18.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	102
18.3.2	Combinazione SLE – Frequente	103
18.3.3	Combinazione SLE – Rara	104
18.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	105
18.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	107
18.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	108
19	MURO TIPO 2 – ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI	109
19.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	109
19.1.1	Sezione e armatura di verifica.....	110
19.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	110
19.2.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente - Mmax	110
19.2.2	Combinazione SLE – Quasi Permanente - Mmin	111
19.2.3	Combinazione SLE – Frequente - Mmax	112
19.2.4	Combinazione SLE – Frequente - Mmin	113
19.2.5	Combinazione SLE – Rara - Mmax.....	114
19.2.6	Combinazione SLE – Rara - Mmin.....	115
19.2.7	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente - Mmax	116
19.2.8	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente - Mmin	117
19.2.9	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Frequente - Mmax	118
19.2.10	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Frequente - Mmin	119
19.3	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione - Mmax.....	120
19.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione - Mmin.....	121
19.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	122
20	VERIFICHE GEOTECNICHE – VERIFICA DEL CARICO LIMITE E DELLO SCORRIMENTO	123
20.1	Richiami teorici.....	123
20.1.1	Verifica al carico limite	123
20.1.2	Verifica allo scorrimento.....	124
20.2	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione	125
20.3	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR	125
20.4	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV	126
20.5	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo	126
20.6	Dati	127
20.7	Condizione di carico	128
20.8	Opzioni di calcolo	130
20.9	Risultati	130

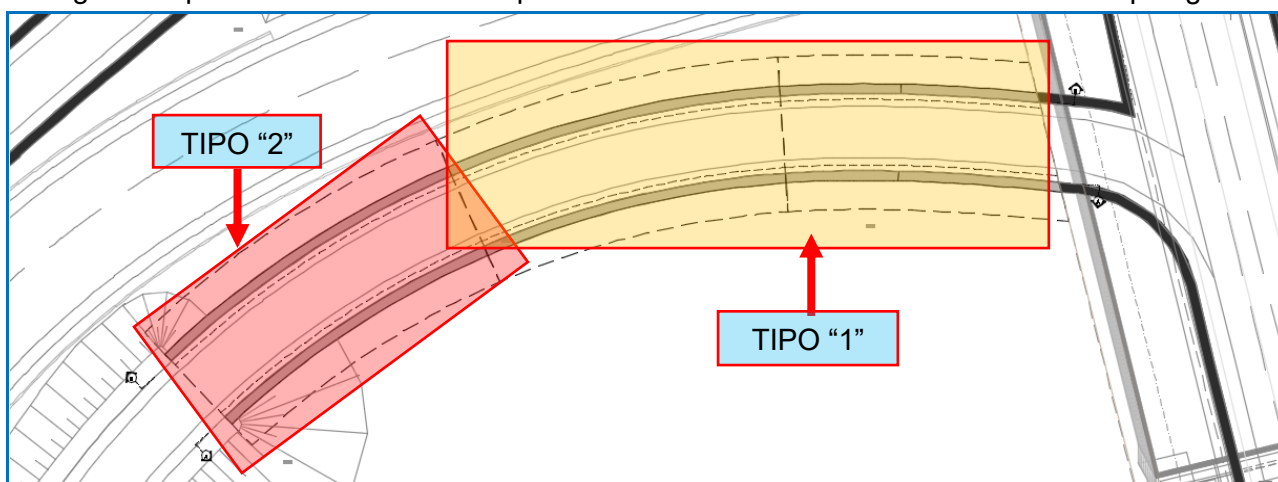
1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dei muri ad "U" in cemento armato della rampa EF della wbs SV10 nell'ambito del progetto esecutivo "Lavori di collegamento tra la S.S. n.11 a Magenta e la tangenziale Ovest di Milano – Variante di Abbiategrasso ed adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al ponte sul fiume Ticino".

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il muro di sostegno presenta una sezione trasversale ad "U" in cemento armato gettato in opera. Ai fini del dimensionamento, delle verifiche strutturali e geotecniche si considerano due sezioni tipologiche rappresentative.

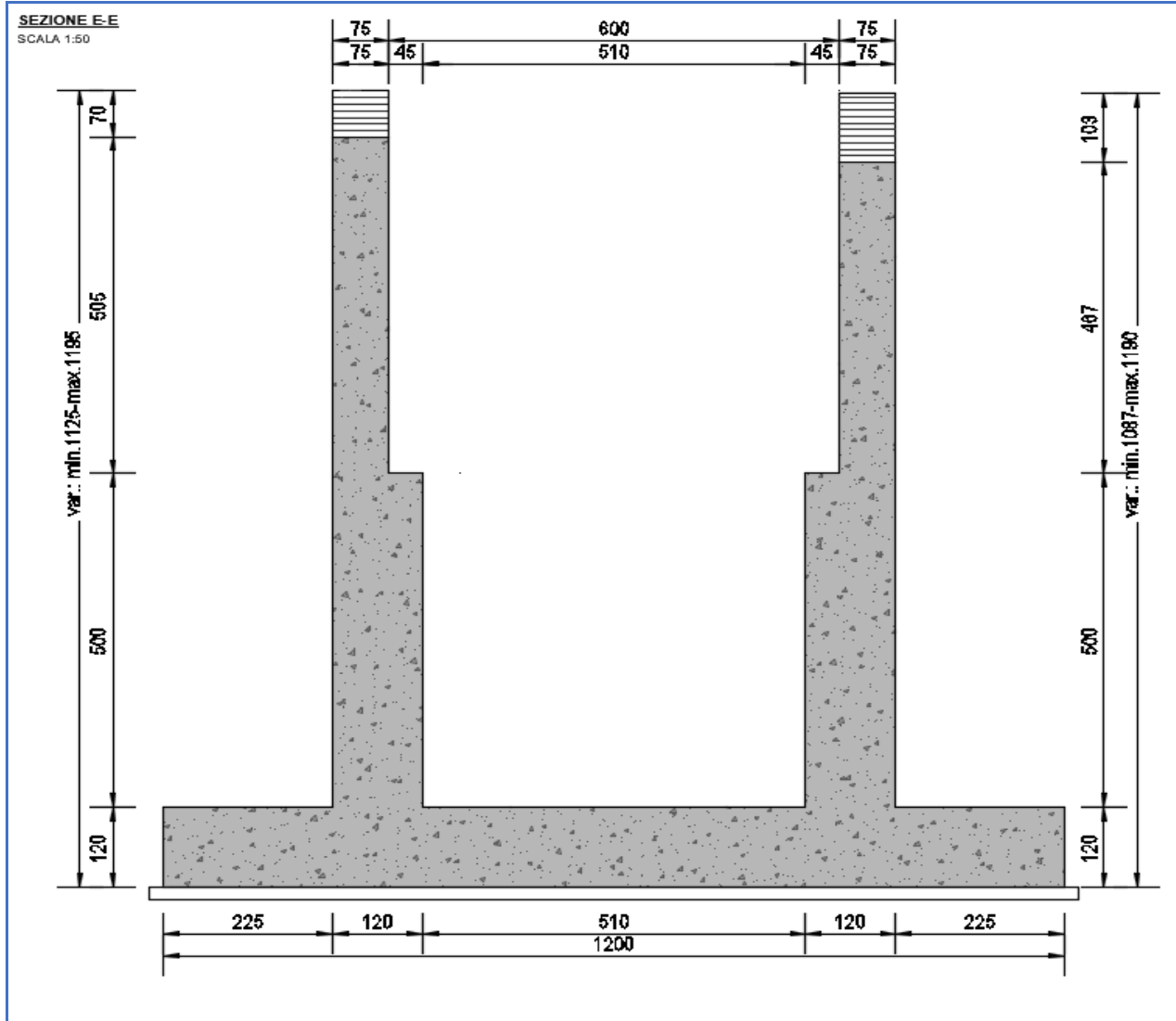
Di seguito è riportato il suo andamento planimetrico con l'individuazione delle sezioni tipologiche.



MURO TIPO 1

Il muro presenta una sezione trasversale a "U" ed è interamente realizzato in cemento armato gettato in opera e le dimensioni dell'opera sono di seguito riepilogate:

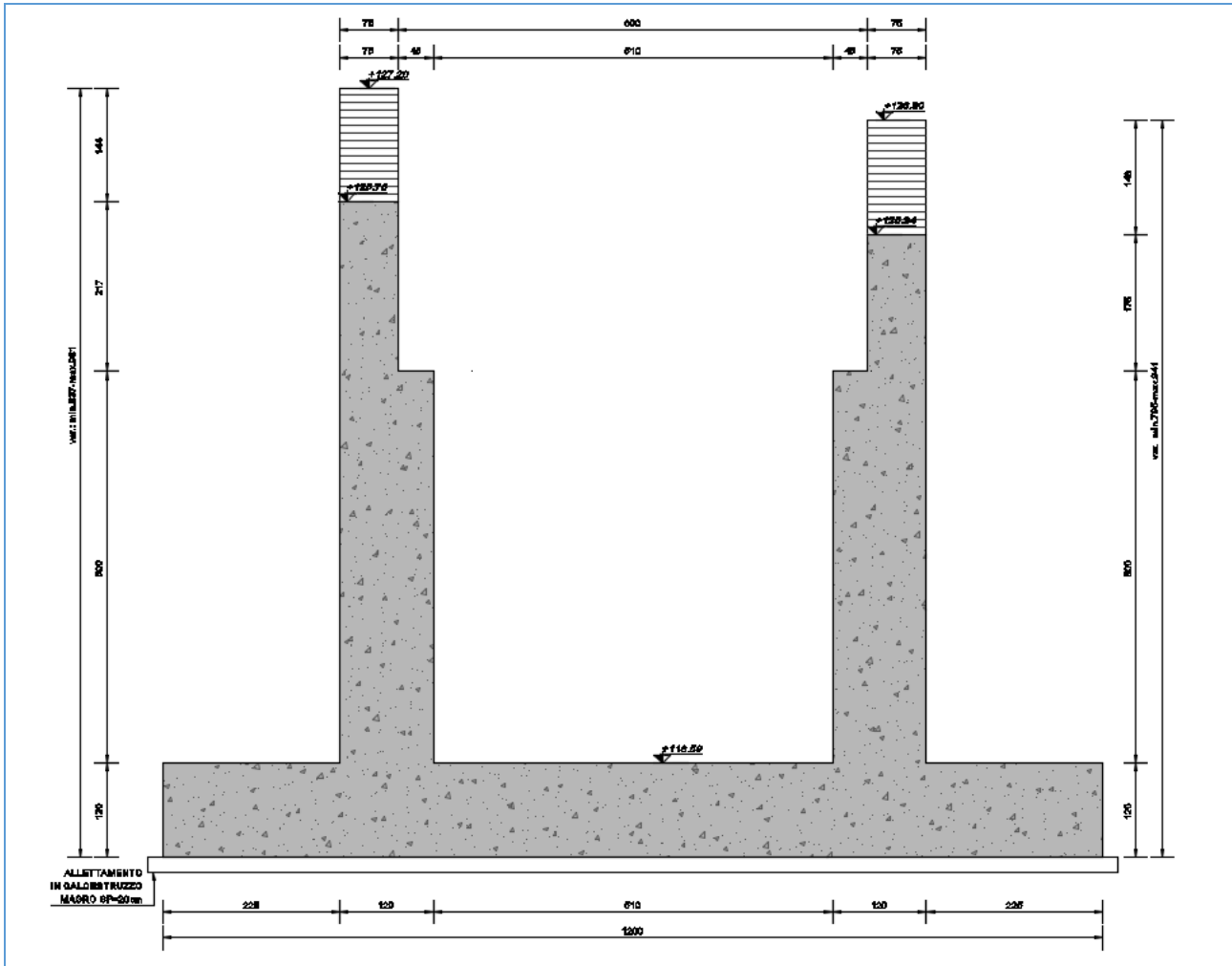
- Pareti verticali laterali I° tratto: **altezza 500 cm e spessore 120 cm**
- Pareti verticali laterali II° tratto: **altezza 575 cm e spessore 75 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1200 cm e spessore 120 cm**



MURO TIPO 2

Il muro presenta una sezione trasversale a "U" ed è interamente realizzato in cemento armato gettato in opera e le dimensioni dell'opera sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali laterali I° tratto: **altezza 500 cm e spessore 120 cm**
- Pareti verticali laterali II° tratto: **altezza 361 cm e spessore 75 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1200 cm e spessore 120 cm**



3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

4 UNITA' DI MISURA

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

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

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

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

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

5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE DI FONDAZIONE

Per le opere di fondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** e classe di esposizione **XC2**.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018

Classe di resistenza del calcestruzzo	C28/35		
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	37,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,98	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,32	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	33.721,65	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	31.670,36	[N/mm ²]

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

5.1.3 CALCESTRUZZO PER LE OPERE IN ELEVAZIONE

Per le opere in elevazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** e classe di esposizione **XF2**.

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]

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

5.2 ACCIAIO

5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

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

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

5.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI

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

Per le opere in elevazione è previsto un copriferro minimo pari a **35mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **40mm**.

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	XF2
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	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
C28/35	Barre da c.a. elementi a p	C32/40
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	50 Anni	NO

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

Per le opere di fondazione è previsto un copriferro minimo pari a **25mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **40mm**.

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	XC2
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Ordinario

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

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

5.4 VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

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

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

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

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

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

con:

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

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

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

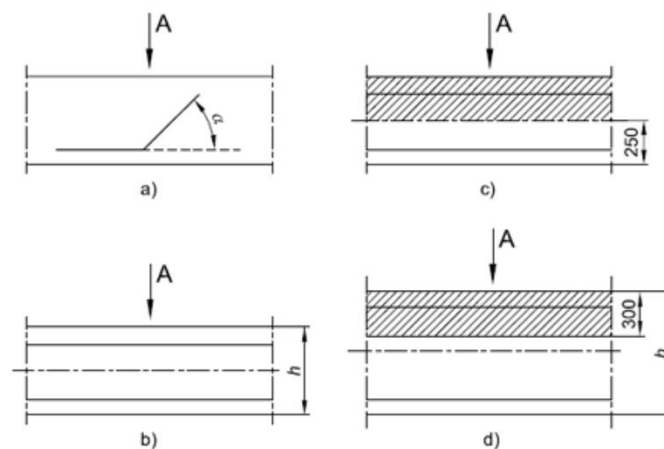
$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

dove:

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

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

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



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

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

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

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

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

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

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

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

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

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

Il terreno di fondazione è caratterizzato dall'unità **G3** aventi i seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\varphi = 30,90^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

Il terreno da rilevato interno al muro ad "U" è 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 del Comune di Abbiategrasso sito nella provincia di Milano.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ▶

Variabilità dei parametri ▶

Elaborazioni

Tabella parametri ▶

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".

Nodi del reticolo intorno al sito

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

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

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

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

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

- Classe d’uso dell’opera: **IV**

2.4.2. CLASSI D'USO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

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

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	60
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	101
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

Elaborazioni

Grafici parametri azione }

Grafici spettri di risposta }

Tabella parametri azione }

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (TR [anni])	Strategia scelta (TR [anni])
SLO	60	80
SLD	101	101
SLV	949	949
SLC	1950	1950

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_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,022	2,543	0,194
SLD	101	0,027	2,590	0,211
SLV	949	0,050	2,730	0,304
SLC	1950	0,058	2,819	0,319

7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

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

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

7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

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

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

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

7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

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

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV ▼ info

Risposta sismica locale

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

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

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

Compon. orizzontale

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

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

Compon. verticale

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

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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

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

Parametri indipendenti

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

Parametri dipendenti

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

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

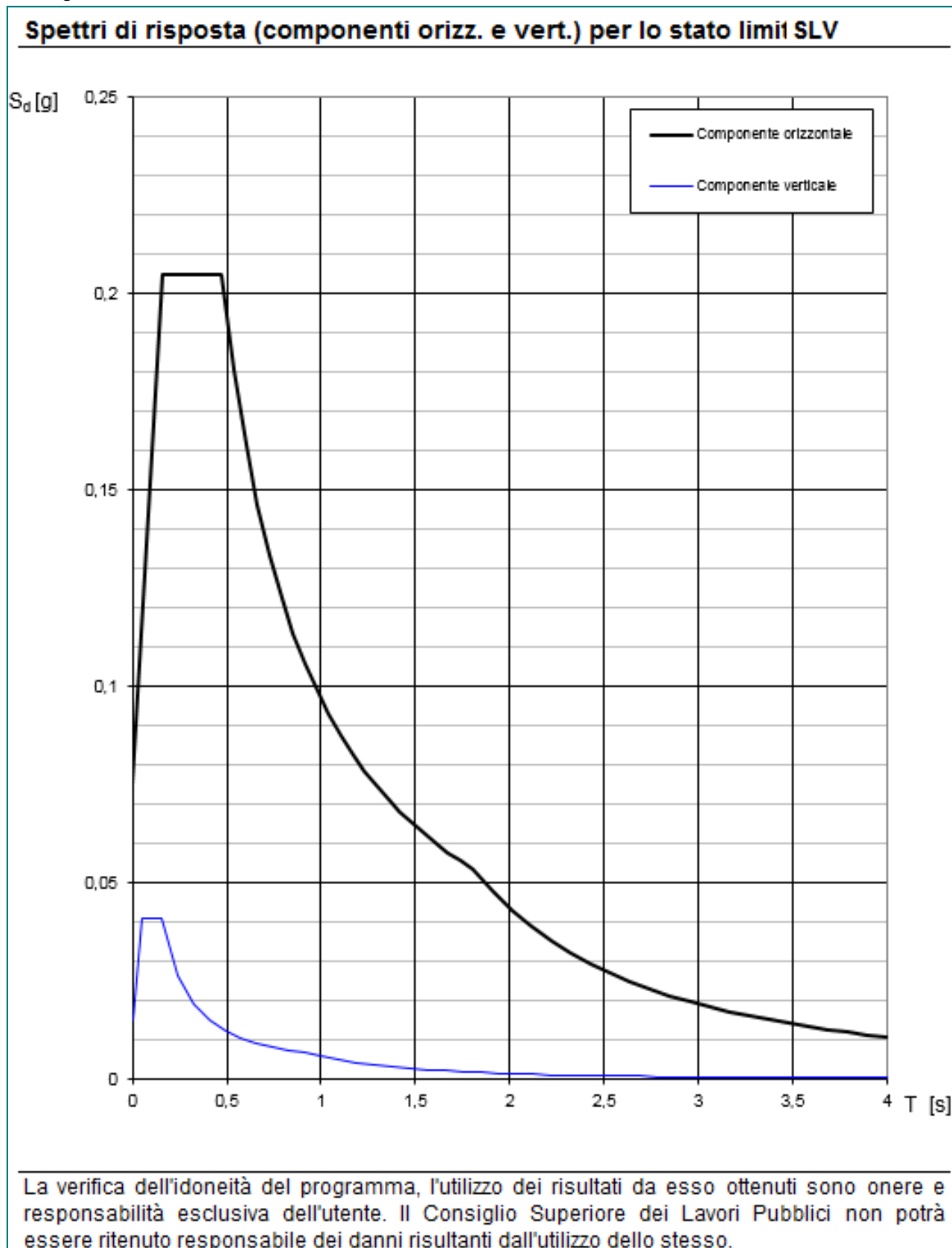
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

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

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

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



7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

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

dove:

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

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

- g → accelerazione di gravità

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

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

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

$$k_h = 0,075$$

$$k_v = 0,0375$$

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

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

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

8.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI SULLA SOLETTA INFERIORE

8.2.1 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO

Lo spessore medio del terreno di ricoprimento al di sopra della soletta inferiore è assunto pari a:

MURO AD U	S_{max} [m]
Tipo 1	10,50
Tipo 2	8,35

Il peso per unità di volume terreno di ricoprimento è assunto pari a $\gamma_{rilevato} = 20,00 \text{ kN/m}^3$.

Il carico permanente per unità di superficie dovuto al peso terreno di ricoprimento risulta dunque pari a:

MURO AD U	S_{max} [m]	$P_{ricoprimento}$ [kN/m ²]
Tipo 1	10,50	210,00
Tipo 2	8,35	167,00

8.2.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE

Il peso per unità di volume della pavimentazione stradale è assunto pari a $22,00 \text{ kN/m}^3$.

Lo spessore della pavimentazione stradale è uguale a 23 cm, cui corrisponde un carico per unità di superficie pari a:

$$p_{pavimentazione} = 0,23 \times 22,00 = 5,06 \text{ kN/m}^2 \rightarrow p_{pavimentazione} = 5,10 \text{ kN/m}^2$$

8.3 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO

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

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

8.4 SPINTA LATERALE DEI TERRENI

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

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

dove:

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

$$k_0 = 1 - \tan(\phi)$$

con:

- ϕ = angolo di attrito interno

L'azione della spinta è applicata a 1/3 dell'altezza dell'opera. A favore di sicurezza l'intera spinta è applicata in direzione orizzontale.

8.5 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELL'ACQUA DI FALDA

Considerata la quota massima del terreno rispetto all'intradosso della zattera di fondazione e considerato il peso per unità di volume dell'acqua pari a $\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$, la sottospinta idrostatica massima valutata alla quota dell'intradosso della zattera di fondazione risulta pari a:

Spessore della zattera di fondazione	$H_{zattera}$	1,20	[m]
Quota massima del terreno rispetto all'estradosso fondazione	$H_{terreno}$	0,30	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	H_{falda}	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{H\text{ falda}}$	5,00	[kNm ²]

8.6 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI (Q_1)

È stato considerato un carico uniformemente distribuito sulla zattera di fondazione forfaitario pari a:

$$q = 40,00 \text{ kN/m}^2.$$

8.7 SPINTA DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLE PARETI VERTICALI

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

$$S_{cq} = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico accidentale agente,
- k_0 è il coefficiente di spinta a riposo del terreno

8.8 AZIONE SISMICA

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

8.8.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

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

8.8.2 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

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

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

dove:

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

9 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

dove:

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

9.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

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

dove:

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

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

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

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

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

9.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

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

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

dove:

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

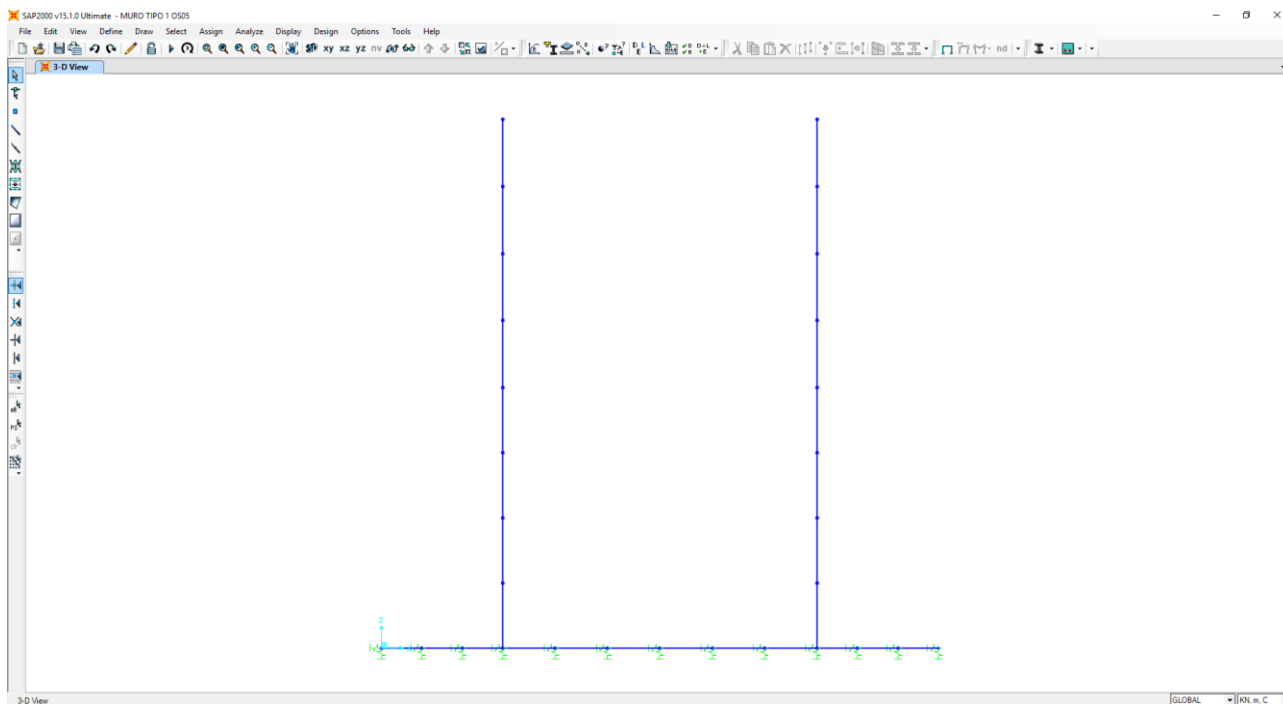
10 MURO TIPO 1 – MODELLO DI CALCOLO

10.1 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la valutazione delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali in cemento armato è stato realizzato un apposito modello di calcolo bidimensionale (trasversale per una striscia di larghezza unitaria) mediante il software agli elementi finiti SAP2000 v.15.1.

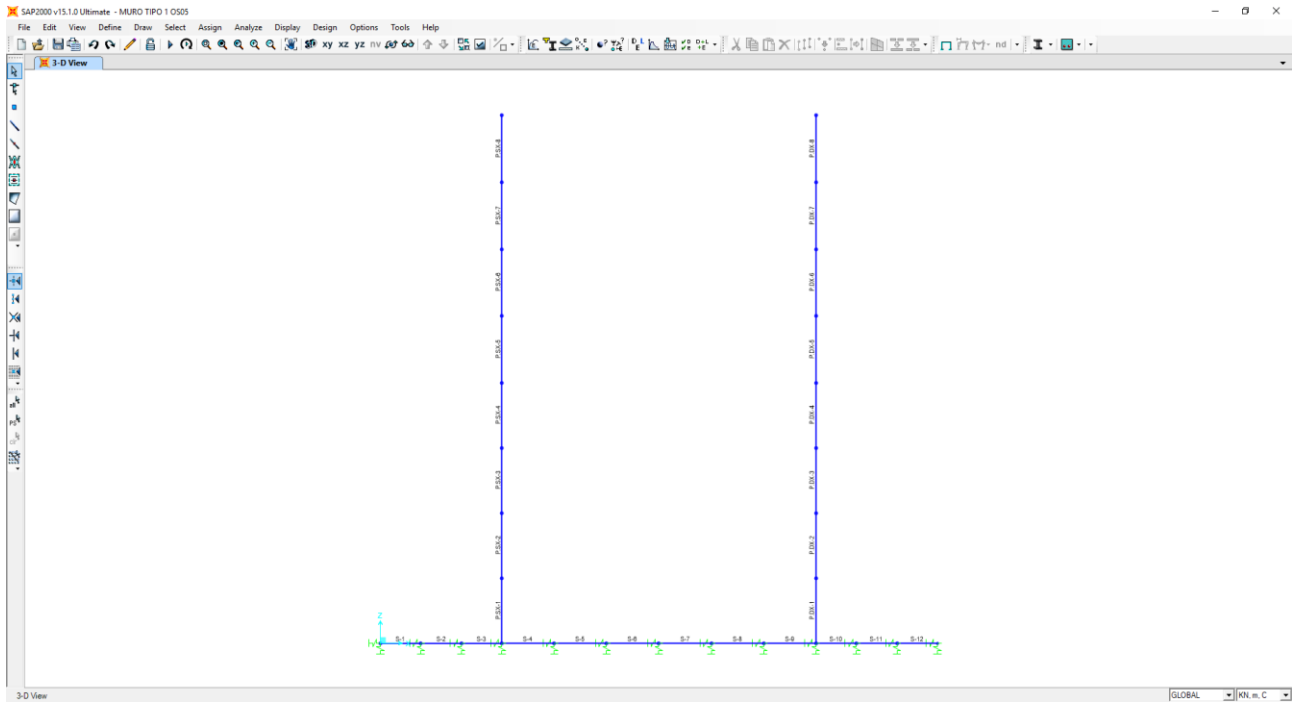
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo “beam” ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

Il terreno è stato modellato mediante un letto di molle elastiche secondo una schematizzazione alla Winkler.



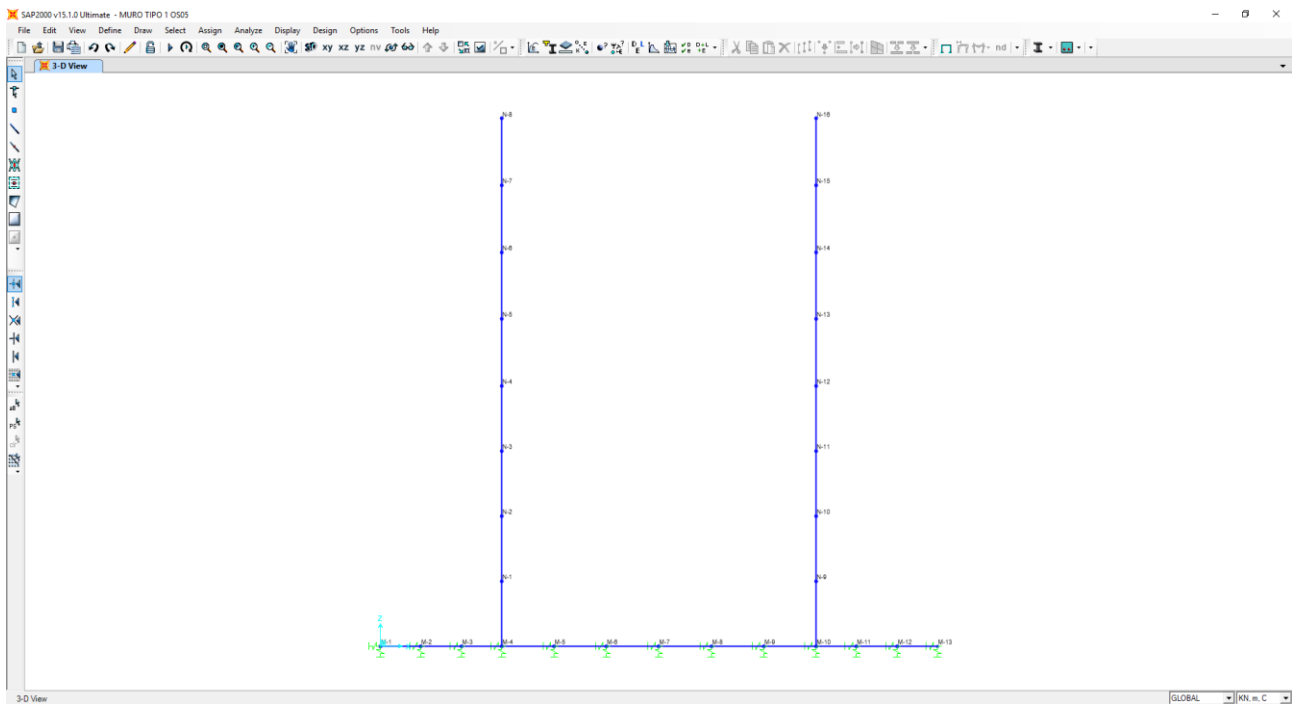
10.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

Nell'immagine successiva è stata riportata la numerazione dei singoli elementi che costituiscono il modello di calcolo:



10.3 NUMERAZIONE DEI NODI

Nell'immagine successiva è stata riportata la numerazione dei singoli nodi che costituiscono il modello di calcolo:



10.4 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI RIGIDEZZA DELLE MOLLE ELASTICHE

A favore di sicurezza si considera come terreno di fondazione l'unità litotecnica L5, pertanto si ha una costante di sottofondo pari a $k = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$.

Nella tabella successiva è riportata la valutazione delle costanti di rigidezza verticali assegnate alle molle elastiche che schematizzano il terreno:

**SCHEMATIZZAZIONE DEL TERRENO ALLA WINKLER
 VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE**

Costante di sottofondo del terreno (costante di Winkler) K_s :

15.000,00 kN/m^3

Larghezza della striscia di calcolo L_c :

1,00 m

INTERASSI		
PUNTO INIZIALE	PUNTO FINALE	DISTANZA (m)
M1	M2	0,873
M2	M3	0,873
M3	M4	0,873
M4	M5	1,127
M5	M6	1,127
M6	M7	1,127
M7	M8	1,127
M8	M9	1,127
M9	M10	1,127
M10	M11	0,873
M11	M12	0,873
M12	M13	0,873

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,437	6.550,0
M2	0,873	13.100,0
M3	0,873	13.100,0
M4	1,000	15.000,0
M5	1,127	16.900,0
M6	1,127	16.900,0
M7	1,127	16.900,0
M8	1,127	16.900,0
M9	1,127	16.900,0
M10	1,000	15.000,0
M11	0,873	13.100,0
M12	0,873	13.100,0
M13	0,437	6.550,0

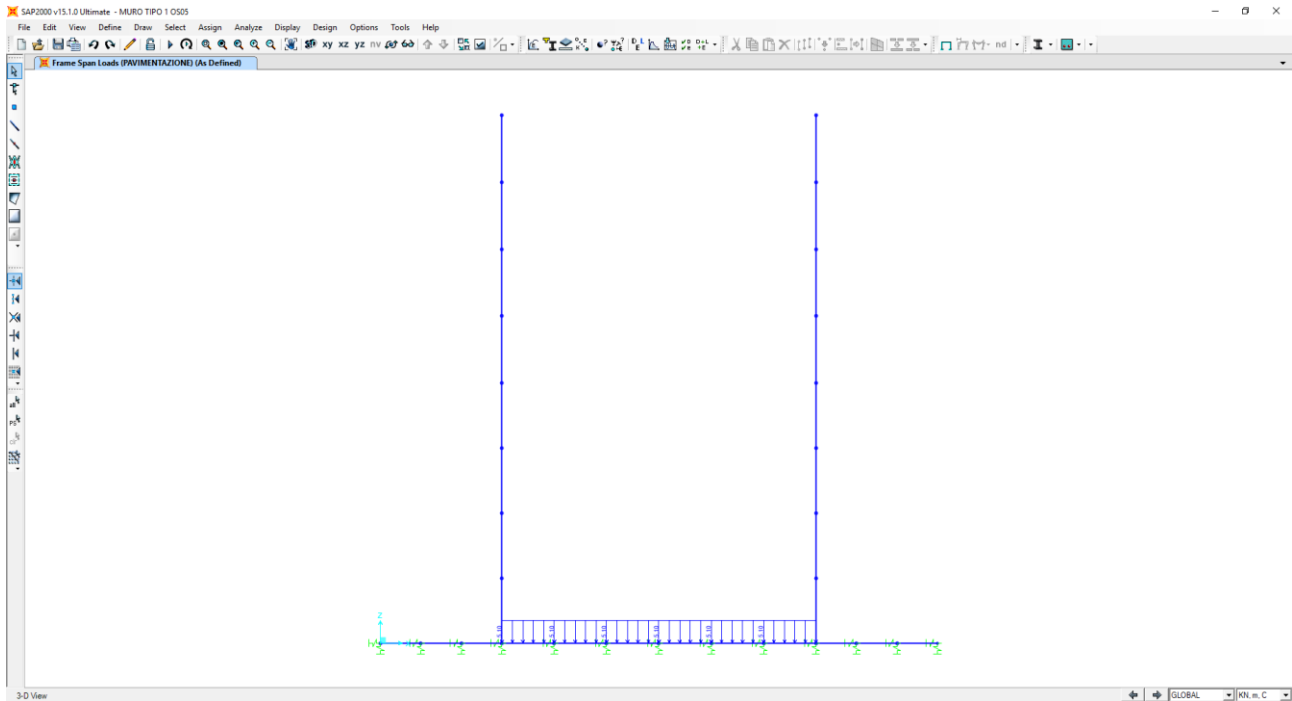
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

10.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

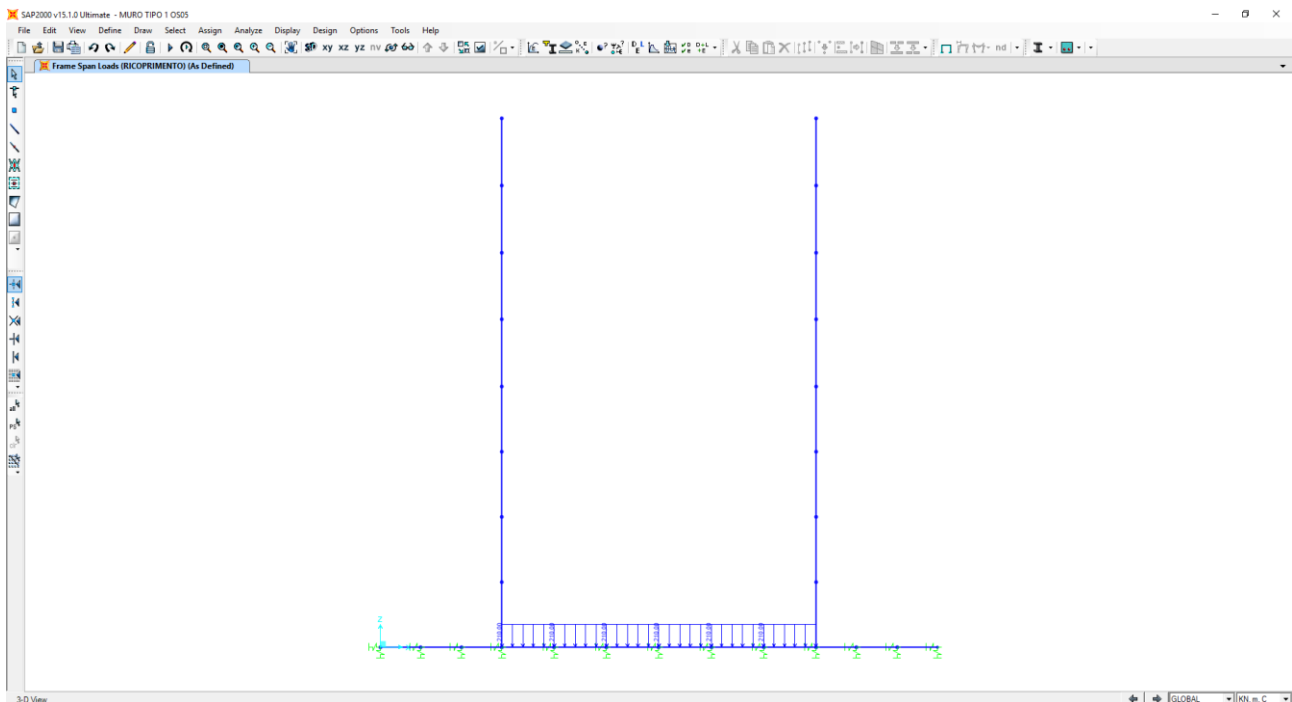
10.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

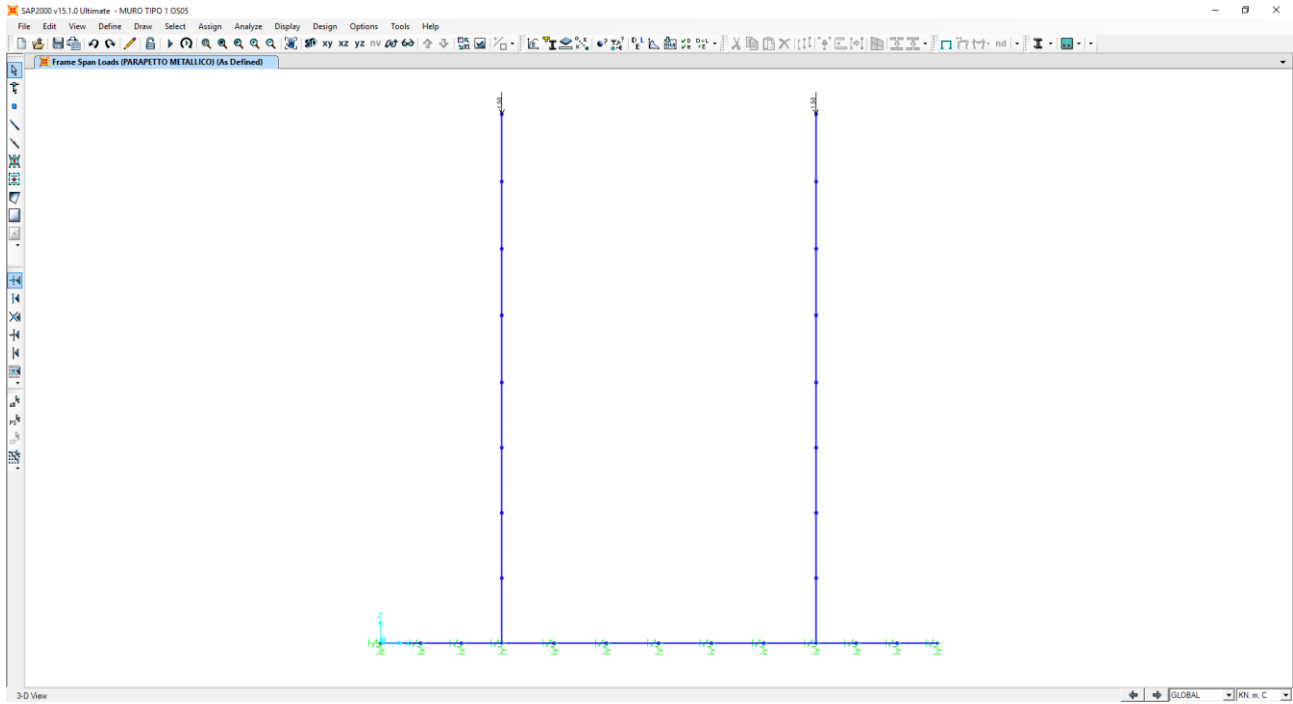
10.5.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE



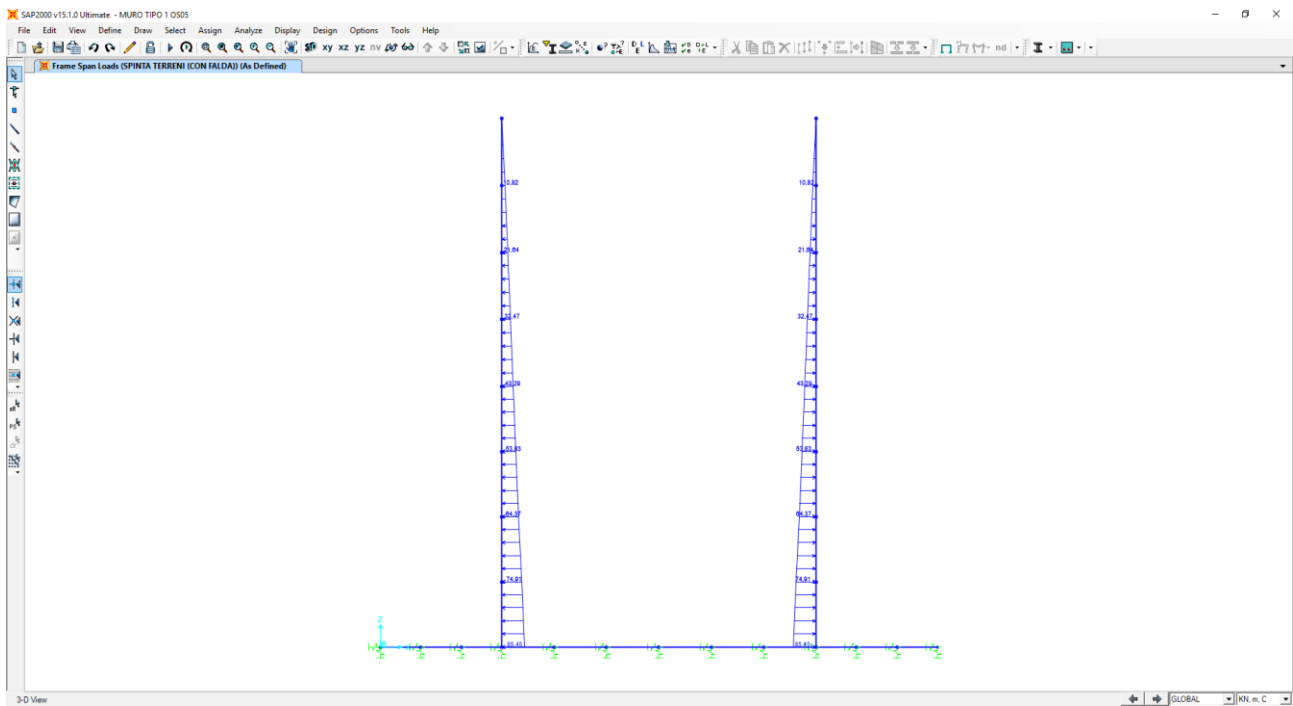
10.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



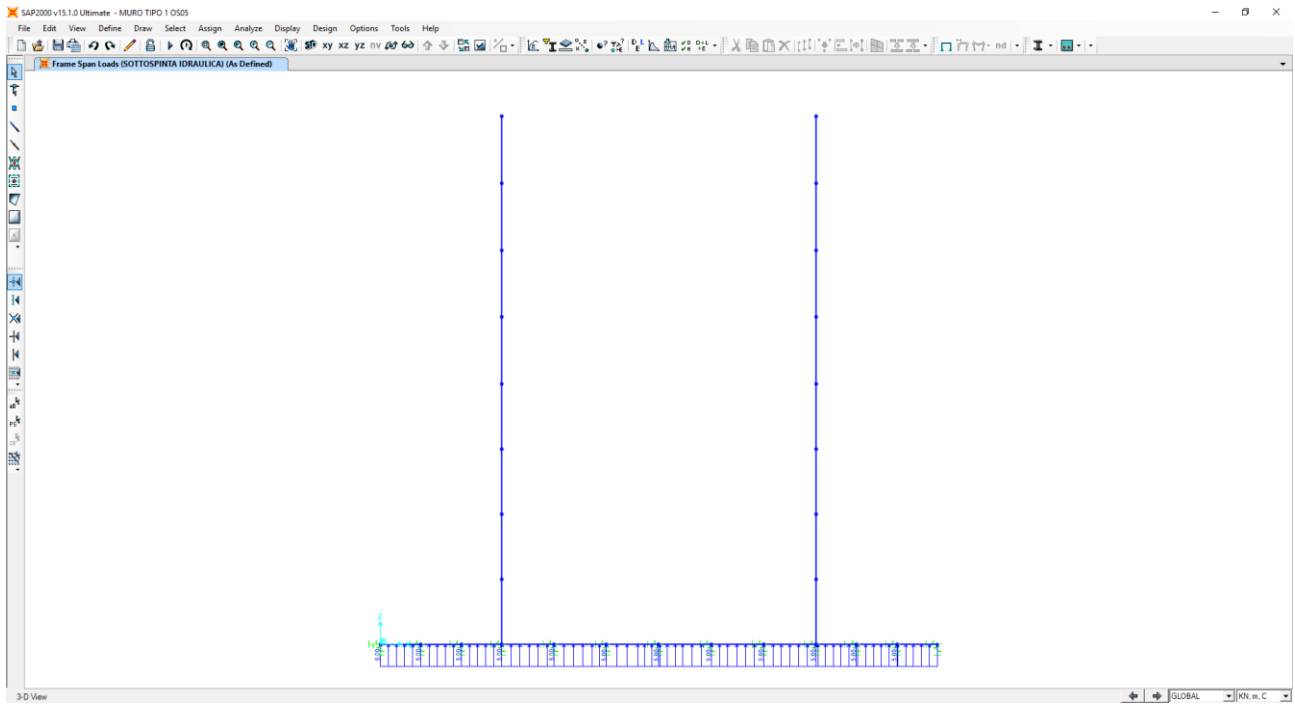
10.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



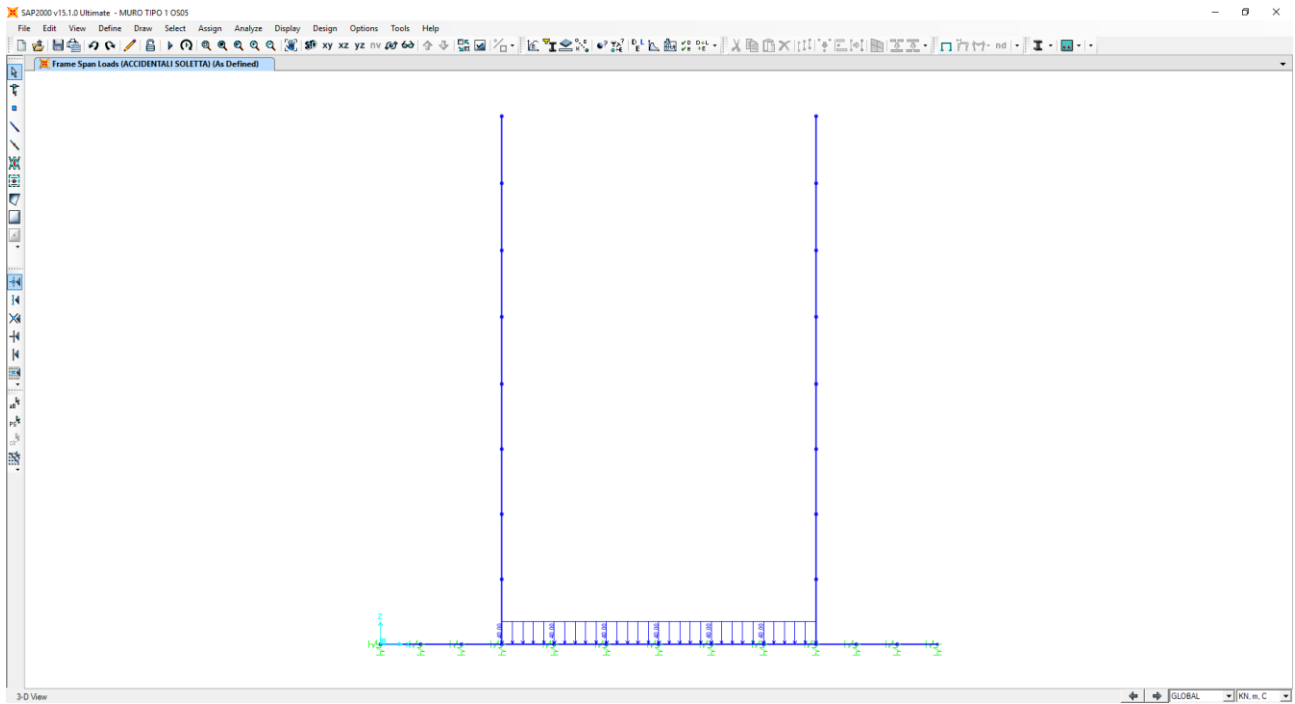
10.5.5 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI



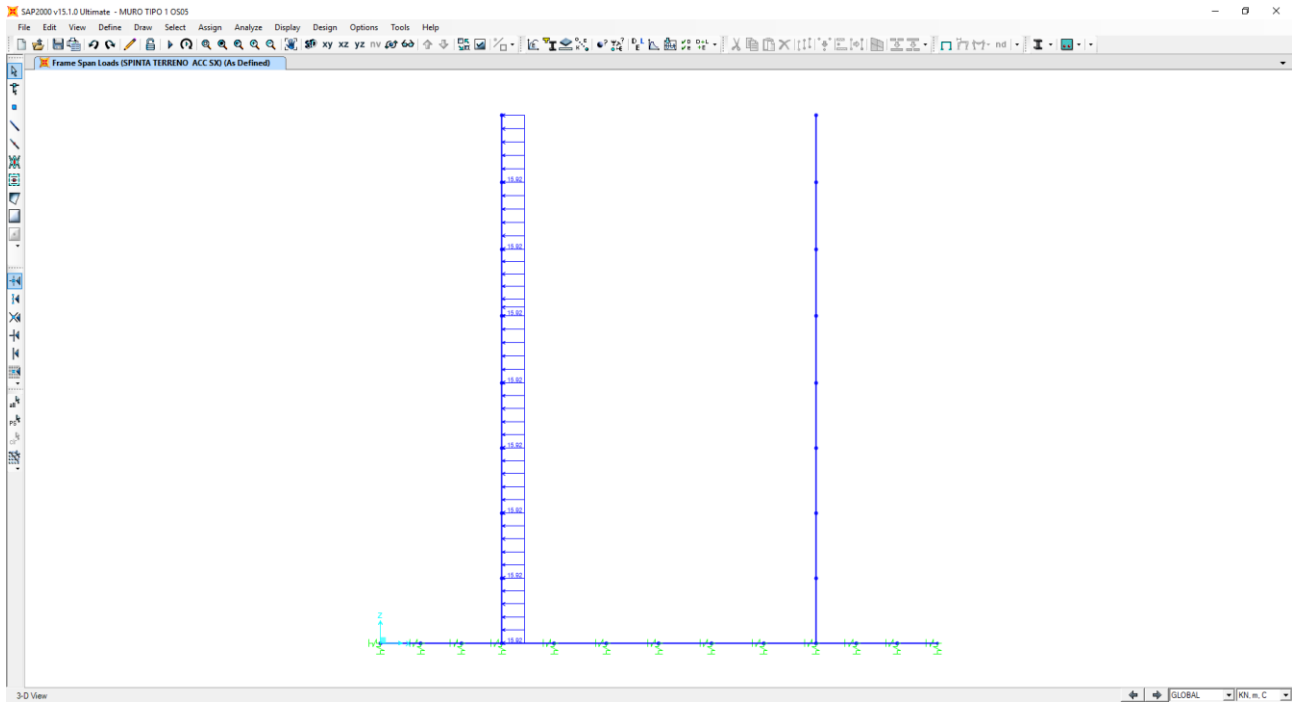
10.5.6 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA



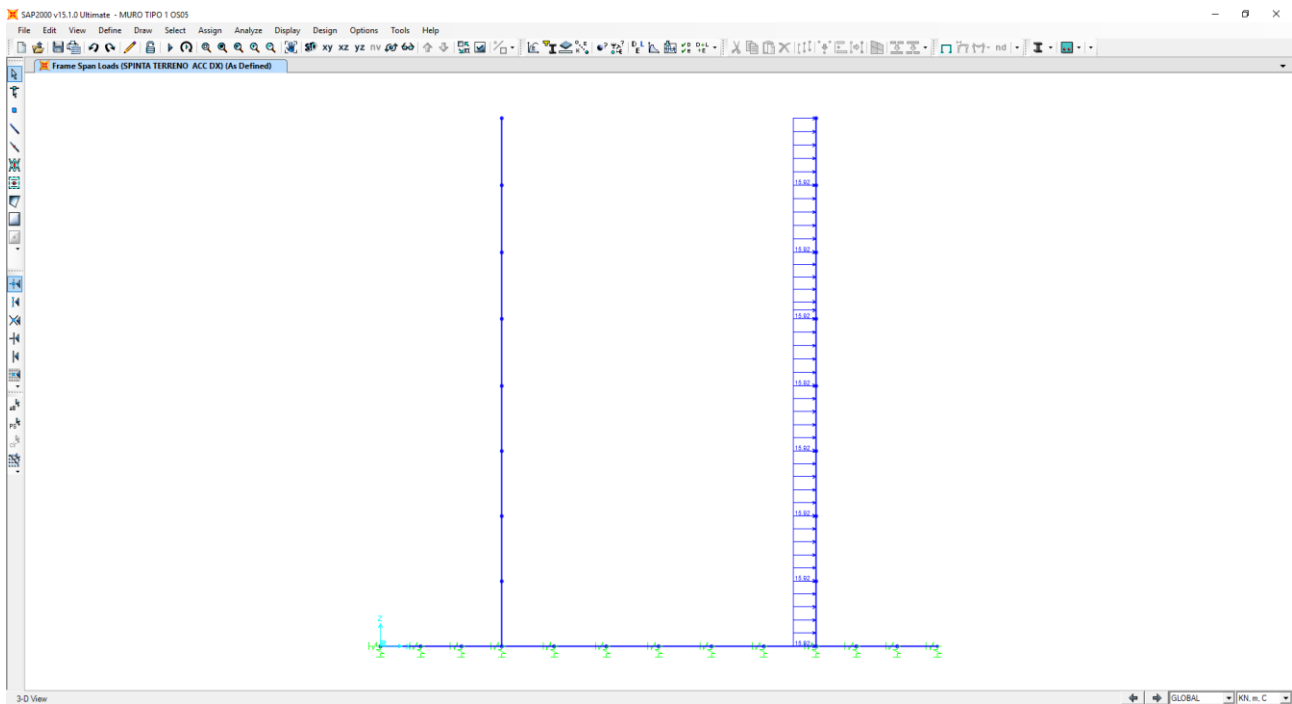
10.5.7 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



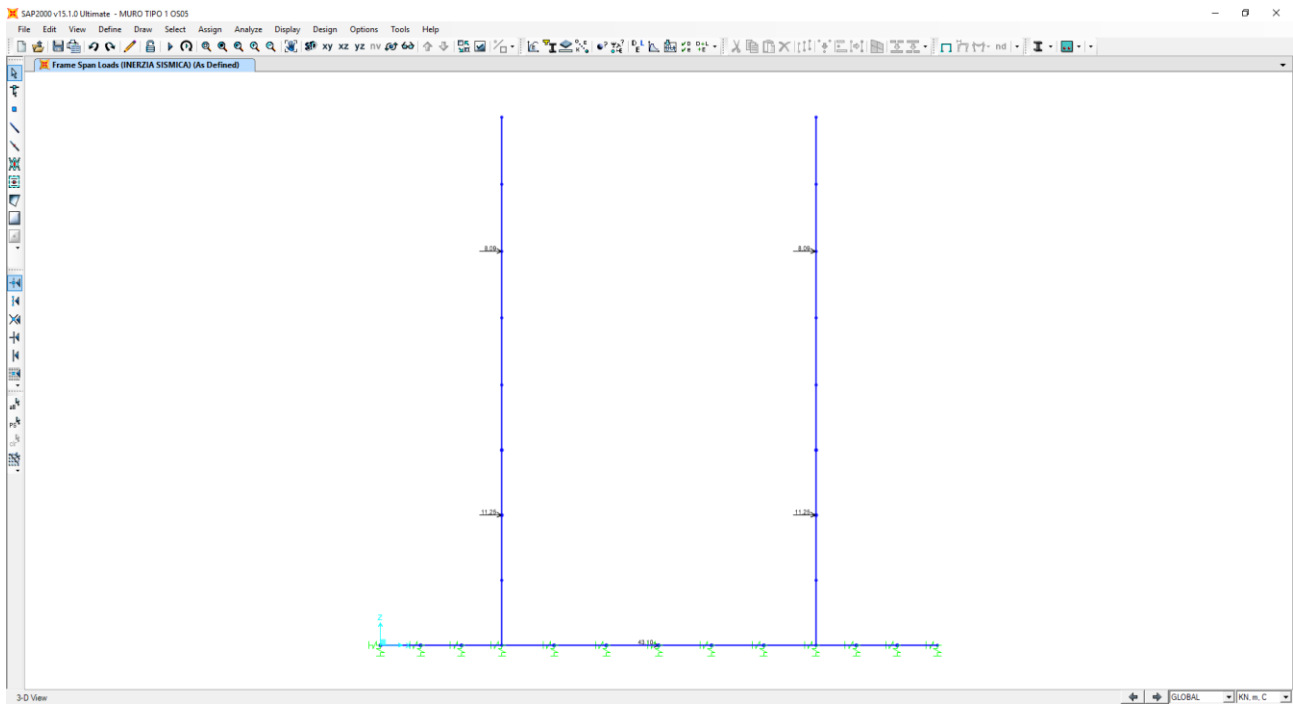
10.5.8 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



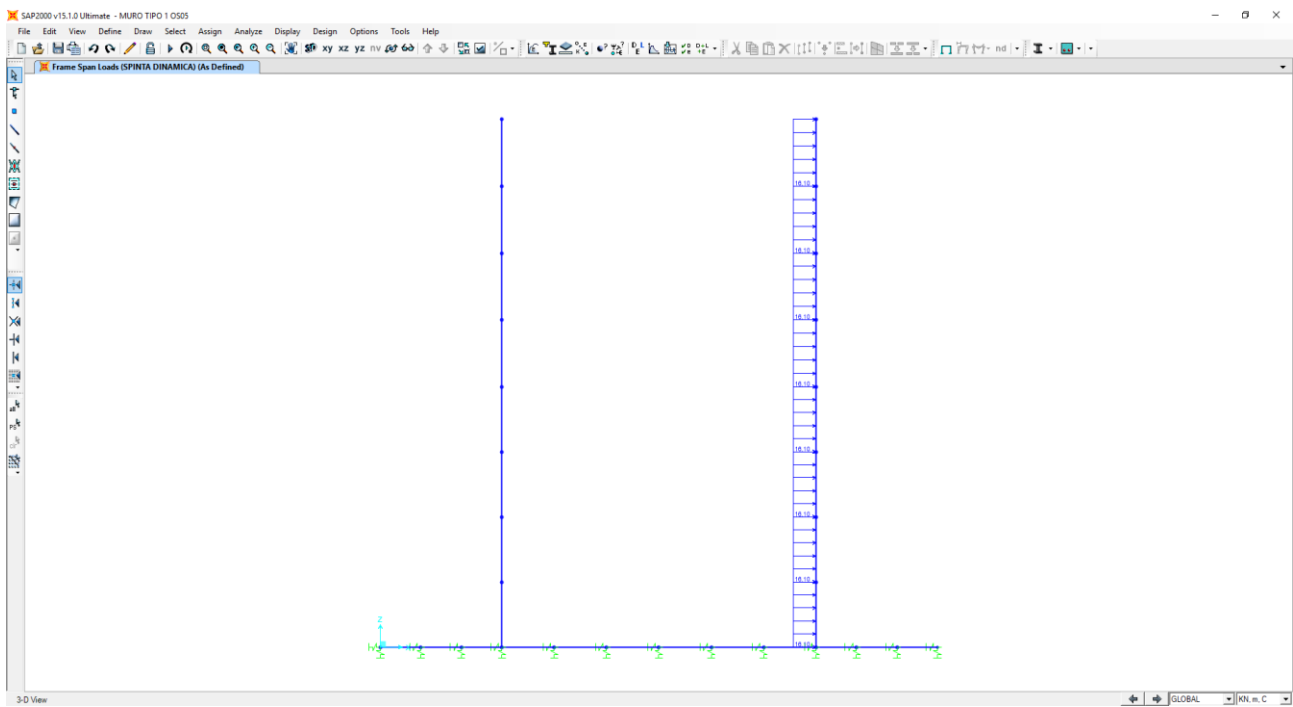
10.5.9 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



10.5.10 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI



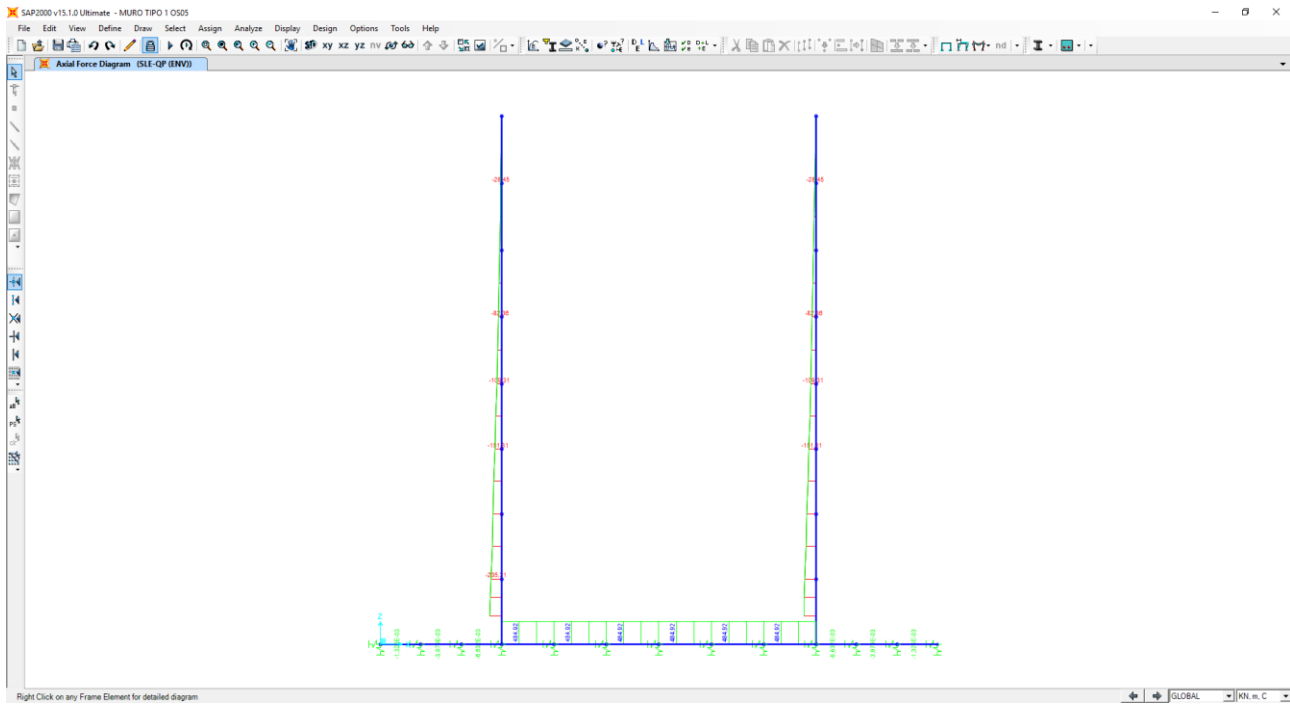
10.5.11 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



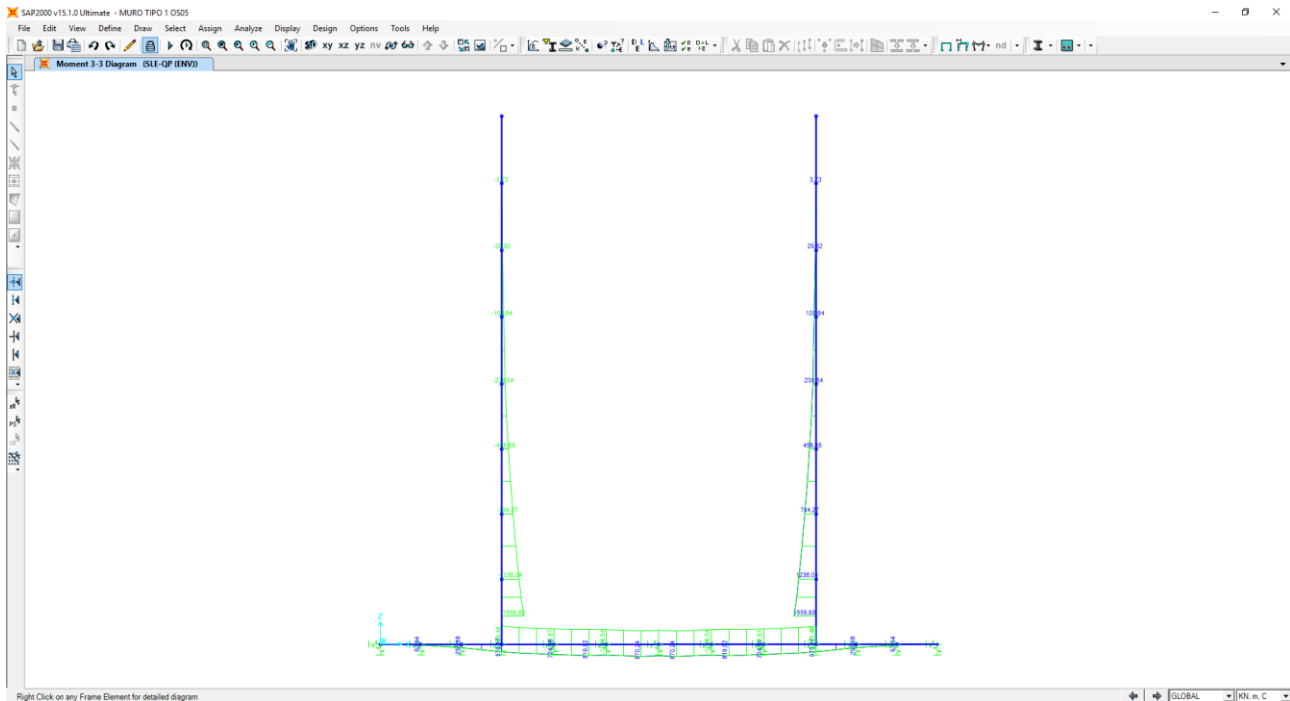
11 MURO TIPO 1 – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

11.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

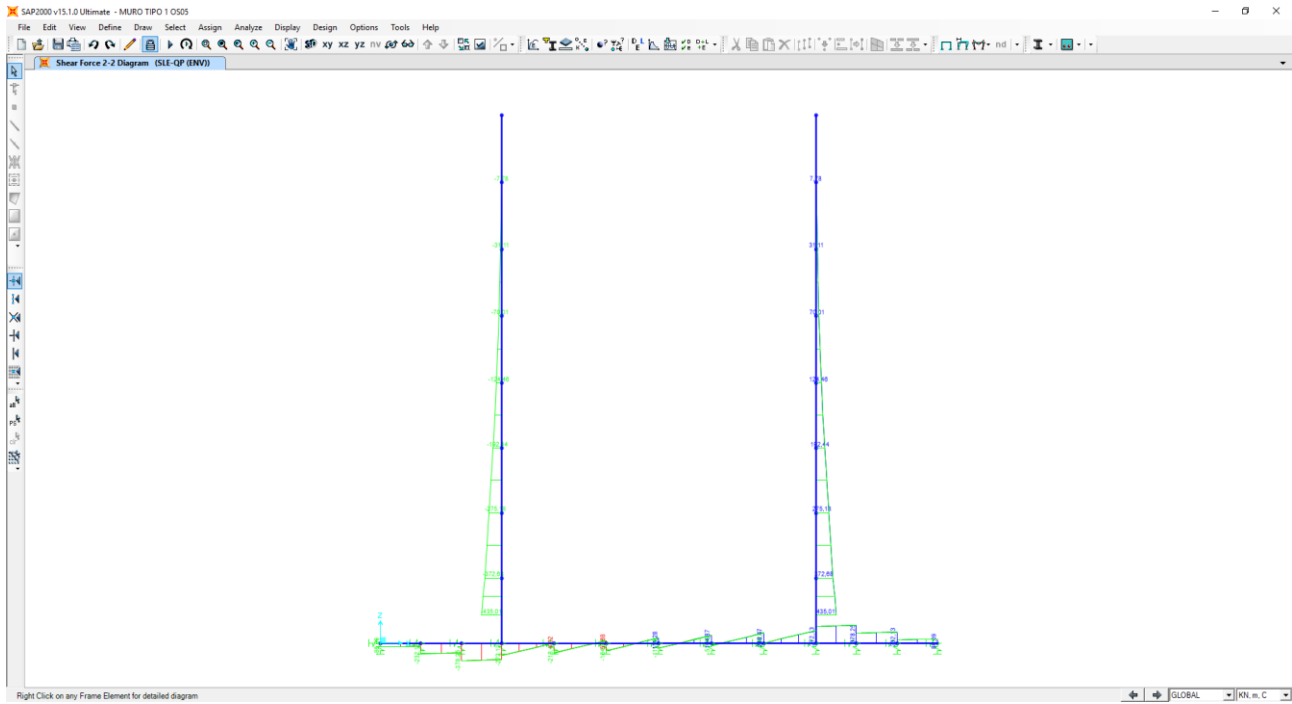
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Quasi Permanenti:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Quasi Permanenti:

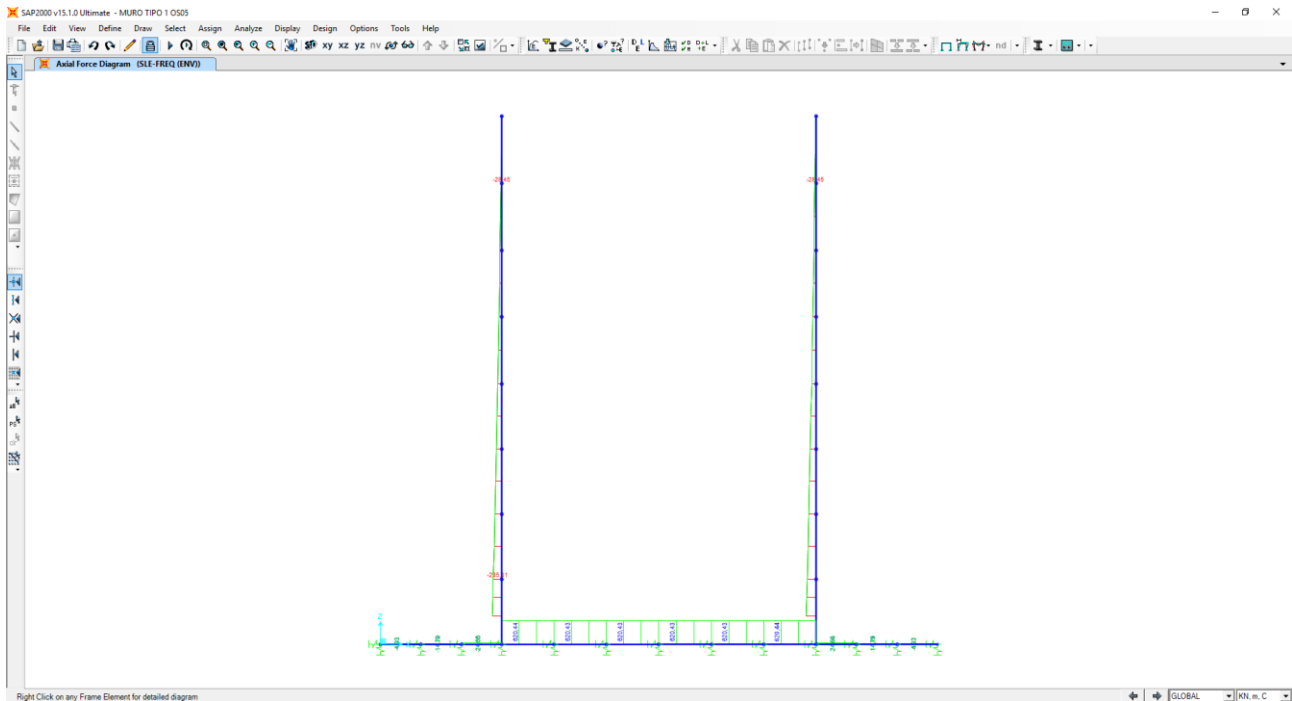


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

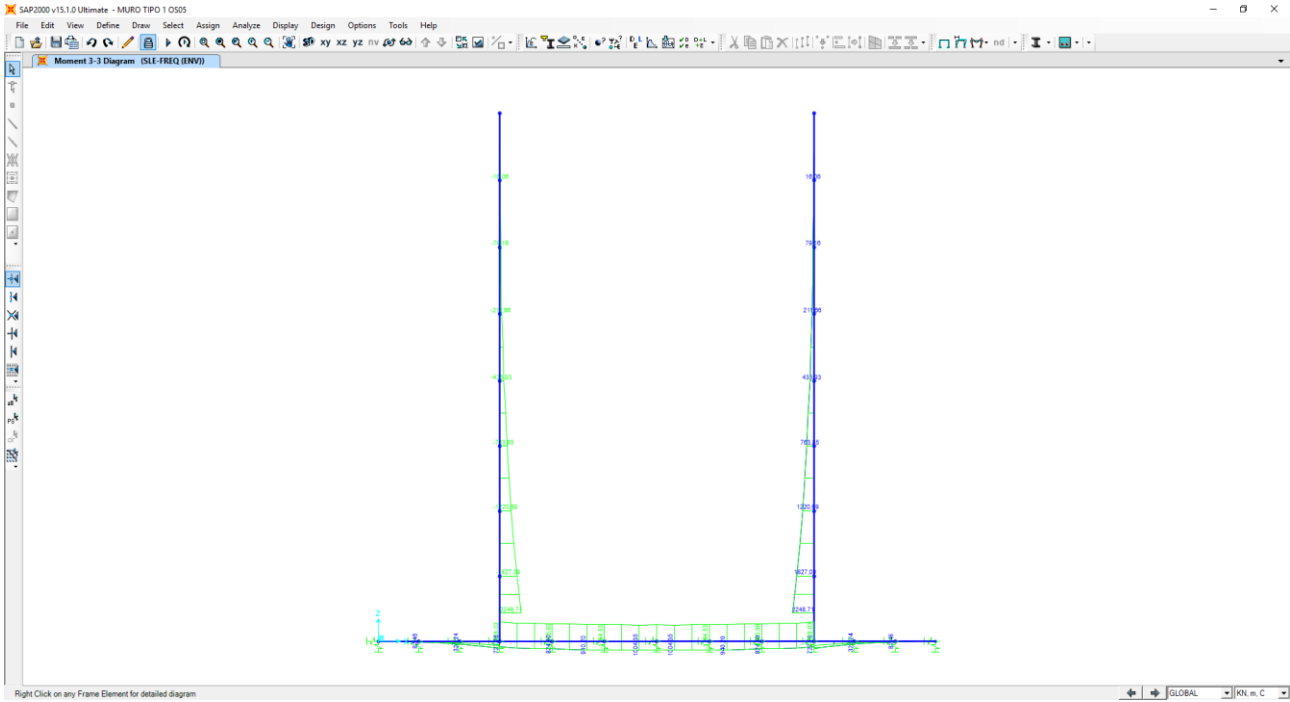


11.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

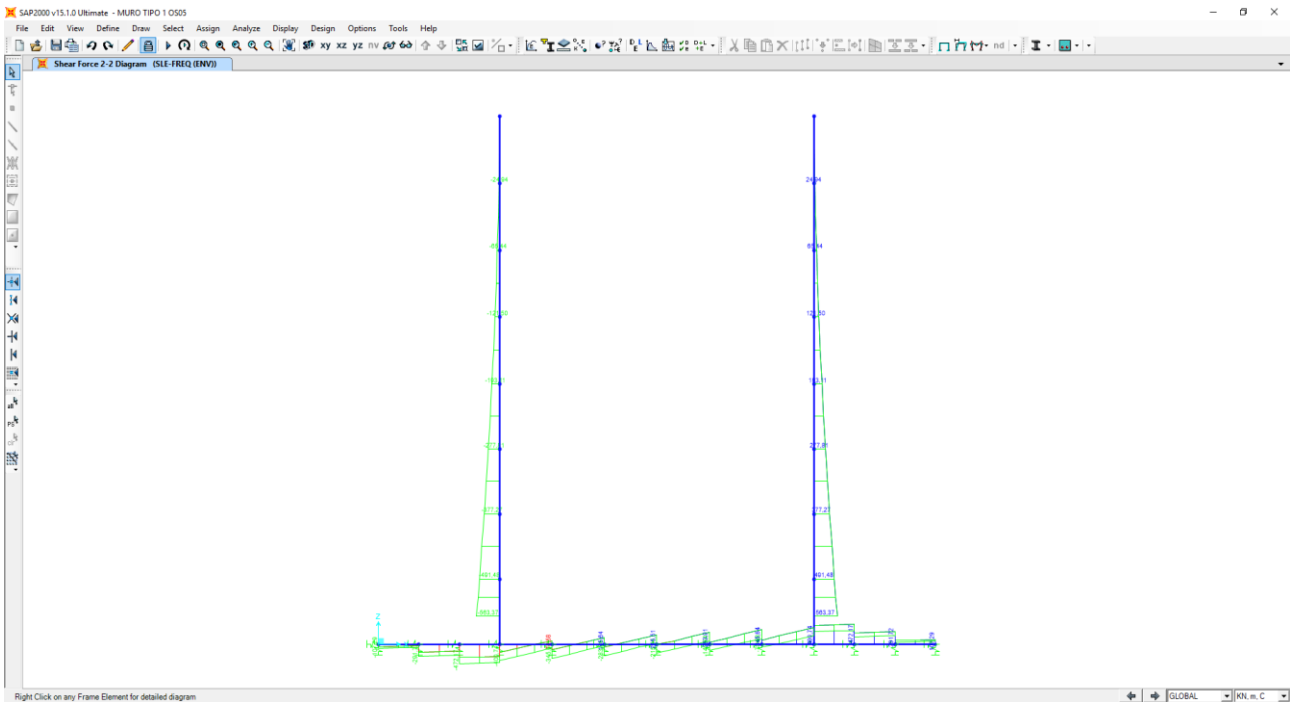
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

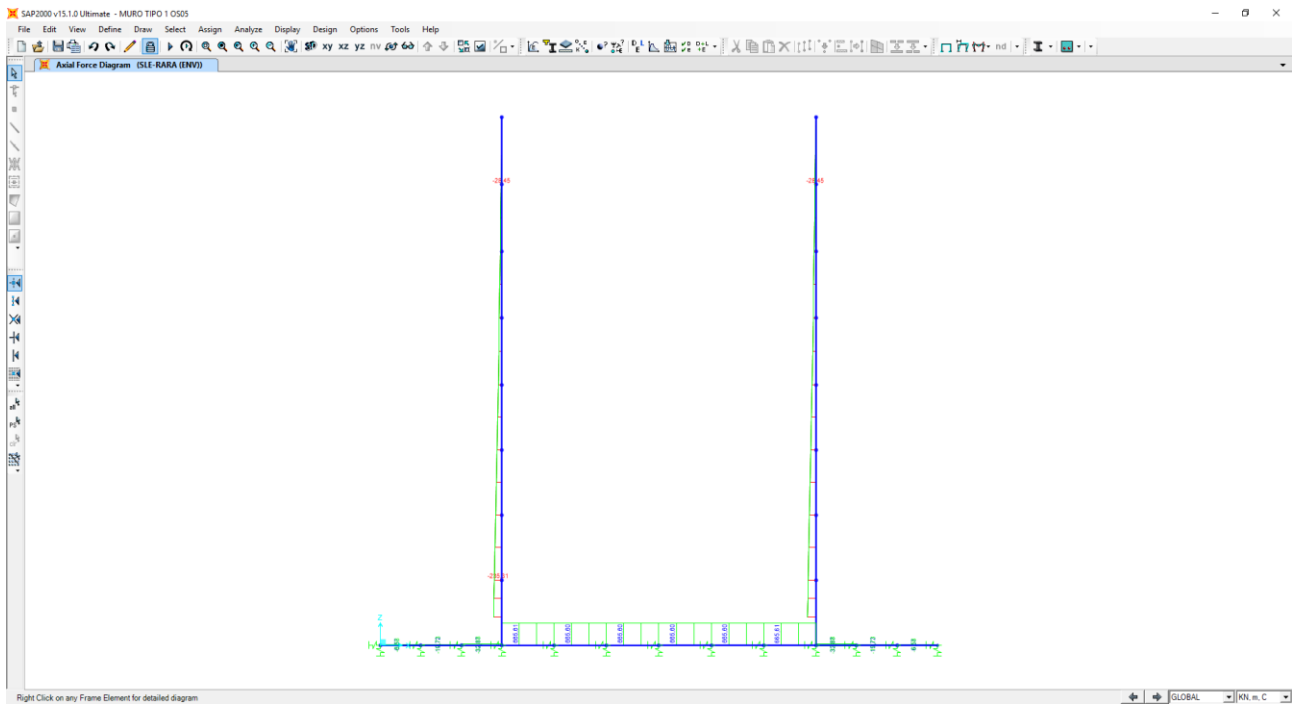


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

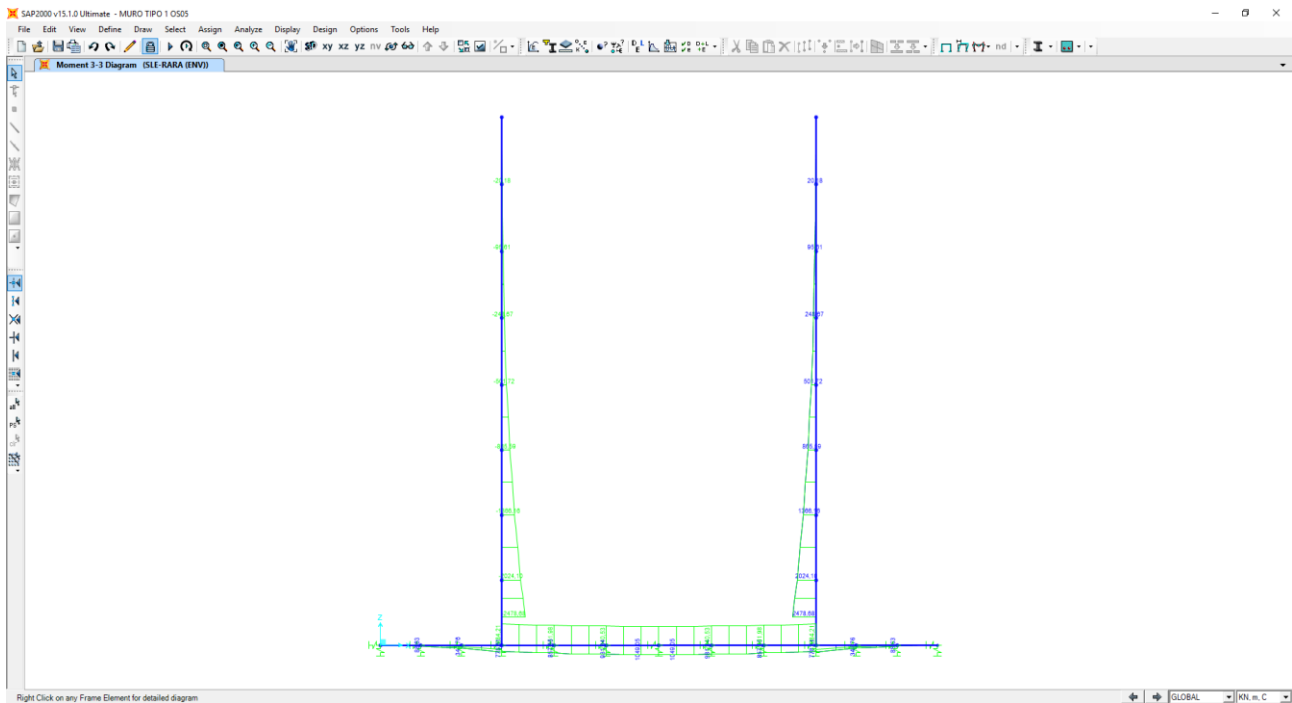


11.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

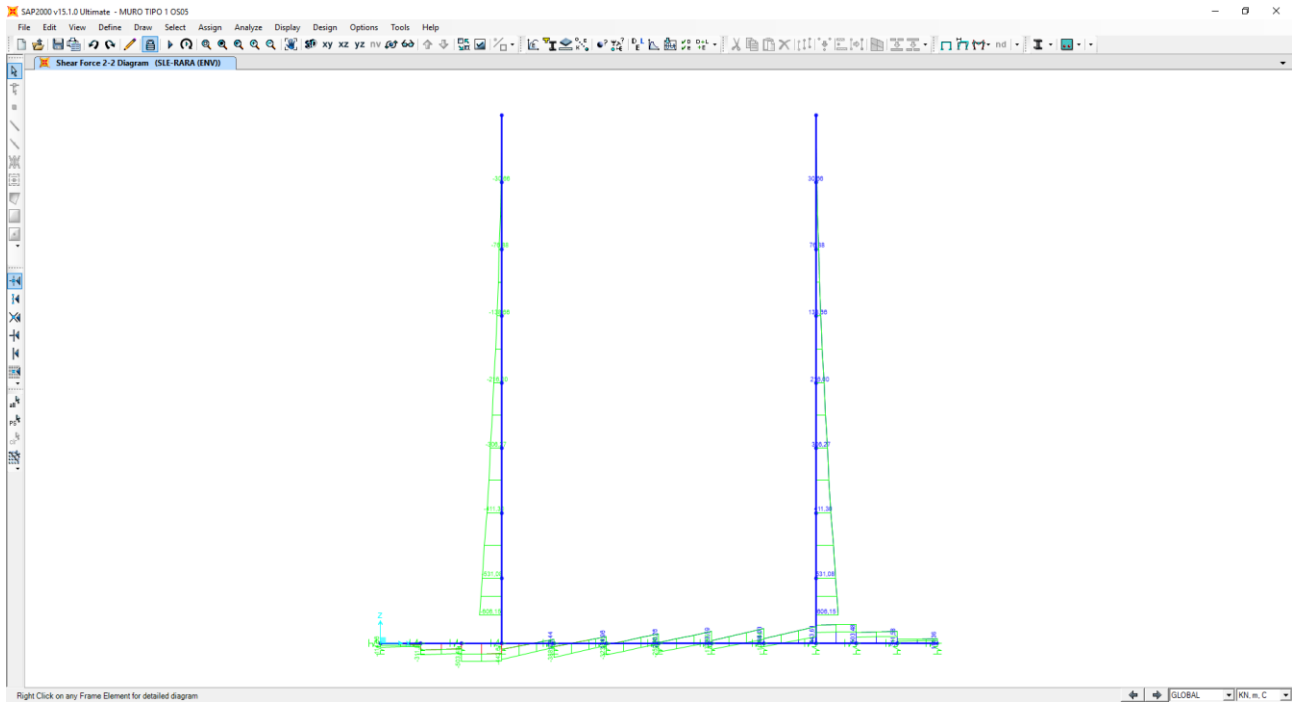
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Rare:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

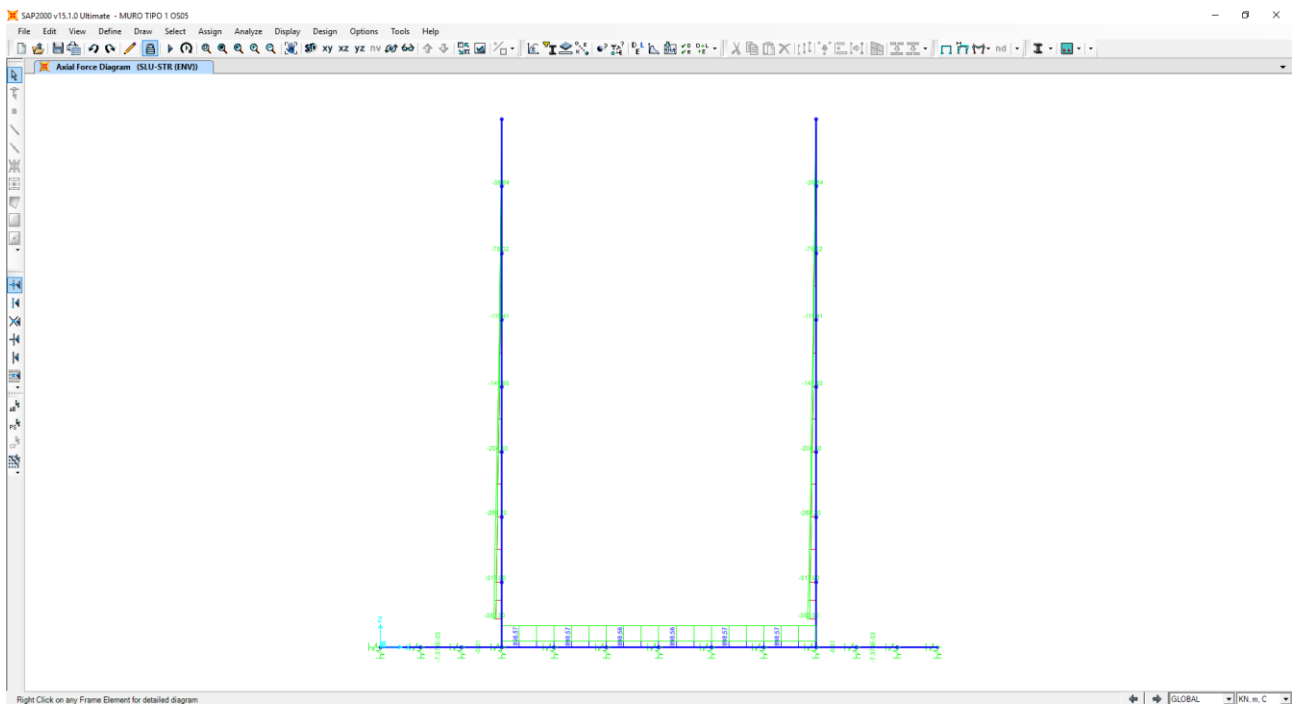


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

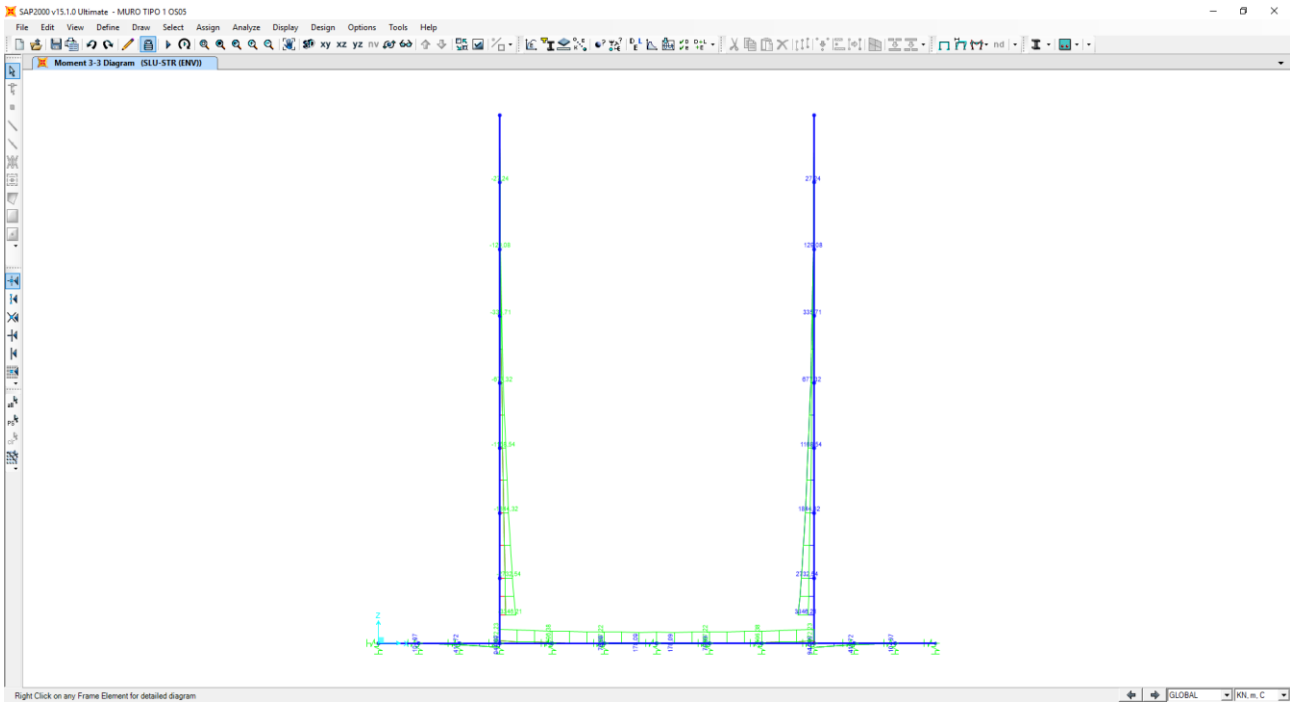


11.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

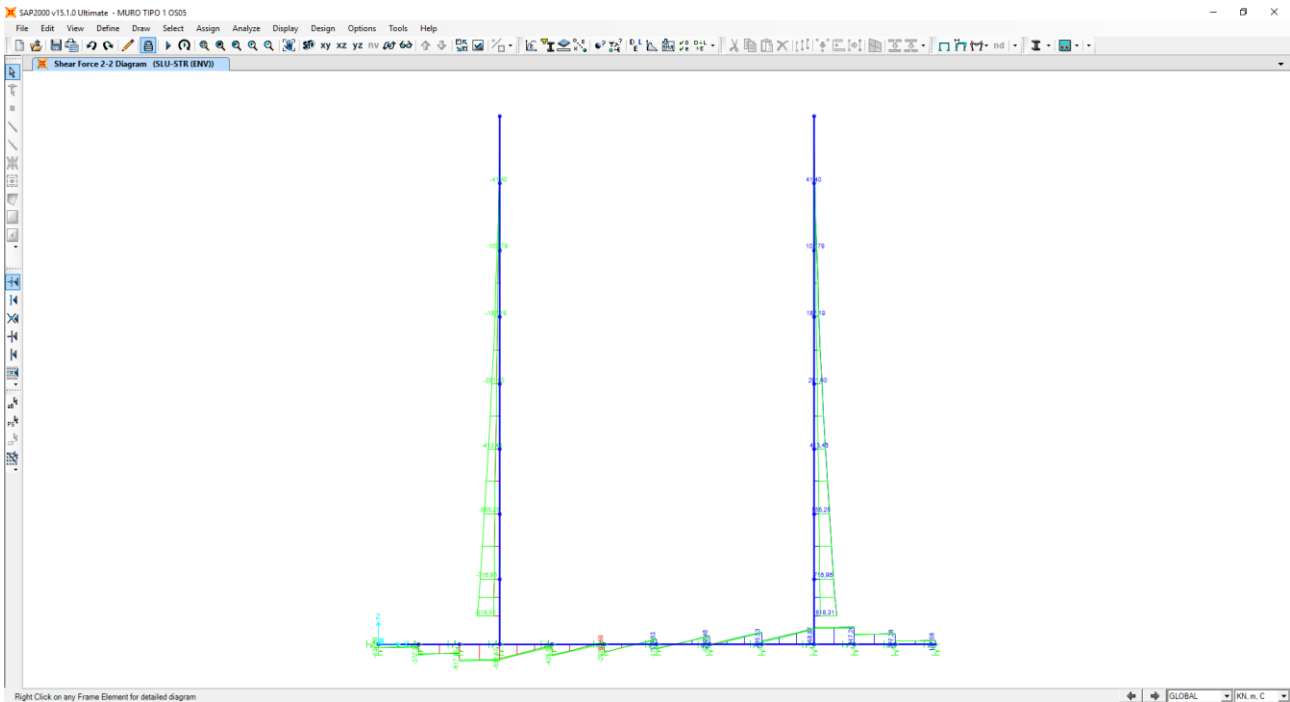
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:

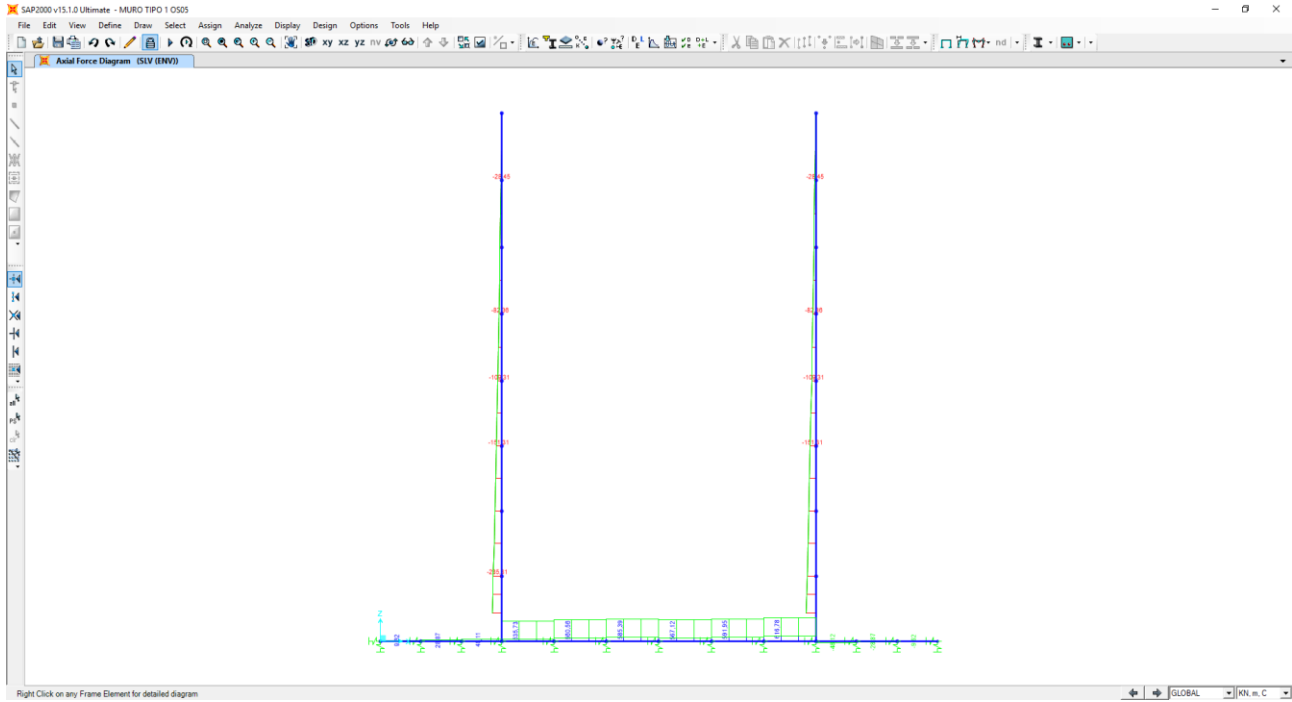


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

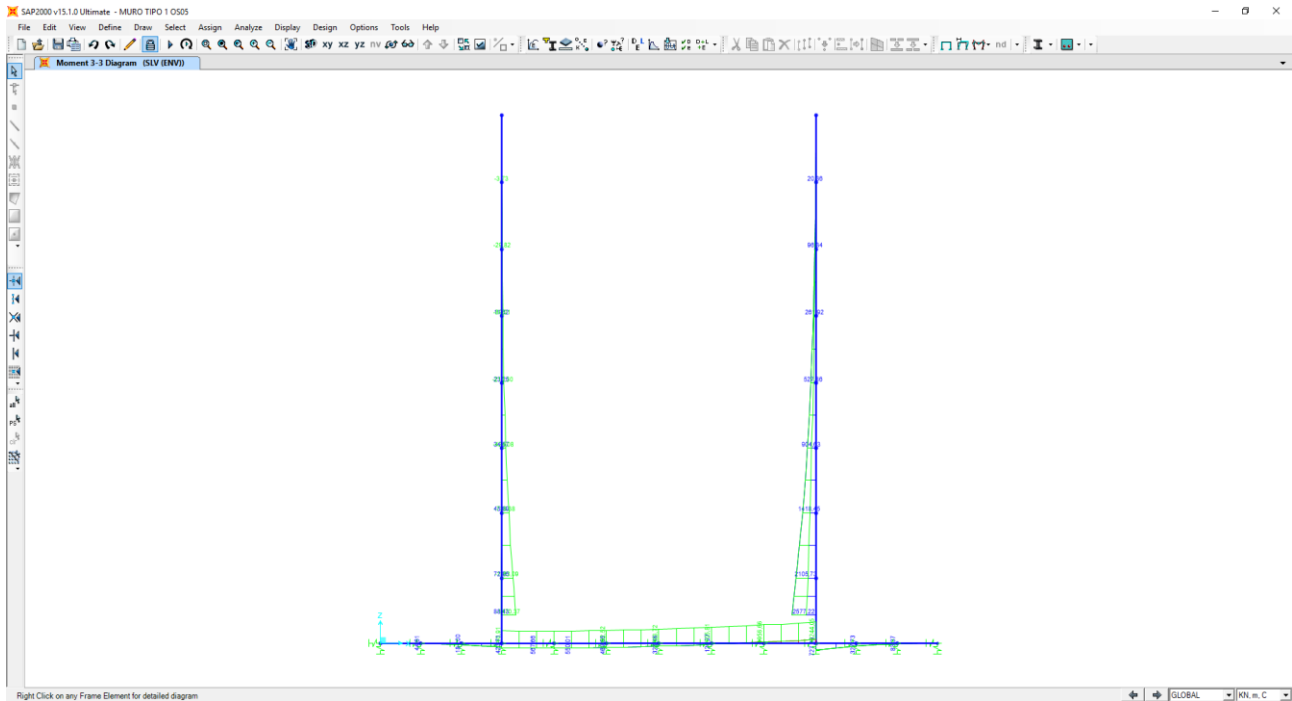


11.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

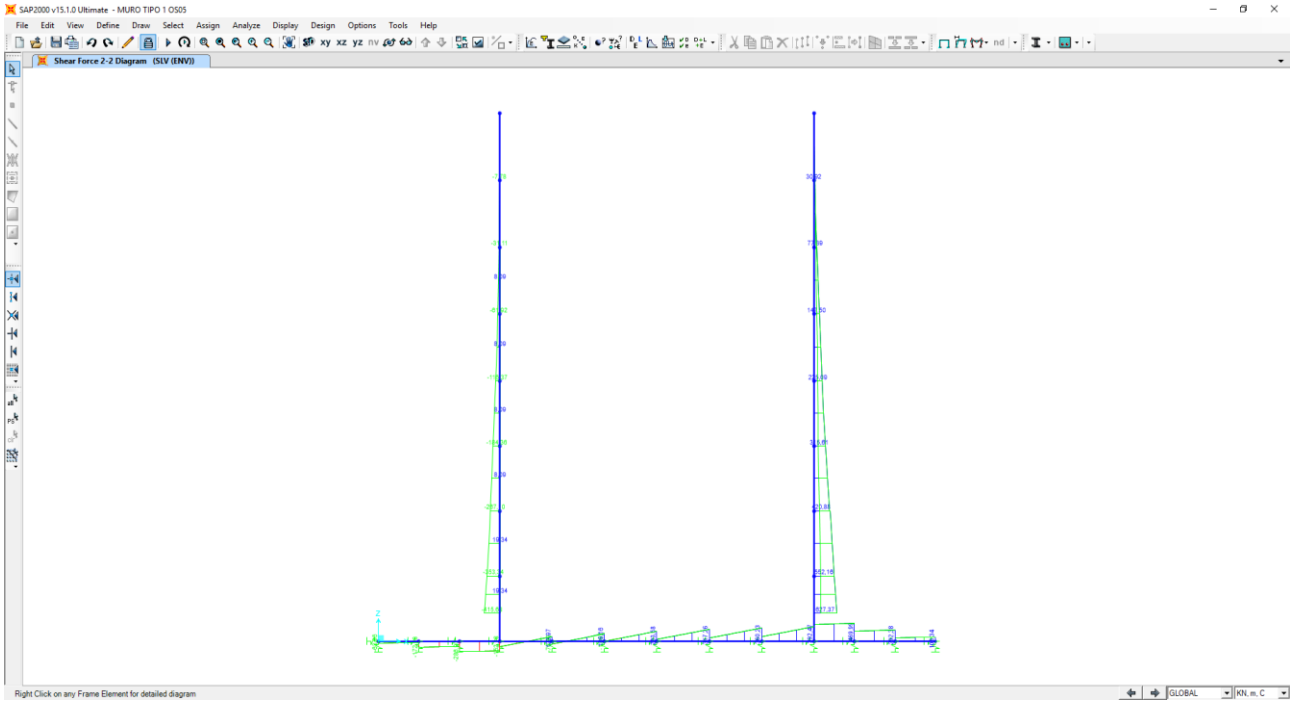
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



12 MURO TIPO 1 – PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE 120CM

12.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Sono state considerate per le differenti combinazioni di carico le seguenti condizioni:

- $N_{max} + M + V$
- $N + M_{max} + V$
- $N + M + V_{max}$

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti per le differenti combinazioni di calcolo e le diverse condizioni precedentemente definite:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kNm]
SLE QUASI PERMANENTI	$N_{max} + M + V$	-259,31	435,01	1558,80
	$N + M_{max} + V$	-259,31	435,01	1558,80
	$N + M + V_{max}$	-259,31	435,01	1558,80
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-259,31	563,37	2248,71
	$N + M_{max} + V$	-259,31	563,37	2248,71
	$N + M + V_{max}$	-259,31	563,37	2248,71
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-259,31	606,15	2478,68
	$N + M_{max} + V$	-259,31	606,15	2478,68
	$N + M + V_{max}$	-259,31	606,15	2478,68
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-350,30	818,31	3346,21
	$N + M_{max} + V$	-260,06	818,31	3346,21
	$N + M + V_{max}$	-260,06	818,31	3346,21
SLV	$N_{max} + M + V$	-259,31	627,37	2577,22
	$N + M_{max} + V$	-259,31	627,37	2577,22
	$N + M + V_{max}$	-259,31	627,37	2577,22

L'azione normale di compressione è assunta con segno negativo.

12.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **1,20 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

- **Ø26/10** interni (primo strato)
- **Ø20/10** interni (secondo strato)
- **Ø16/10** esterni

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

- **Ø16/20** interni
- **Ø16/20** esterni

Per l'armatura a taglio sono state disposte spille di legatura **Ø12/20x20**.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

12.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

12.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 259,31$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 1558,80$ kNm.

Titolo: _____

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	20,11	6
			2	31,42	109,60
			3	53,09	113,50

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 259,31 kN
 M_{Ed}: 0 1558,80 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 C25/30
 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}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

σ_c: -7,136 N/mm²
 σ_s: 176 N/mm²
 ε_s: 0,8801 ‰
 d: 113,5 cm
 x: 42,92 x/d: 0,3781
 δ: 0,9127

Verifica N* iterazioni: 4 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,14 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 176,00 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 259,31$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 2248,71$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title field, and a table for section properties:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	20,11	6
			2	31,42	109,60
			3	53,09	113,50

Other parameters shown include: N° strati barre: 3; Sollecitazioni: S.L.U. / Metodo n; P.to applicazione N: Centro; Materiali: B450C and C25/30; Results: $\sigma_c = -10,2$ N/mm², $\sigma_s = 259,6$ N/mm², $\epsilon_s = 1,298$ ‰, $d = 113,5$ cm, $x/d = 0,3707$, $\delta = 0,9034$.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 10,20$ N/mm² < 0,45 $f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 259,60$ N/mm² < 0,80 $f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 259,31$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 2478,68$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several input panels. The 'Sollecitazioni' panel shows $N_{Ed} = 259,31$ kN and $M_{sd} = 2478,68$ kNm. The 'Materiali' panel shows properties for B450C and C25/30. The 'Verifica' panel shows calculated stresses: $\sigma_c = -11,22$ N/mm² and $\sigma_s = 287,5$ N/mm². A 'Verifica' button and 'N° iterazioni: 4' are also visible.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	20,11	6
			2	31,42	109,60
			3	53,09	113,50

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 11,22$ N/mm² < $0,60 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 287,50$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Le verifiche allo stato limite di fessurazione sono effettuate considerando delle condizioni ambientali di tipo aggressive nonostante la classe di esposizione del calcestruzzo delle elevazioni assunto è XF4 (condizioni ambientali molto aggressive).

L'assunzione della condizione ambientale precedentemente descritta è giustificata poiché il lato delle elevazioni a contatto con gli agenti aggressivi (sali disgelanti e cicli di gelo e disgelo) risulta quello interno compresso e quindi non soggetto a verifica.

Il lato teso oltre a non essere a contatto diretto con gli agenti aggressivi, è protetto mediante impermeabilizzazione dalla falda o altre condizioni ambientali esterne che comporterebbero l'assunzione di una condizione ambientale di tipo molto aggressiva.

Quindi considerando una condizione ambientale aggressiva e la presenza di armatura poco sensibile, i valori limite di apertura delle fessure, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" paragrafo 4.1.2.2.4., risultano:

- $w_1=0,20\text{mm}$ → combinazione quasi permanente;
- $w_2=0,30\text{mm}$ → combinazione frequente.

12.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	120	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A _s	84,51	cm ²	A _s '	20,11	cm ²	
			Y _{G,As} (*)	7,95	cm	(*) da lembo teso	Y _{G,As'} (*)	114,00	cm
c _f effettivo	4	cm	x (cm) (*)	n _{ferr}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n _{ferr}	Φ (mm)	
c _f nomina	4	cm	6,5	10	26	114	10	16	
d	112,05	cm	10,4	10	20				
R _{ck}	30	MPa							
f _{ctm}	2,61	MPa							
f _{ctk}	1,82	MPa							
E _s	210000	MPa							
n	15		Φ _{medio}	23	mm	Φ _{staffe}	12	mm	
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata						
Y _G	56,34	cm	N	259,31	kN	carico assiale agente			
A _{ideale}	13569	cm ²	M	1558,8	kN m	momento agente			
I _{ideale}	18531747	cm ⁴	e	601,13	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
			en	21,45	cm	estremità nocciolo d'inerzia			
			d _G	91,67	cm	baricentro armature			
			u	541,13	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	-818896,76	cm ²				
			q	-279048745	cm ³				
			y _p	584,05	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y _c	42,92	cm	asse neutro			
			A*	5861	cm ²	area ideale			
			S _n *	15588	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I _n *	9104448,6	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ _c	7,14	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ _s	172,50	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
			N	259	kN	carico assiale agente			
			M _F	920	kN m	momento di prima fessurazione			
			e	354,92	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
			u	294,92	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	-224539,17	cm ²				
			q	-37068483	cm ³				
			y _p	339,76	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y _c	44,84	cm	asse neutro			
			A*	6053	cm ²	area ideale			
			S _n *	27037	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I _n *	9186254,7	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ _{cr}	4,30	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ _{sr}	96,69	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
Fessurazione indotta da:									
carichi									
Caratteristiche ambiente:									
molto o moderatamente aggressivo									
β ₁	1								
β ₂	0,5								
k ₁	0,8								
k ₂	0,5								
k	-								
h _A cls eff	19,87	cm							
A _{cls} eff	1987,45	cm ²							
ρ _r	0,0425								
σ _s	172,50	MPa							
σ _{sr}	96,69	MPa							
ε _{sm}	0,00069								
s _{rm}	104,1	mm							
w _m	0,072	mm							
β	1,7								
χ	1								
W _k	0,12	mm							
W _k limite	0,2	mm							
W _k	<	W _k limite							

12.3.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	120	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	84,51	cm ²	A_s'	20,11	cm ²	
			$y_{G, A_s} (*)$	7,95	cm	(*) da lembo teso	$y_{G, A_s'} (*)$	114,00	cm
c_f effettivo	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
c_f norma	4	cm	6,5	10	26	114	10	16	
d	112,05	cm	10,4	10	20				
R_{ck}	30	MPa							
f_{ctm}	2,61	MPa							
f_{ctk}	1,82	MPa							
E_s	210000	MPa							
n	15		Φ_{medio}	23	mm	Φ_{staffe}	12	mm	
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata						
y_G	56,34	cm	N	259,31	kN	carico assiale agente			
A_{ideale}	13569	cm ²	M	2248,71	kN m	momento agente			
I_{ideale}	18531747	cm ⁴	e	867,19	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
			en	21,45	cm	estremità nocciolo d'inerzia			
			d_G	91,67	cm	baricentro armature			
			u	807,19	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	-1870035,7	cm ²				
			q	-975622553	cm ³				
			y_p	849,27	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y_c	42,08	cm	asse neutro			
			A^*	5777	cm ²	area ideale			
			S_n^*	10694	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I_n^*	9082352,5	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ_c	10,20	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ_s	254,51	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
			N	259	kN	carico assiale agente			
			M_F	920	kN m	momento di prima fessurazione			
			e	354,92	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
			u	294,92	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	-224539,17	cm ²				
			q	-37068483	cm ³				
			y_p	339,76	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y_c	44,84	cm	asse neutro			
			A^*	6053	cm ²	area ideale			
			S_n^*	27037	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I_n^*	9186254,7	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ_{cr}	4,30	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ_{sr}	96,69	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
Caratteristiche ambiente:									
Fessurazione indotta da:			carichi						
Caratteristiche ambiente:			molto o moderatamente aggressivo						
β_1	1								
β_2	0,5								
k_1	0,8								
k_2	0,5								
k	-								
h_A cls eff	19,87	cm							
A_{cls} eff	1987,45	cm ²							
ρ_r	0,0425								
σ_s	254,51	MPa							
σ_{sr}	96,69	MPa							
ϵ_{sm}	0,00112								
s_{rm}	104,1	mm							
w_m	0,117	mm							
β	1,7								
χ	1								
w_k	0,20	mm							
w_k limite	0,3	mm							
w_k	<	w_k limite							

12.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 260,06$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 3346,21$ kNm.

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

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

TITOLO : _____

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	20,11	6
			2	31,42	109,60
			3	53,09	113,50

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 260,06 kN
 M_{Ed} 3346,21 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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C25/30
 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} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{Rd} 3.534 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 12,9 ‰
 d 113,5 cm
 x 24,23 x/d 0,2134
 δ 0,7068

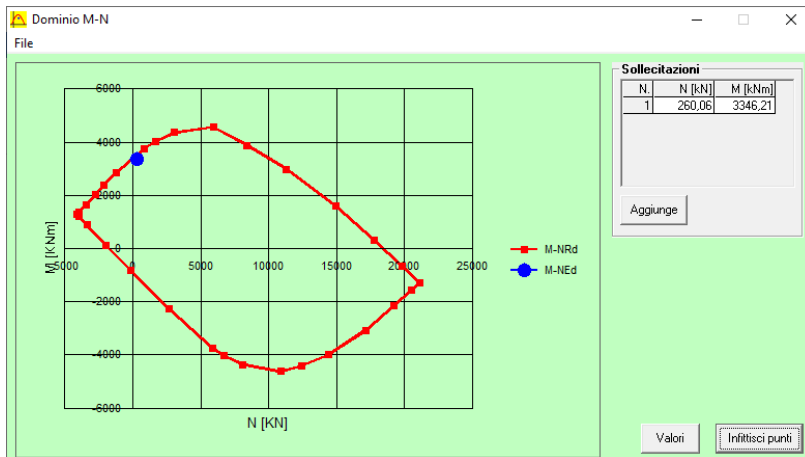
Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 3534,00 \text{ kNm} > M_{Sd} = 3346,21 \text{ kNm}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 818,31$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	120,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	116,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	818,31	[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}	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,13	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	28,25	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2
 La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f'_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	1.154,07	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	3.682,71	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	1.154,07	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,41	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

13 MURO TIPO 1 – PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE 75CM

13.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Sono state considerate per le differenti combinazioni di carico le seguenti condizioni:

- $N_{max} + M + V$
- $N + M_{max} + V$
- $N + M + V_{max}$

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti per le differenti combinazioni di calcolo e le diverse condizioni precedentemente definite:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kNm]
SLE QUASI PERMANENTI	$N_{max} + M + V$	-109,31	124,46	238,54
	$N + M_{max} + V$	-109,31	124,46	238,54
	$N_{max} + M + V_{max}$	-109,31	124,46	238,54
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-109,31	193,11	435,93
	$N + M_{max} + V$	-109,31	193,11	435,93
	$N_{max} + M + V_{max}$	-109,31	193,11	435,93
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-109,31	216,00	501,72
	$N + M_{max} + V$	-109,31	216,00	501,72
	$N_{max} + M + V_{max}$	-109,31	216,00	501,72
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-147,80	291,60	677,32
	$N + M_{max} + V$	-110,06	291,60	677,32
	$N_{max} + M + V_{max}$	-110,06	291,60	677,32
SLV	$N_{max} + M + V$	-109,31	225,09	527,86
	$N + M_{max} + V$	-109,31	225,09	527,86
	$N_{max} + M + V_{max}$	-109,31	225,09	527,86

L'azione normale di compressione è assunta con segno negativo.

13.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **0,75 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

- **Ø20/10** interni
- **Ø16/10** esterni

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

- **Ø16/20** interni
- **Ø16/20** esterni

Per l'armatura a taglio sono state disposte spille di legatura **Ø12/20x40**.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

13.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

13.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 109,31$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 238,54$ kNm.

Titolo: _____

N° strati barre: 2 **Zoom:** _____

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	20,11	6
			2	31,42	68,6

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

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed}: 0 **109,31** kN
M_{Ed}: 0 **238,54** kNm
M_{yEd}: 0 **0**

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

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

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

σ_c -3,355 N/mm²
 σ_s 106,3 N/mm²

Verifica **N° iterazioni:** 4

Precompresso

ϵ_s 0,5315 ‰
 d 68,6 cm
 x 22,04 x/d 0,3213
 δ 0,8416

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,36$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 106,30$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 109,31$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 435,93$ kNm.

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

Materiali: B450C and C25/30. Properties include 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} (14,17%), E_s/E_c (15), f_{cc}/f_{cd} (0,8), E_{syd} (1,957%), $\sigma_{c,adm}$ (9,75), $\sigma_{s,adm}$ (255 N/mm²), τ_{co} (0,6), and τ_{c1} (1,829).

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

Metodo di calcolo: S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.

Results: $\sigma_c = -6,041$ N/mm², $\sigma_s = 207,2$ N/mm², $\epsilon_s = 1,036$ ‰, $d = 68,6$ cm, $x = 20,87$, $x/d = 0,3043$, $\delta = 0,8203$.

Buttons: Verifica, Precompresso.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,04$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 207,20$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 109,31$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 501,72$ kNm.

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

Materiali: B450C and C25/30. Properties include 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} (14,17%), E_s/E_c (15), f_{cc}/f_{cd} (0,8), E_{syd} (1,957%), $\sigma_{c,adm}$ (9,75), $\sigma_{s,adm}$ (255 N/mm²), τ_{co} (0,6), and τ_{c1} (1,829).

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

Metodo di calcolo: S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.

Results: $\sigma_c = -6,935$ N/mm², $\sigma_s = 240,9$ N/mm², $\epsilon_s = 1,204$ ‰, $d = 68,6$ cm, $x = 20,69$, $x/d = 0,3016$, $\delta = 0,817$.

Buttons: Verifica, N* iterazioni: 4, Precompresso.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,94$ N/mm² < $0,60 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 240,90$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Le verifiche allo stato limite di fessurazione sono effettuate considerando delle condizioni ambientali di tipo aggressive nonostante la classe di esposizione del calcestruzzo delle elevazioni assunto è XF4 (condizioni ambientali molto aggressive).

L'assunzione della condizione ambientale precedentemente descritta è giustificata poiché il lato delle elevazioni a contatto con gli agenti aggressivi (sali disgelanti e cicli di gelo e disgelo) risulta quello interno compresso e quindi non soggetto a verifica.

Il lato teso oltre a non essere a contatto diretto con gli agenti aggressivi, è protetto mediante impermeabilizzazione dalla falda o altre condizioni ambientali esterne che comporterebbero l'assunzione di una condizione ambientale di tipo molto aggressiva.

Quindi considerando una condizione ambientale aggressiva e la presenza di armatura poco sensibile, i valori limite di apertura delle fessure, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" paragrafo 4.1.2.2.4., risultano:

- $w_1=0,20\text{mm}$ → combinazione quasi permanente;
- $w_2=0,30\text{mm}$ → combinazione frequente.

13.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE								
H	75	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:		
b	100	cm	A_s	31,42	cm^2	A_s'	20,11	cm^2
R_{ck}	30	MPa	$y_{G,As} (*)$	6,20	cm	$y_{G,As'} (*)$	114,00	cm
f_{ctm}	2,61	MPa	(*) da lembo teso					
f_{cfm}	3,13	MPa	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)
f_{ctk}	2,19	MPa	6,2	10	20	114	10	16
N	109,31	kN						
M	239	kN m						
Sezione interam. reagente			Altezza area di cls efficace: $h_{A \text{ cls eff}}$ 15,50 cm					
y_G	38,51	cm^3	Tensione CLS teso: $\sigma_c = -\frac{N}{A_{ideale}} + \frac{M}{W_{ideale}} = \mathbf{1,470 \text{ MPa}} < \mathbf{f_{ctk}}$ Non si formano fessure					
A_{ideale}	8273	cm^2						
I_{ideale}	5733918,4	cm^4						
W_{ideale}	148910	cm^3						

13.3.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	75	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	31,42	cm ²	A_s'	20,11	cm ²	
$c_f^{\text{effettivo}}$	4	cm	$y_{G, A_s} (*)$	6,20	cm	$y_{G, A_s'} (*)$	114,00	cm	
c_f^{norma}	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
d	68,80	cm	6,2	10	20	114	10	16	
R_{ck}	30	MPa	Φ_{medio}	20	mm	Φ_{staffe}	12	mm	
f_{ctm}	2,61	MPa							
f_{ctk}	1,82	MPa							
E_s	210000	MPa							
n	15								
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata						
y_G	38,51	cm	N	109,31	kN	carico assiale agente			
A_{ideale}	8273	cm ²	M	435,93	kN m	momento agente			
I_{ideale}	5733918	cm ⁴	e	398,80	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
Fessurazione indotta da:			en	18,99	cm	estremità nocciolo d'inerzia			
carichi			d_G	26,73	cm	baricentro armature			
Caratteristiche ambiente:			u	361,30	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
molto o moderatamente aggressivo			p	-373623,41	cm ²				
β_1	1		q	-87217635	cm ³				
β_2	0,5		y_p	378,03	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
k_1	0,8		y_c	16,73	cm	asse neutro			
k_2	0,5		A^*	2446	cm ²	area ideale			
k	-		S_n^*	6271	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
$h_{A, \text{cls eff}}$	15,50	cm	I_n^*	2370475,3	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
$A_{\text{cls eff}}$	1550,00	cm ²	σ_c	2,92	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
ρ_r	0,0203		σ_s	136,15	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
σ_s	136,15	MPa	Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
σ_{sr}	126,38	MPa	N	109	kN	carico assiale agente			
ϵ_{sm}	0,00037		M_F	408	kN m	momento di prima fessurazione			
s_{rm}	148,7	mm	e	373,12	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
w_m	0,055	mm	u	335,62	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
β	1,7		p	-321119,69	cm ²				
χ	1		q	-69392319	cm ³				
w_k	0,09	mm	y_p	352,54	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
$w_k \text{ limite}$	0,3	mm	y_c	16,92	cm	asse neutro			
w_k	<	$w_k \text{ limite}$	A^*	2465	cm ²	area ideale			
			S_n^*	6731	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I_n^*	2372912,9	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ_{cr}	2,75	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ_{sr}	126,38	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			

13.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 110,06$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 677,32$ kNm.

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

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

Titolo: Z

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	20,11	6
			2	31,42	68,6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 110,06 kN
 M_{Ed}: 677,32 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro (xN=0, yN=0)

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

Tipo flessione: Retta

Materiali: B450C, C25/30

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

M_{xRd}: 828,5 kNm

σ_c : -14,17 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5%
 ϵ_s : 25,49%
 d: 68,6 cm
 x: 8,283 x/d: 0,1207
 δ : 0,7

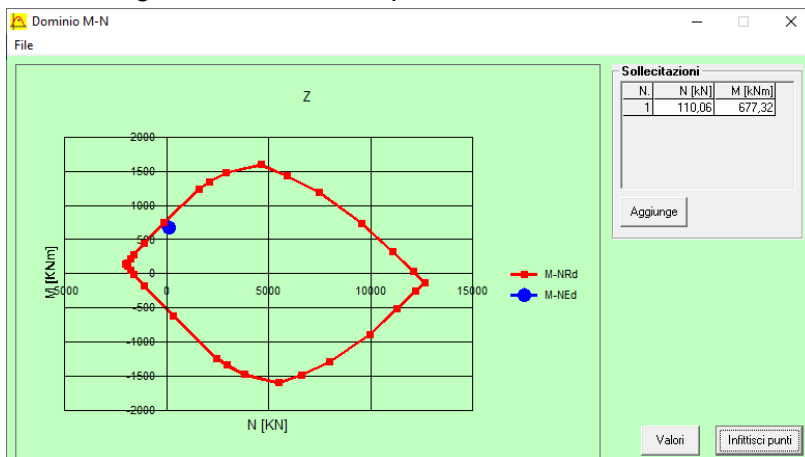
Calcola MRd Dominio M-N

Precompresso:

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 828,50$ kNm > $M_{Sd} = 677,32$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 291,60$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	75,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	71,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{ik}	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:	$V_{S,d}$	291,60	[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	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diámetro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,13	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	14,13	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2
 La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	353,19	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	2.254,07	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	353,19	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,21	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

14 MURO TIPO 1 – ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

14.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Sono state considerate per le differenti combinazioni di carico le seguenti condizioni:

- $N_{max} + M + V$
- $N + M_{max} + V$
- $N + M + V_{max}$

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti per le differenti combinazioni di calcolo e le diverse condizioni precedentemente definite:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kNm]
SLE QUASI PERMANENTI	$N_{max} + M + V$	-0,01	-354,91	575,17
	$N_{min} + M + V$	484,92	-270,00	-1259,48
	$N + M_{max} + V$	0,00	19,23	870,24
	$N + M_{min} + V$	484,92	-270,00	-1259,48
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-378,25	255,03
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-24,67	-448,83	727,75
	$N_{min} + M + V$	620,44	-270,28	-2028,03
	$N + M_{max} + V$	0,00	17,50	1004,35
	$N + M_{min} + V$	620,44	-270,28	-2028,03
	$N_{max} + M + V_{max}$	-24,66	-472,17	325,59
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-32,88	-480,14	778,61
	$N_{min} + M + V$	665,61	-270,38	-2284,21
	$N + M_{max} + V$	0,00	16,92	1049,05
	$N + M_{min} + V$	665,61	-270,38	-2284,21
	$N_{max} + M + V_{max}$	-32,88	-503,48	349,11
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-0,01	-585,69	944,09
	$N_{min} + M + V$	898,57	-558,87	-2972,23
	$N + M_{max} + V$	-0,01	-585,69	944,09
	$N + M_{min} + V$	898,57	-558,87	-2972,23
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-617,20	418,84
SLV	$N_{max} + M + V$	-48,12	446,64	727,33
	$N_{min} + M + V$	616,78	390,34	-2244,05
	$N + M_{max} + V$	-48,12	446,64	727,33
	$N + M_{min} + V$	616,78	390,34	-2244,05
	$N_{max} + M + V_{max}$	-48,12	469,99	327,08

L'azione normale di compressione è assunta con segno negativo.

Mentre nelle verifiche l'azione normale di compressione è assunta con segno positivo.

14.1.1 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **1,20 m**.

L'armatura trasversale è costituita da:

- **Ø26/10** superiori (primo strato)
- **Ø20/10** superiori (secondo strato)
- **Ø20/10** inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

- **Ø16/20** superiori
- **Ø16/20** inferiori

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti **Ø26/80x40**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

14.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

14.2.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE - MMAX

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{sd} = 0,00 kN**.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a **M_{sd} = 870,24 kNm**.

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

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

Titolo: []

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	53,09	5,3
			2	31,42	9,2
			3	31,42	115

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 870,24 kNm
 M_{yEd}: 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

σ_c: -4,061 N/mm²
 σ_s: 256,4 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- **σ_c = 4,06 N/mm² < 0,45 f_{ck} = 11,20 N/mm²**
- **σ_s = 256,40 N/mm² < 0,80 f_{yk} = 360,00 N/mm²**

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.2 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE - MMIN

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = -484,92$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -1259,48$ kNm.

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

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

Titolo: []

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	53,09	5,3
			2	31,42	9,2
			3	31,42	115

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -484,92 kN
 M_{xEd} 0 -1259,48 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali
 B450C C25/30
 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} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -4,717 N/mm²
 σ_s 175 N/mm²
 ε_s 0,8749 ‰
 d 114,7 cm
 x 33,03 x/d 0,2879
 δ 0,7999

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,72$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 175,00$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.3 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE - MMAX

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 0,00$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 1004,35$ kNm.

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

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

Titolo: []

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,09	5,3
2	31,42	9,2
3	31,42	115

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 1004,35 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C C25/30

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

σ_c -4,687 N/mm²
 σ_s 295,9 N/mm²

ε_s 1,48 ‰
 d 115 cm
 x 22,08 x/d 0,192
 δ 0,7

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,68 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 295,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.4 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE - MMIN

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = -620,44$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -2028,03$ kNm.

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

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

Titolo: []

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	53,09	5,3
			2	31,42	9,2
			3	31,42	115

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -620,44 kN
 M_{xEd} 0 -2028,03 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C25/30
 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} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

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

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

σ_c -7,774 N/mm²
 σ_s 273,2 N/mm²
 ε_s 1,366 ‰
 d 114,7 cm
 x 34,31 x/d 0,2991
 δ 0,8139

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,77 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 273,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.5 COMBINAZIONE SLE – RARA - MMAX

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 0,00$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 1049,05$ kNm.

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

Materiali: B450C and C25/30. Properties include 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} (14,17%), E_s/E_c (15), f_{cc}/f_{cd} (0,8), E_{syd} (1,957%), $\sigma_{c,adm}$ (9,75), $\sigma_{s,adm}$ (255 N/mm²), τ_{co} (0,6), and τ_{c1} (1,829).

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

Metodo di calcolo: S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.

Results: σ_c (-4,896 N/mm²), σ_s (309,1 N/mm²), ϵ_s (1,546%), d (115 cm), x (22,08), x/d (0,192), δ (0,7).

Buttons: Verifica, Precompresso.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,90$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 309,10$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.6 COMBINAZIONE SLE – RARA - MMIN

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -665,61$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -2284,21$ kNm.

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

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

Titolo : []

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	53,09	5,3
			2	31,42	9,2
			3	31,42	115

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -665,61 kN
 M_{xEd} 0 -2284,21 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali
 B450C C25/30
 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} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -8,791 N/mm²
 σ_s 305,9 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

ε_s 1,53 ‰
 d 114,7 cm
 x 34,55 x/d 0,3012
 δ 0,8165

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 8,79 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 305,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE - MMAX

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	120	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	31,42	cm ²	A_s'	84,51	cm ²		
$c_{f,effettivo}$	4	cm	$y_{G,As} (*)$	5,00	cm	$y_{G,As'} (*)$	113,25	cm		
$c_{f,norma}$	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		
d	115,00	cm	5	10	20	114,7	10	26		
						110,8	10	20		
R_{ck}	30	MPa								
f_{ctm}	2,61	MPa								
f_{ctk}	1,82	MPa								
E_s	210000	MPa								
n	15		Φ_{medio}	20	mm	Φ_{staffe}	0	mm		
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata							
y_G	63,03	cm	N	0	kN	carico assiale agente				
A_{ideale}	13739	cm ²	M	870,24	kN m	momento agente				
I_{ideale}	19294113	cm ⁴	e	∞	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			en	24,65	cm	estremità nocciolo d'inerzia				
			d_G	36,09	cm	baricentro armature				
			u	∞	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞	cm ²					
			q	∞	cm ³					
			y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			y_c	22,07	cm	asse neutro				
			A^*	3946	cm ²	area ideale				
			S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	4725467,7	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_c	4,07	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_s	256,70	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione							
			N	0	kN	carico assiale agente				
			M_F	798	kN m	momento di prima fessurazione				
			e	∞		eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			u	∞		distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞	cm ²					
			q	∞	cm ³					
			y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			y_c	22,07	cm	asse neutro				
			A^*	3946	cm ²	area ideale				
			S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	4725467,7	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_{cr}	3,73	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_{sr}	235,39	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
			w_k	0,16	mm					
			w_k limite	0,2	mm					
			w_k	<	w_k limite					

14.2.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE - MMIN

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	120	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	84,51	cm ²	A_s'	31,42	cm ²	
			$y_{G, A_s} (*)$	6,86	cm	(*) da lembo teso	$y_{G, A_s'} (*)$	115,00	cm
c_f effettivo	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
c_f nomina	4	cm	5,3	10	26	115	10	20	
d	113,14	cm	9,5	10	20				
R_{ck}	30	MPa							
f_{ctm}	2,61	MPa							
f_{ctk}	1,82	MPa							
E_s	210000	MPa							
n	15		Φ_{medio}	23	mm	Φ_{staffe}	0	mm	
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata						
y_G	56,98	cm	N	0 kN	carico assiale agente				
A_{ideale}	13739	cm ²	M	1259,48 kN m	momento agente				
I_{ideale}	19279927	cm ⁴	e	∞ cm	eccentricità	GRANDE ECCENTRICITÀ			
Fessurazione indotta da:			en	22,27 cm	estremità nocciolo d'inerzia				
carichi			d_G	83,83 cm	baricentro armature				
Caratteristiche ambiente:			u	∞ cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
molto o moderatamente aggressivo			p	∞ cm ²					
β_1	1		q	∞ cm ³					
β_2	0,5		y_p	0,00 cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
k_1	0,8		y_c	39,34 cm	asse neutro				
k_2	0,5		A^*	5673 cm ²	area ideale				
k	-		S_n^*	0 cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
$h_{A, cls, eff}$	17,15	cm	I_n^*	9489002,5 cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
$A_{cls, eff}$	1715,33	cm ²	σ_c	5,22 MPa	massima tensione di compressione nel cls				
ρ_r	0,0493		σ_s	146,94 MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
σ_s	146,94	MPa	Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
σ_{sr}	102,90	MPa	N	0 kN	carico assiale agente				
ϵ_{sm}	0,00053		M_F	882 kN m	momento di prima fessurazione				
s_{rm}	96,7	mm	e	∞	eccentricità	GRANDE ECCENTRICITÀ			
w_m	0,051	mm	u	∞	distanza centro di pressione - lembo compresso				
β	1,7		p	∞ cm ²					
χ	1		q	∞ cm ³					
w_k	0,09	mm	y_p	0,00 cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
w_k limite	0,2	mm	y_c	39,34 cm	asse neutro				
w_k	<	w_k limite	A^*	5673 cm ²	area ideale				
			S_n^*	0 cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	9489002,5 cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_{cr}	3,66 MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_{sr}	102,90 MPa	tensione di trazione nell'acciaio				

14.2.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – FREQUENTE - MMAX

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	120	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	31,42	cm ²	$A_{s'}$	84,51	cm ²		
$cf_{effettivo}$	4	cm	$Y_{G A_s} (*)$	5,00	cm	(*) da lembo teso	$Y_{G A_{s'}} (*)$	113,25	cm	
cf_{norma}	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		
d	115,00	cm	5	10	20	114,7	10	26		
						110,8	10	20		
R_{ck}	30	MPa								
f_{ctm}	2,61	MPa								
f_{ctk}	1,82	MPa								
E_s	210000	MPa								
n	15									
			Φ_{medio}	20	mm	Φ_{staffe}	0	mm		
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata							
Y_G	63,03	cm	N	0	kN	carico assiale agente				
A_{ideale}	13739	cm ²	M	1004,35	kN m	momento agente				
I_{ideale}	19294113	cm ⁴	e	∞	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			en	24,65	cm	estremità nocciolo d'inerzia				
			d_G	36,09	cm	baricentro armature				
			u	∞	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞	cm ²					
			q	∞	cm ³					
			y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			y_c	22,07	cm	asse neutro				
			A^*	3946	cm ²	area ideale				
			S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	4725467,7	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_c	4,69	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_s	296,26	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione							
			N	0	kN	carico assiale agente				
			M_F	798	kN m	momento di prima fessurazione				
			e	∞	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			u	∞	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞	cm ²					
			q	∞	cm ³					
			y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			y_c	22,07	cm	asse neutro				
			A^*	3946	cm ²	area ideale				
			S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	4725467,7	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_{cr}	3,73	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_{sr}	235,39	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
			w_k	0,21	mm					
			w_k limite	0,3	mm					
			w_k	<	w_k limite					

14.2.10 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – FREQUENTE - MMIN

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	120	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A _s	84,51	cm ²	A _s '	31,42	cm ²	
			Y _{G,As} (*)	6,86	cm	(*) da lembo teso	Y _{G,As'} (*)	115,00	cm
c _f effettivo	4	cm	x (cm) (*)	n _{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n _{ferri}	Φ (mm)	
c _f nomina	4	cm	5,3	10	26	115	10	20	
d	113,14	cm	9,5	10	20				
R _{ck}	30	MPa							
f _{ctm}	2,61	MPa							
f _{ctk}	1,82	MPa							
E _s	210000	MPa							
n	15								
			Φ _{medio}	23	mm	Φ _{staffe}	0	mm	
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata						
Y _G	56,98	cm	N	0 kN	carico assiale agente				
A _{ideale}	13739	cm ²	M	2028,03 kN m	momento agente				
I _{ideale}	19279927	cm ⁴	e	∞ cm	eccentricità	GRANDE ECCENTRICITÀ			
			en	22,27 cm	estremità nocciolo d'inerzia				
			d _G	83,83 cm	baricentro armature				
			u	∞ cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞ cm ²					
			q	∞ cm ³					
			Y _p	0,00 cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			Y _c	39,34 cm	asse neutro				
			A*	5673 cm ²	area ideale				
			S _n *	0 cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I _n *	9489002,5 cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ _c	8,41 MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ _s	236,60 MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
			N	0 kN	carico assiale agente				
			M _F	882 kN m	momento di prima fessurazione				
			e	∞	eccentricità	GRANDE ECCENTRICITÀ			
			u	∞	distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞ cm ²					
			q	∞ cm ³					
			Y _p	0,00 cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			Y _c	39,34 cm	asse neutro				
			A*	5673 cm ²	area ideale				
			S _n *	0 cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I _n *	9489002,5 cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ _{cr}	3,66 MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ _{sr}	102,90 MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
Fessurazione indotta da:									
carichi									
Caratteristiche ambiente:									
molto o moderatamente aggressivo									
β ₁	1								
β ₂	0,5								
k ₁	0,8								
k ₂	0,5								
k	-								
h _A cls eff	17,15	cm							
A _{cls} eff	1715,33	cm ²							
ρ _r	0,0493								
σ _s	236,60	MPa							
σ _{sr}	102,90	MPa							
ε _{sm}	0,00102								
s _{rm}	96,7	mm							
w _m	0,099	mm							
β	1,7								
χ	1								
W _k	0,17	mm							
W _k limite	0,3	mm							
W _k	<	W _k limite							

14.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE - MMAX

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 0,00$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 944,09$ kNm.

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

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

Titolo: []

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	53,09	5,3
			2	31,42	9,2
			3	31,42	115

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 944,09 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

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

M_{xRd}: 1.391 kNm
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5%
 ε_s: 52,14%
 d: 115 cm
 x: 7,234 x/d: 0,0629
 δ: 0,7

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

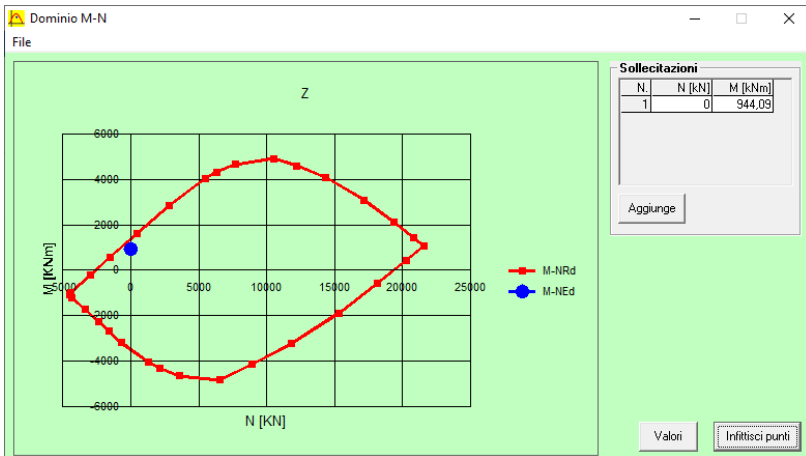
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 1391,00$ kNm > $M_{sd} = 944,09$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE - MMIN

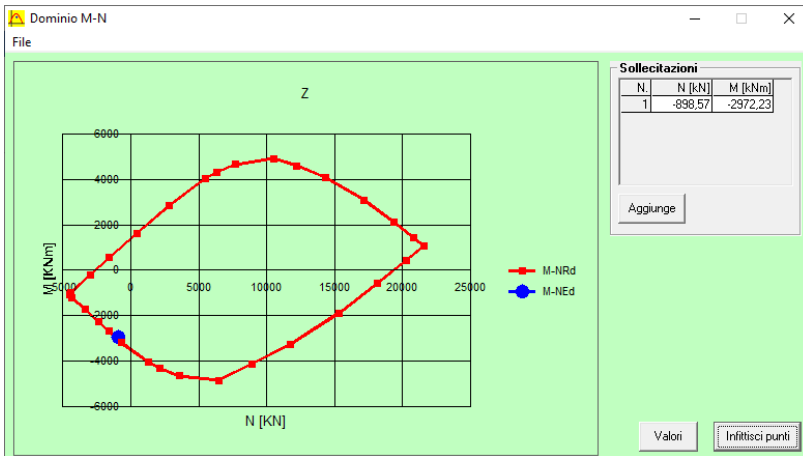
L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -898,57$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -2972,23$ kNm.

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -3092,00$ kNm $>$ $M_{sd} = -2972,23$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{sd} = 617,20$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	120,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	116,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	617,20	[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	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	80,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	26,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	5,31	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	16,59	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	677,89	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	3.682,71	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	677,89	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,10	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

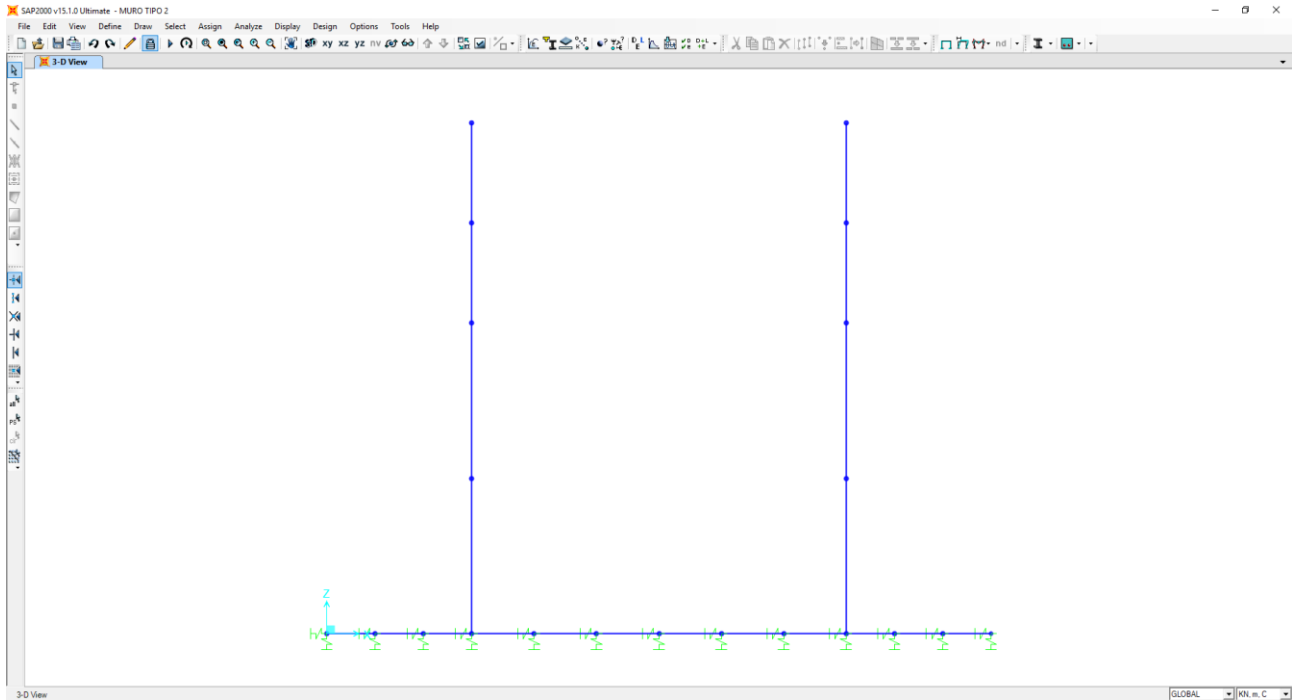
15 MURO TIPO 2 – MODELLO DI CALCOLO

15.1 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la valutazione delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali in cemento armato è stato realizzato un apposito modello di calcolo bidimensionale (trasversale per una striscia di larghezza unitaria) mediante il software agli elementi finiti SAP2000 v.15.1.

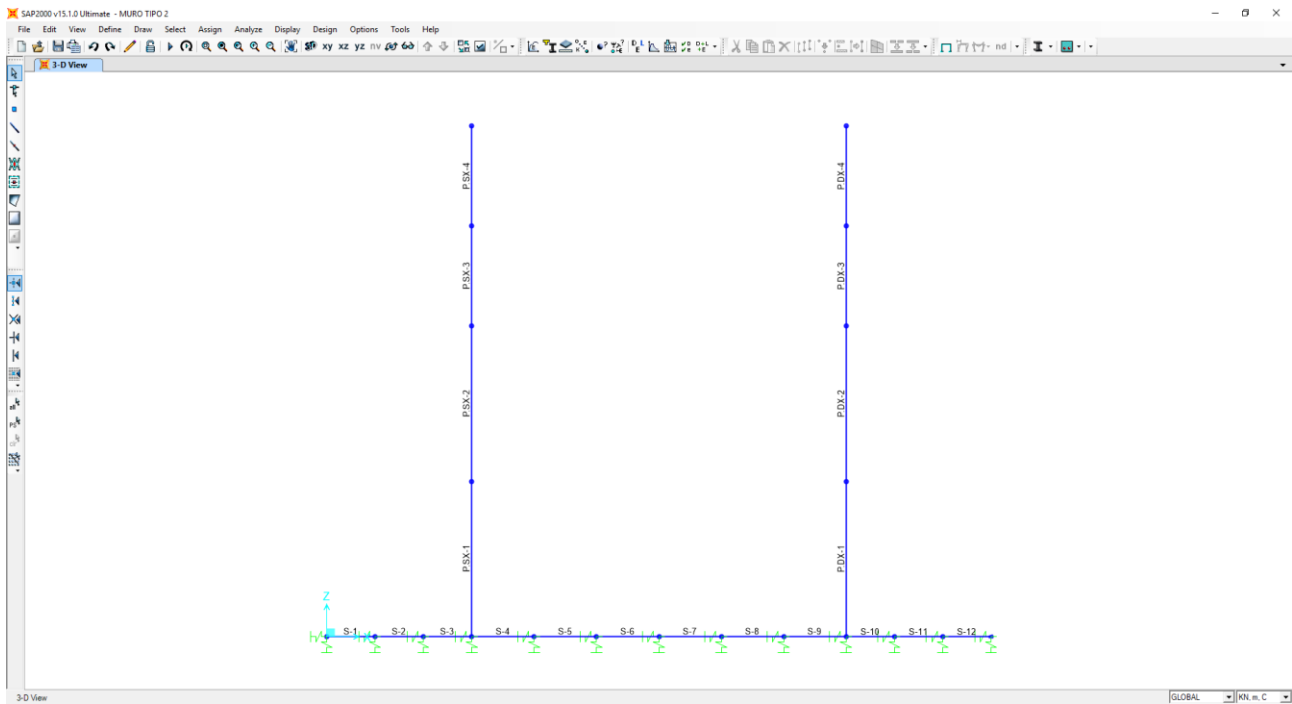
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo “beam” ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

Il terreno è stato modellato mediante un letto di molle elastiche secondo una schematizzazione alla Winkler.



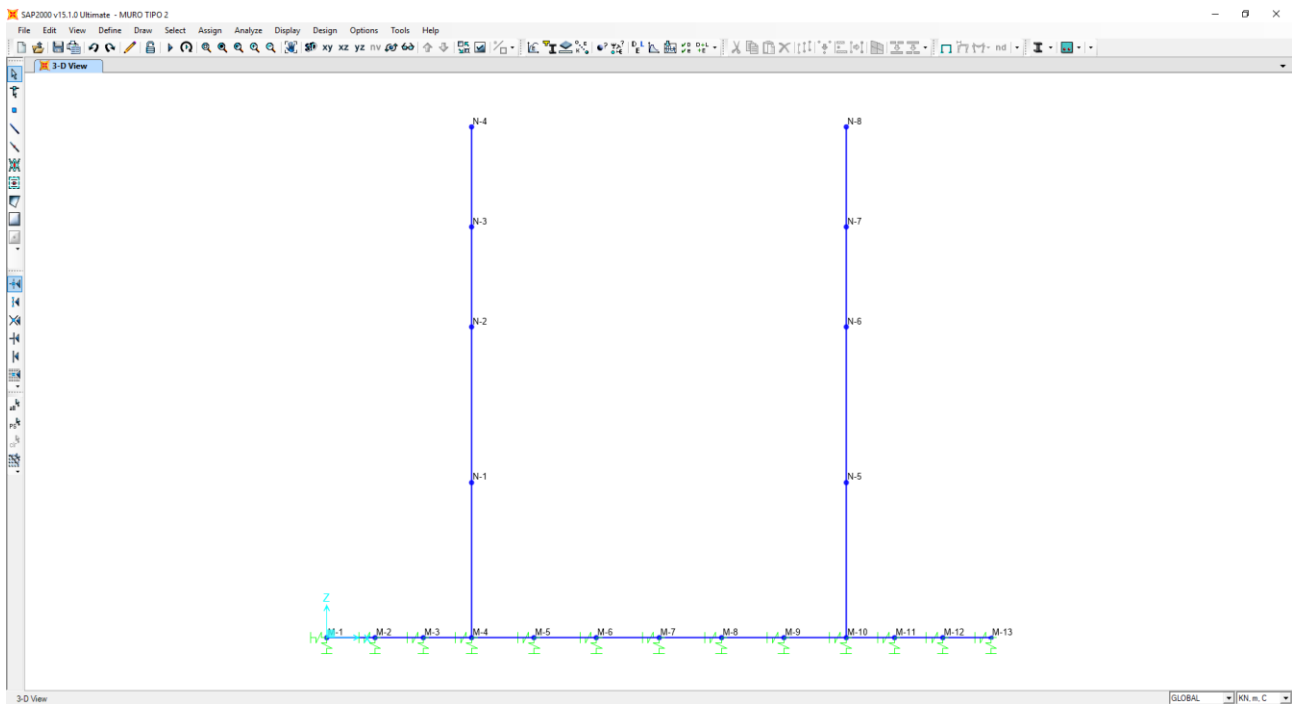
15.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

Nell'immagine successiva è stata riportata la numerazione dei singoli elementi che costituiscono il modello di calcolo:



15.3 NUMERAZIONE DEI NODI

Nell'immagine successiva è stata riportata la numerazione dei singoli nodi che costituiscono il modello di calcolo:



15.4 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI RIGIDEZZA DELLE MOLLE ELASTICHE

A favore di sicurezza si considera come terreno di fondazione l'unità litotecnica L5, pertanto si ha una costante di sottofondo pari a $k = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$.

Nella tabella successiva è riportata la valutazione delle costanti di rigidezza verticali assegnate alle molle elastiche che schematizzano il terreno:

**SCHEMATIZZAZIONE DEL TERRENO ALLA WINKLER
 VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE**

Costante di sottofondo del terreno (costante di Winkler) K_s :

15.000,00 kN/m^3

Larghezza della striscia di calcolo L_c :

1,00 m

INTERASSI		
PUNTO INIZIALE	PUNTO FINALE	DISTANZA (m)
M1	M2	0,873
M2	M3	0,873
M3	M4	0,873
M4	M5	1,127
M5	M6	1,127
M6	M7	1,127
M7	M8	1,127
M8	M9	1,127
M9	M10	1,127
M10	M11	0,873
M11	M12	0,873
M12	M13	0,873

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,437	6.550,0
M2	0,873	13.100,0
M3	0,873	13.100,0
M4	1,000	15.000,0
M5	1,127	16.900,0
M6	1,127	16.900,0
M7	1,127	16.900,0
M8	1,127	16.900,0
M9	1,127	16.900,0
M10	1,000	15.000,0
M11	0,873	13.100,0
M12	0,873	13.100,0
M13	0,437	6.550,0

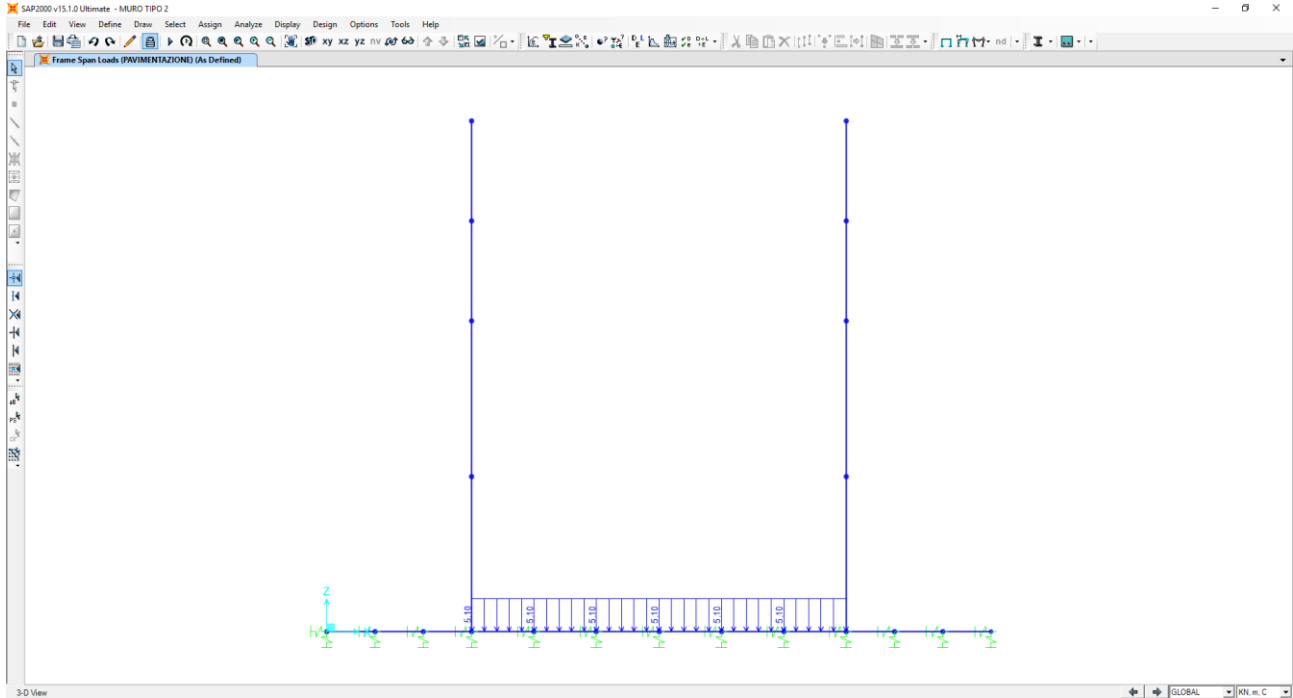
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

15.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

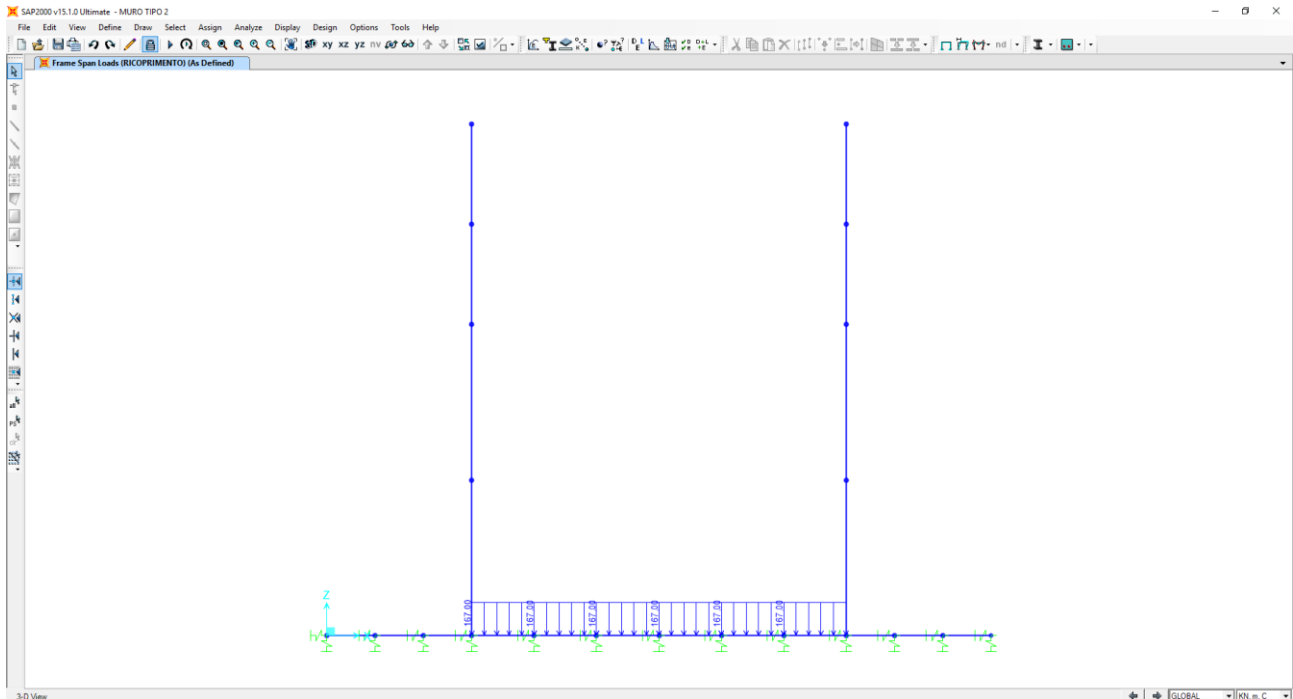
15.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

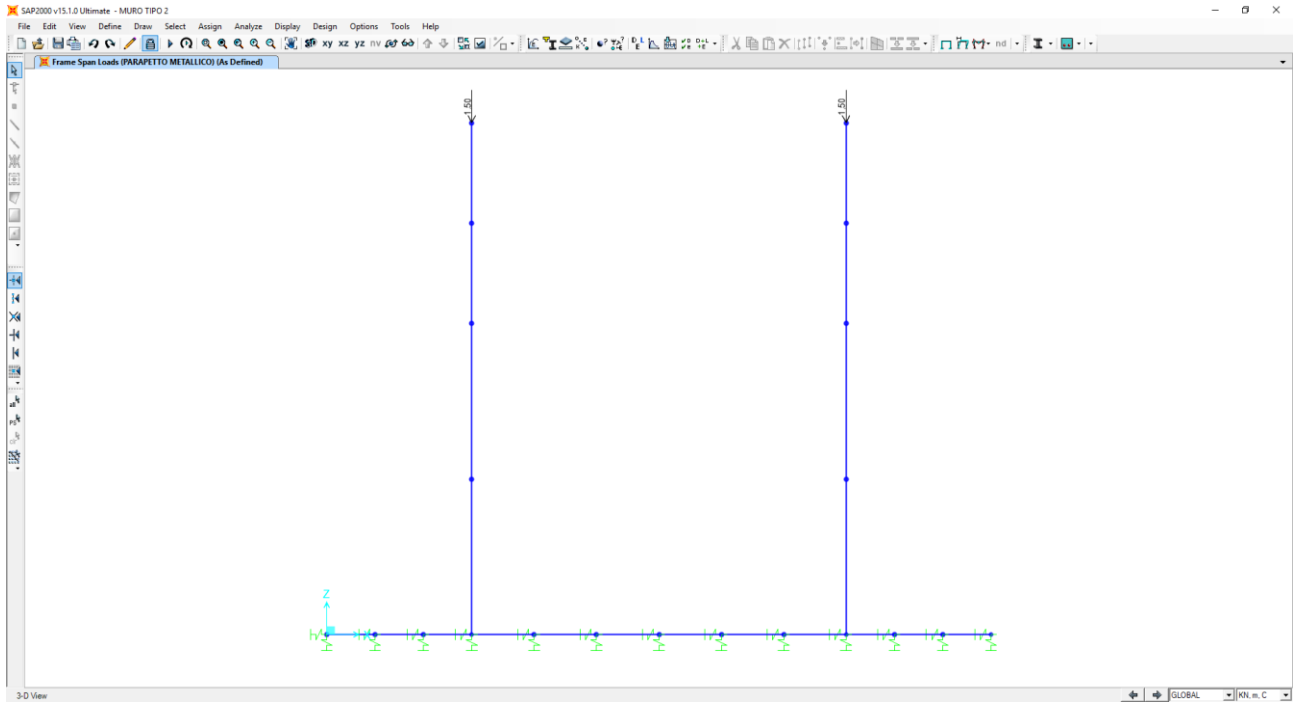
15.5.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE



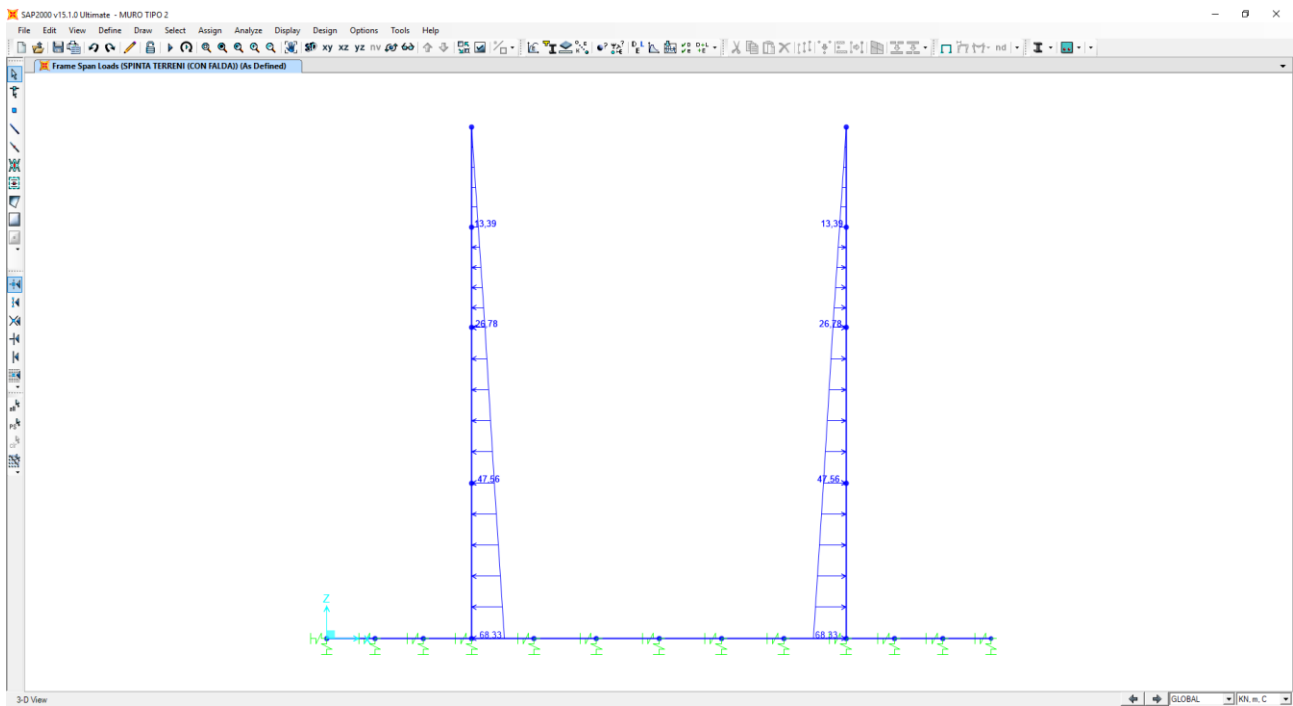
15.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



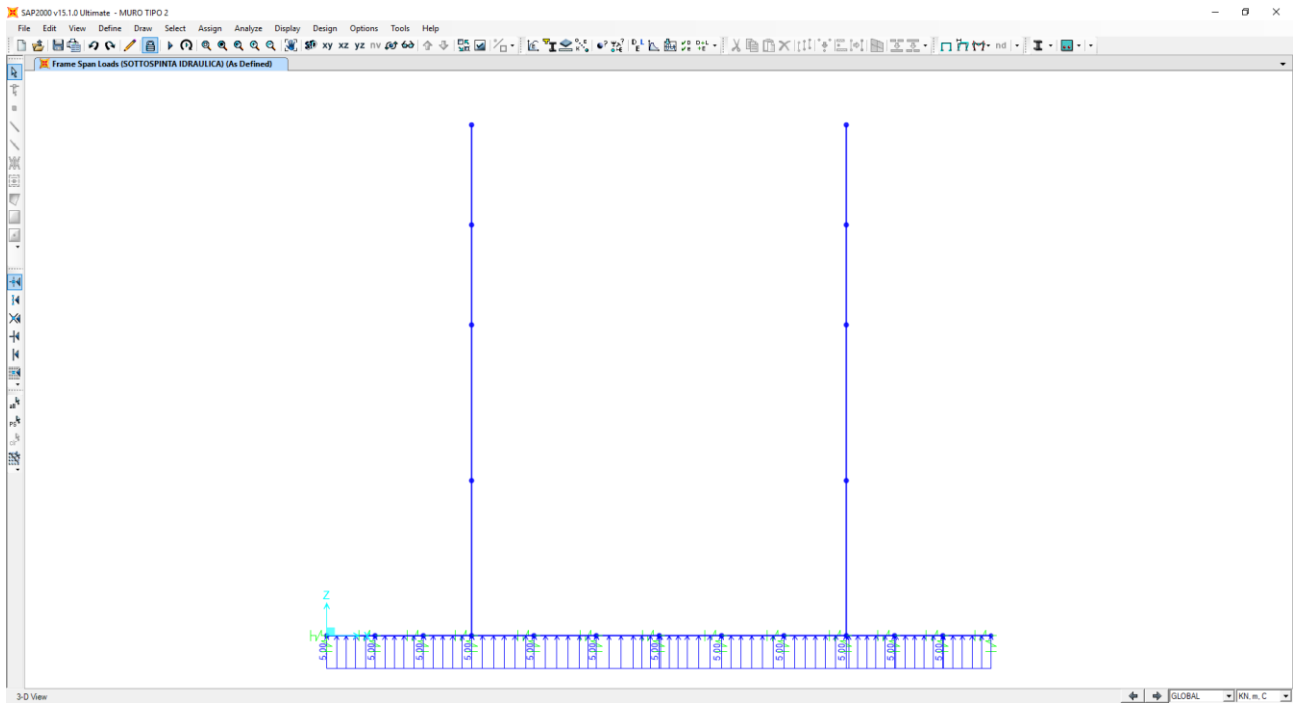
15.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



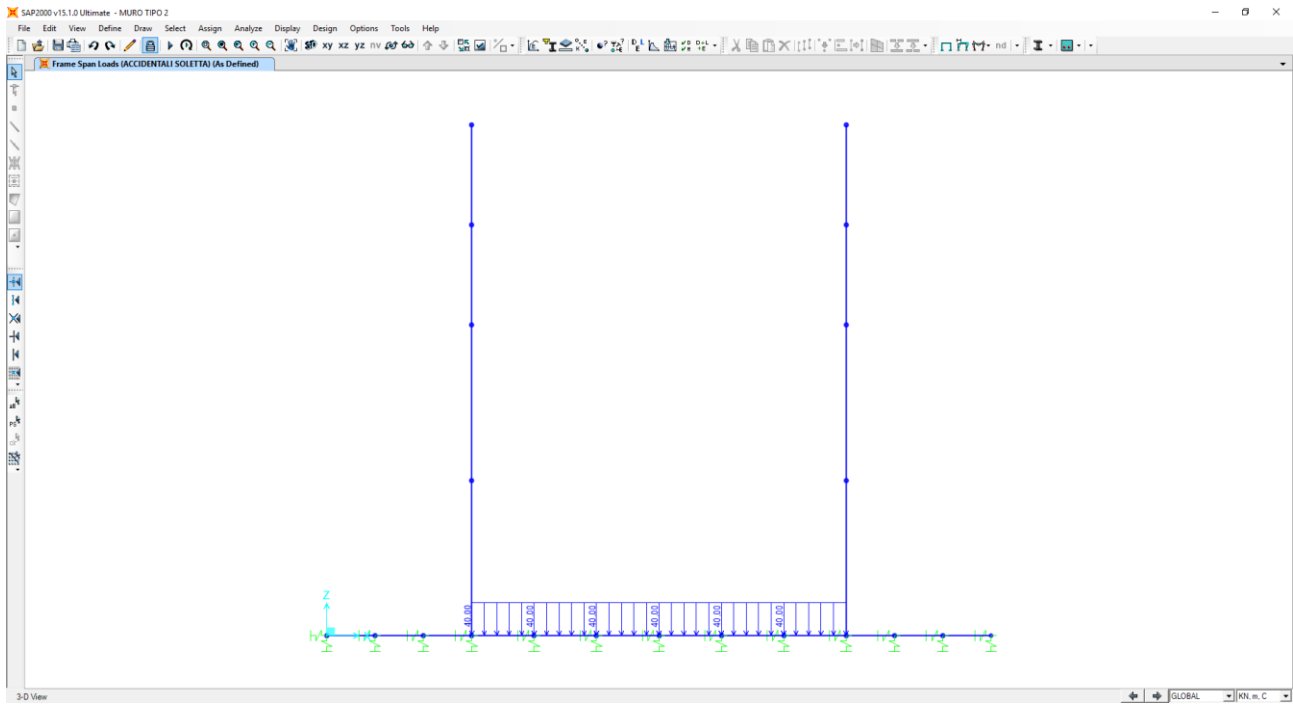
15.5.5 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI



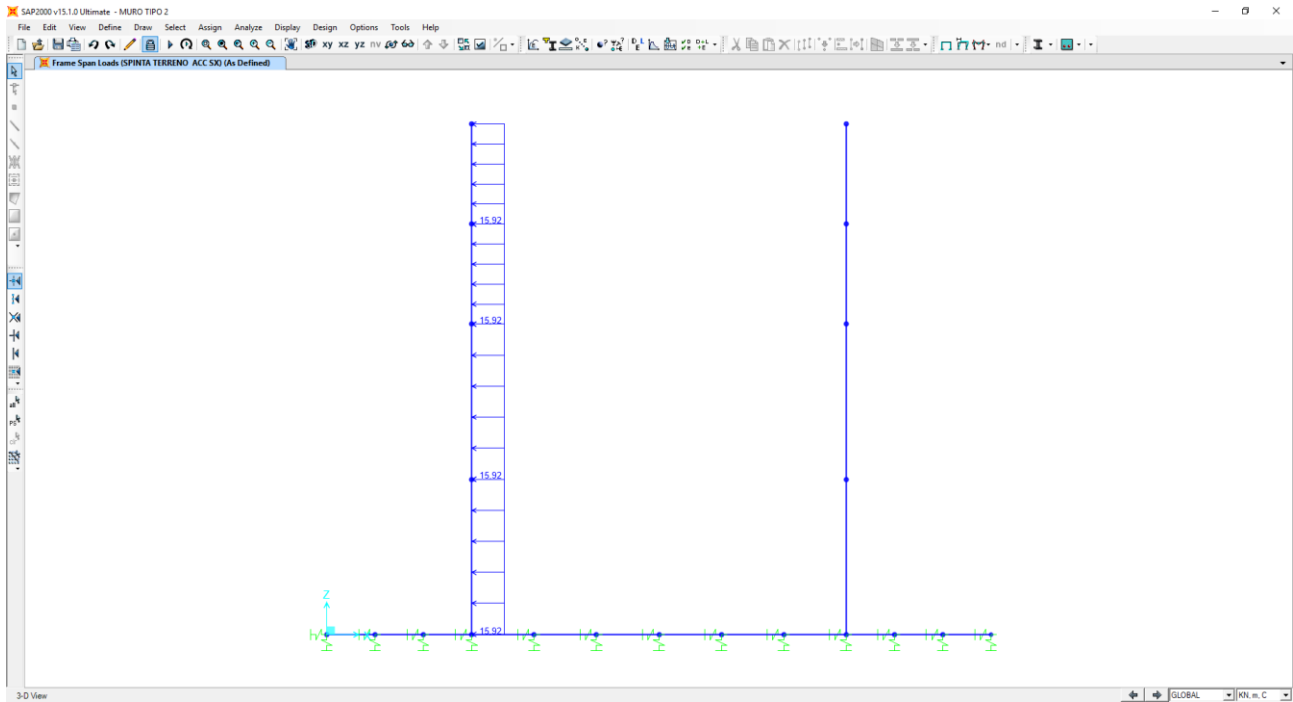
15.5.6 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA



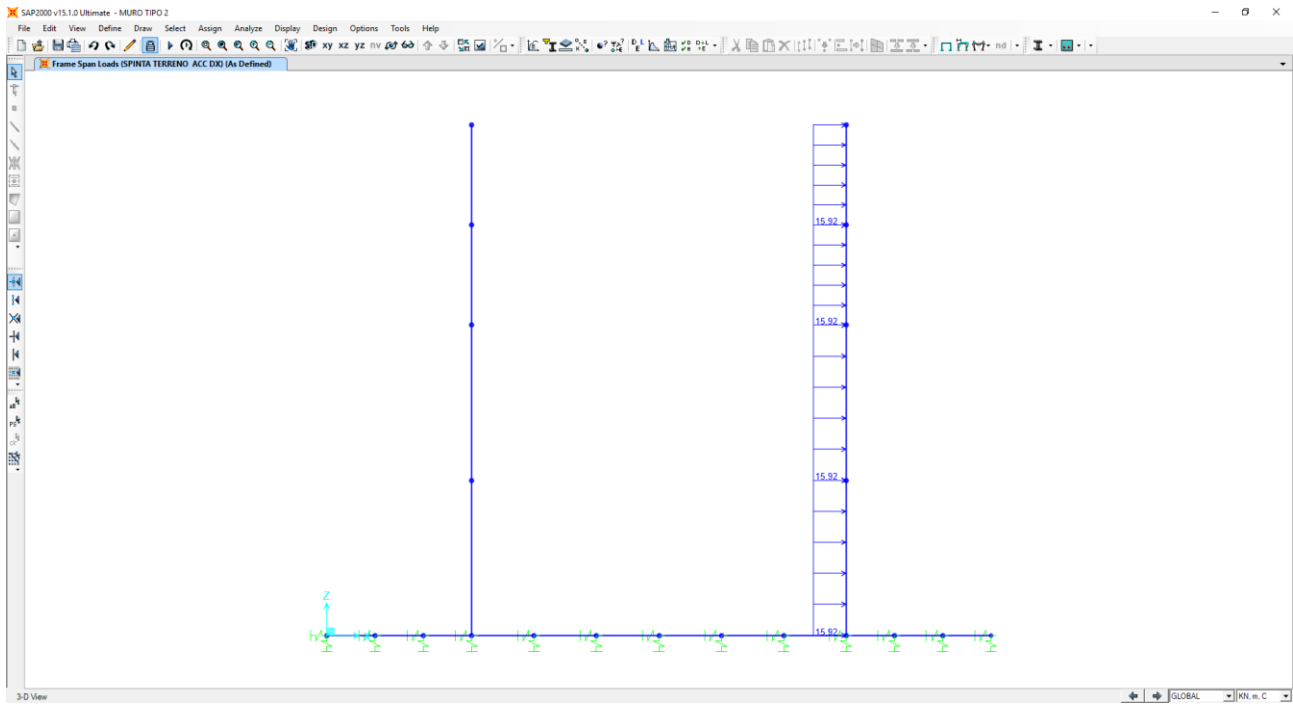
15.5.7 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



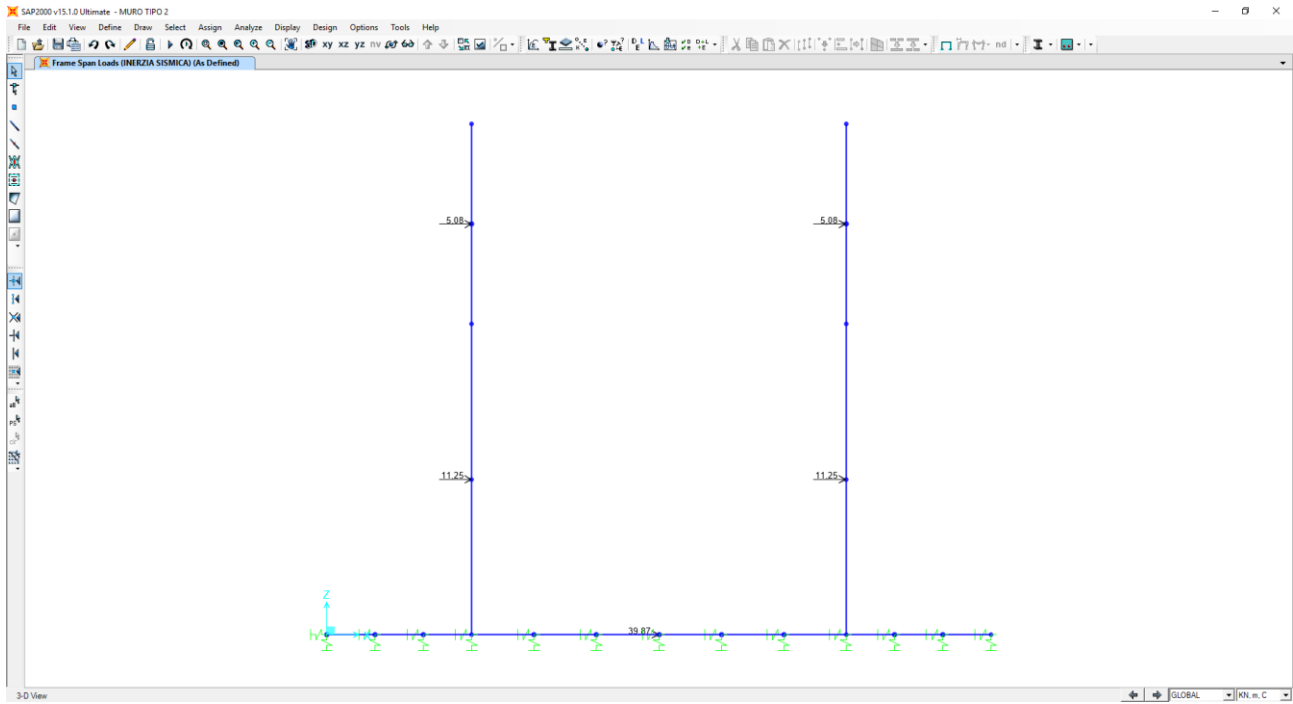
15.5.8 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



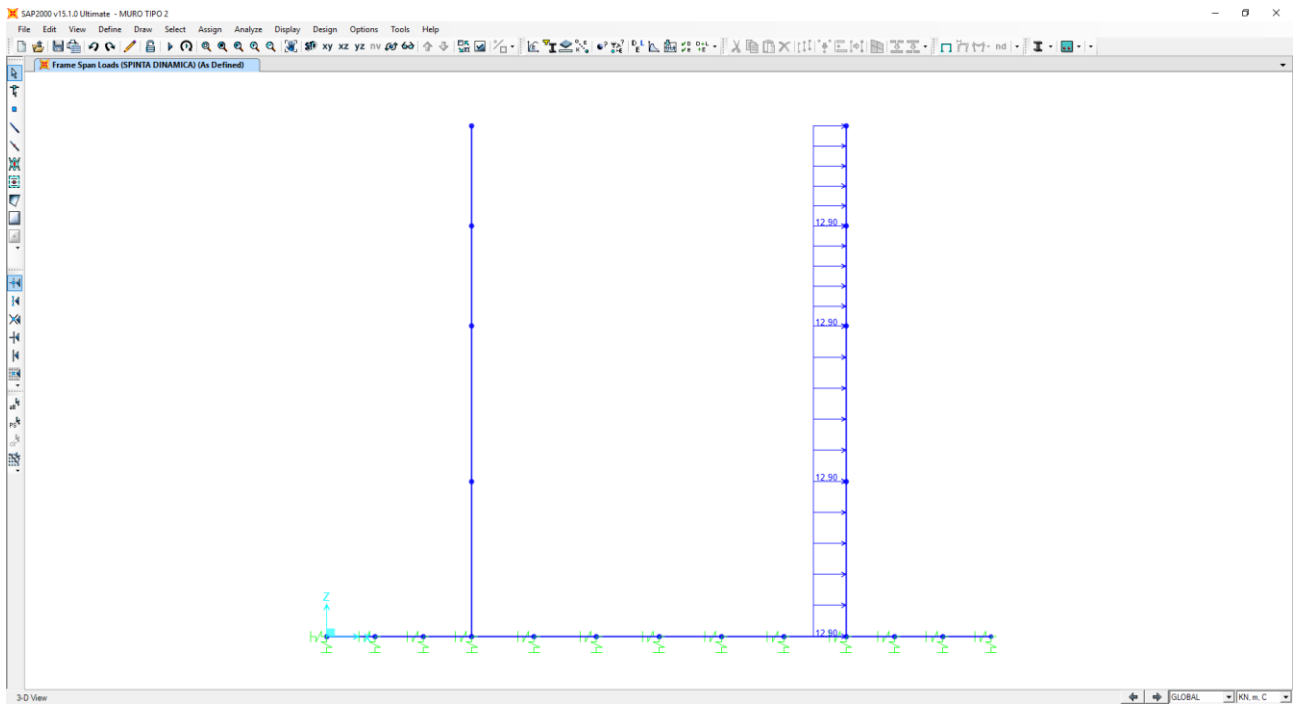
15.5.9 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



15.5.10 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI



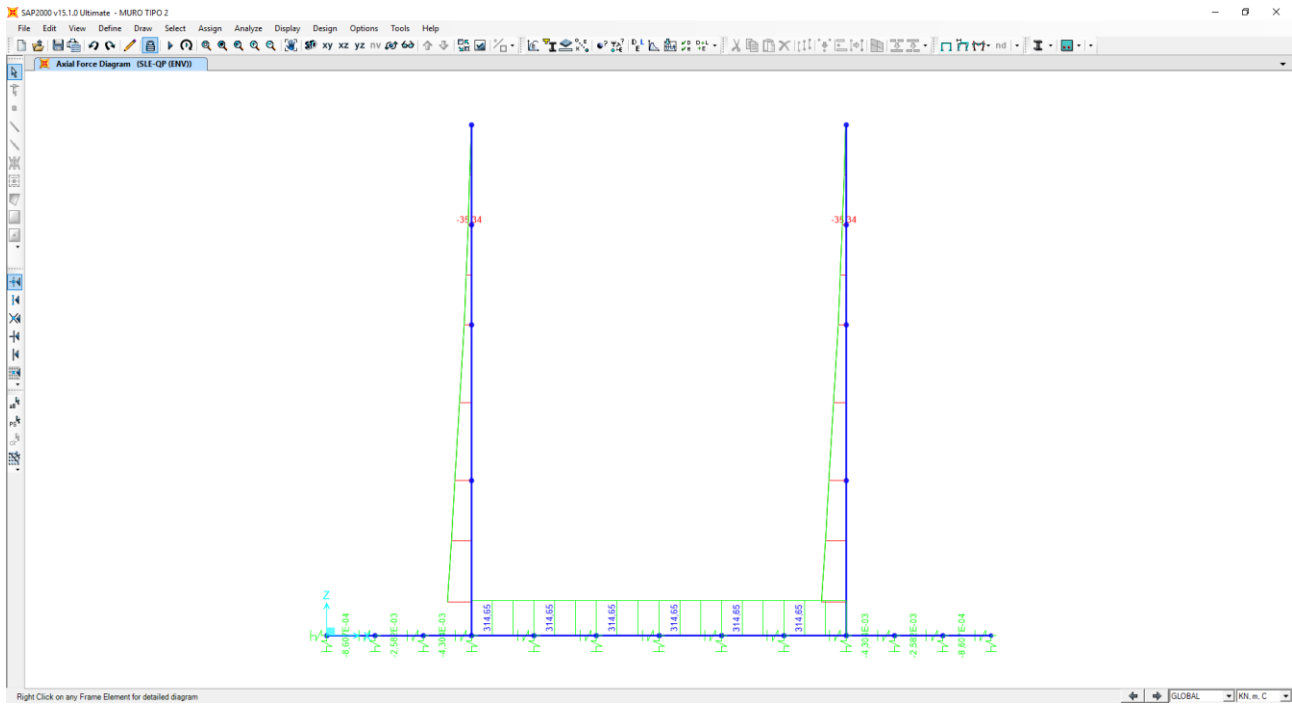
15.5.11 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



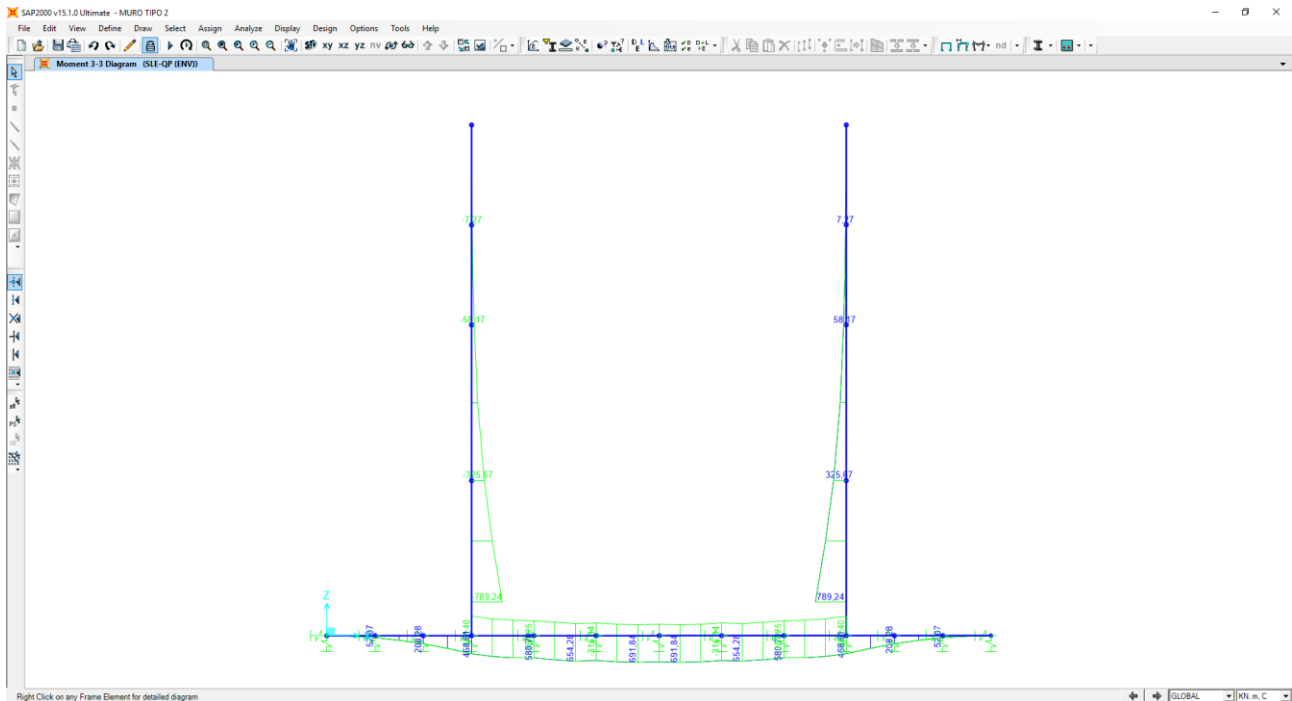
16 MURO TIPO 2 – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

16.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

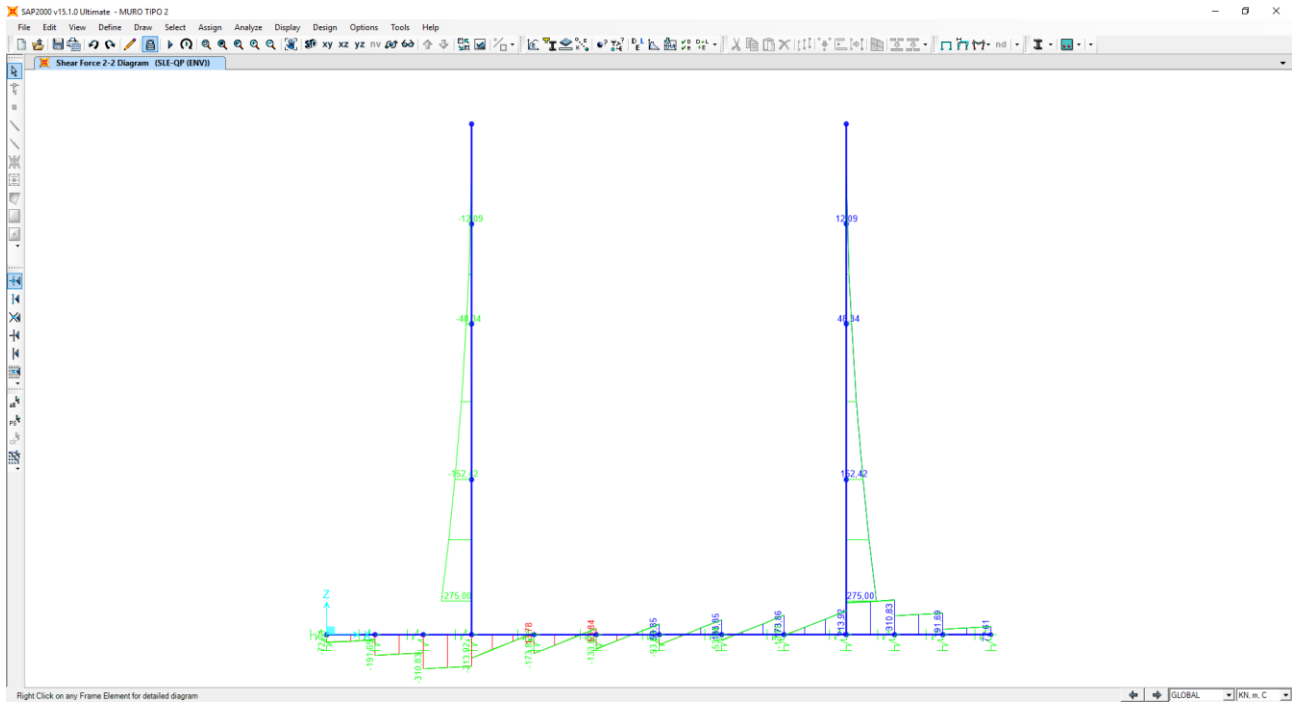
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Quasi Permanenti:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Quasi Permanenti:

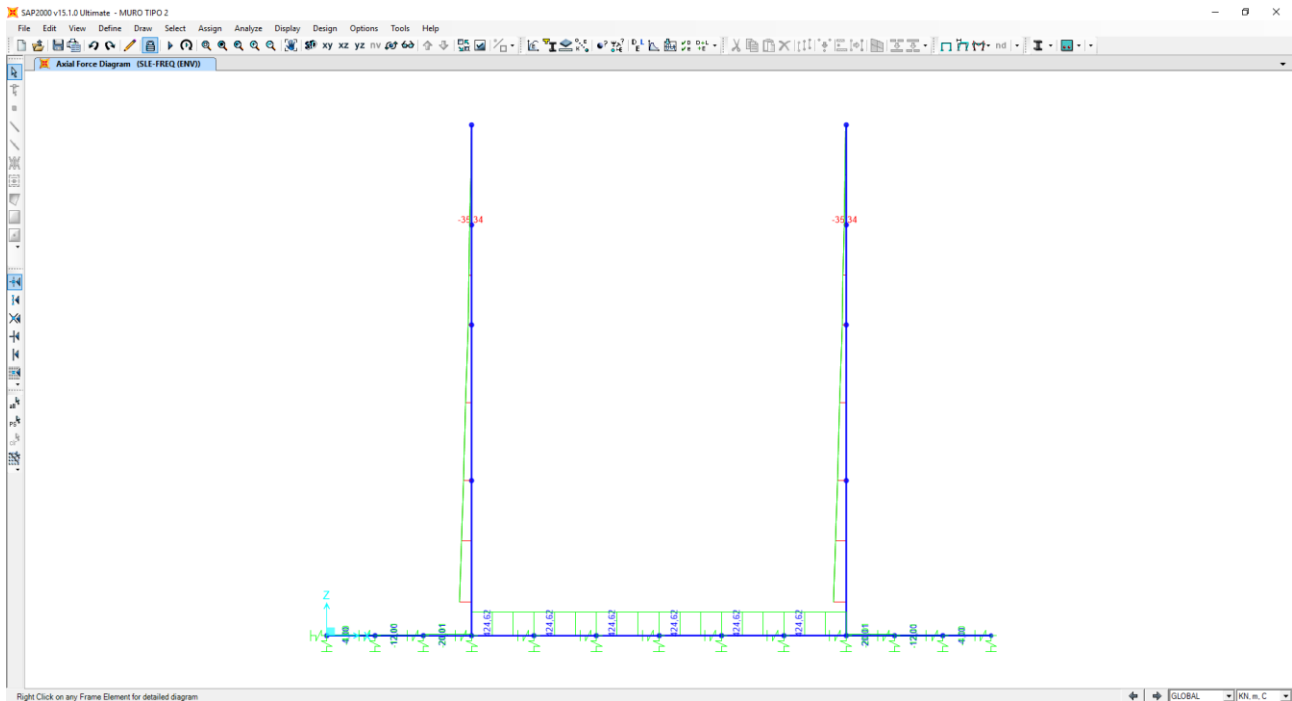


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

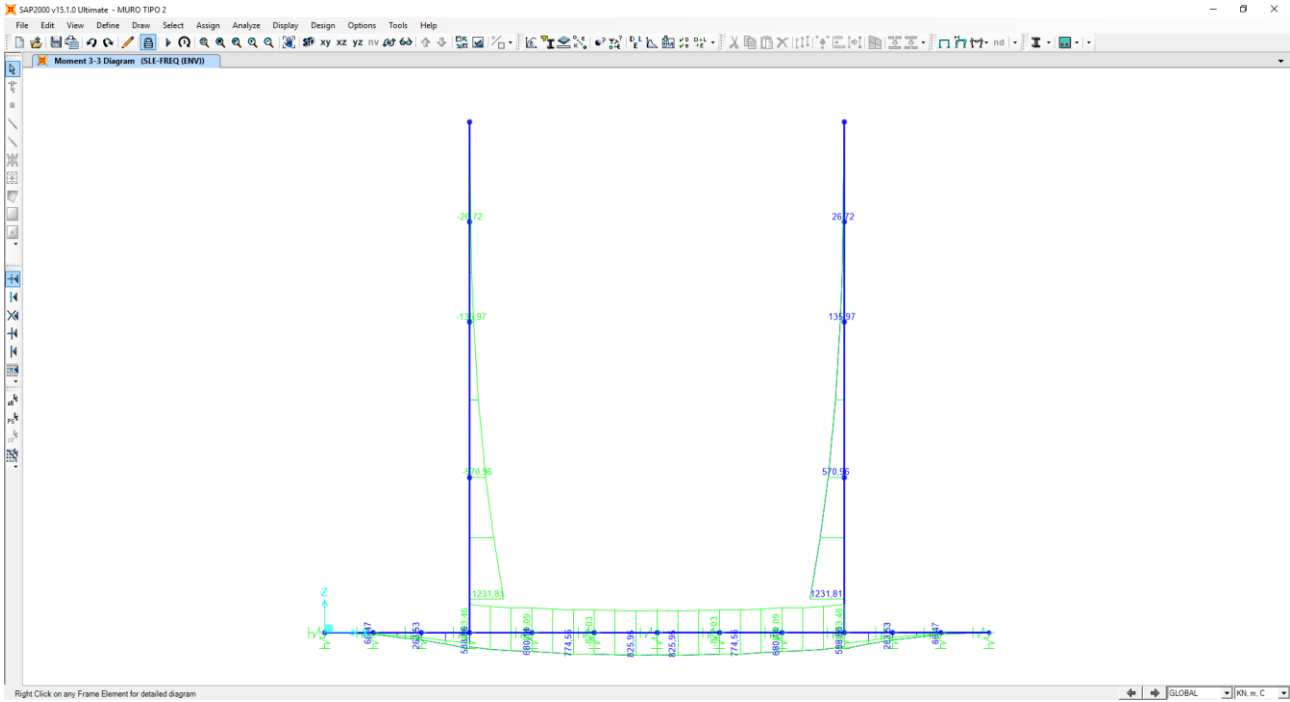


16.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

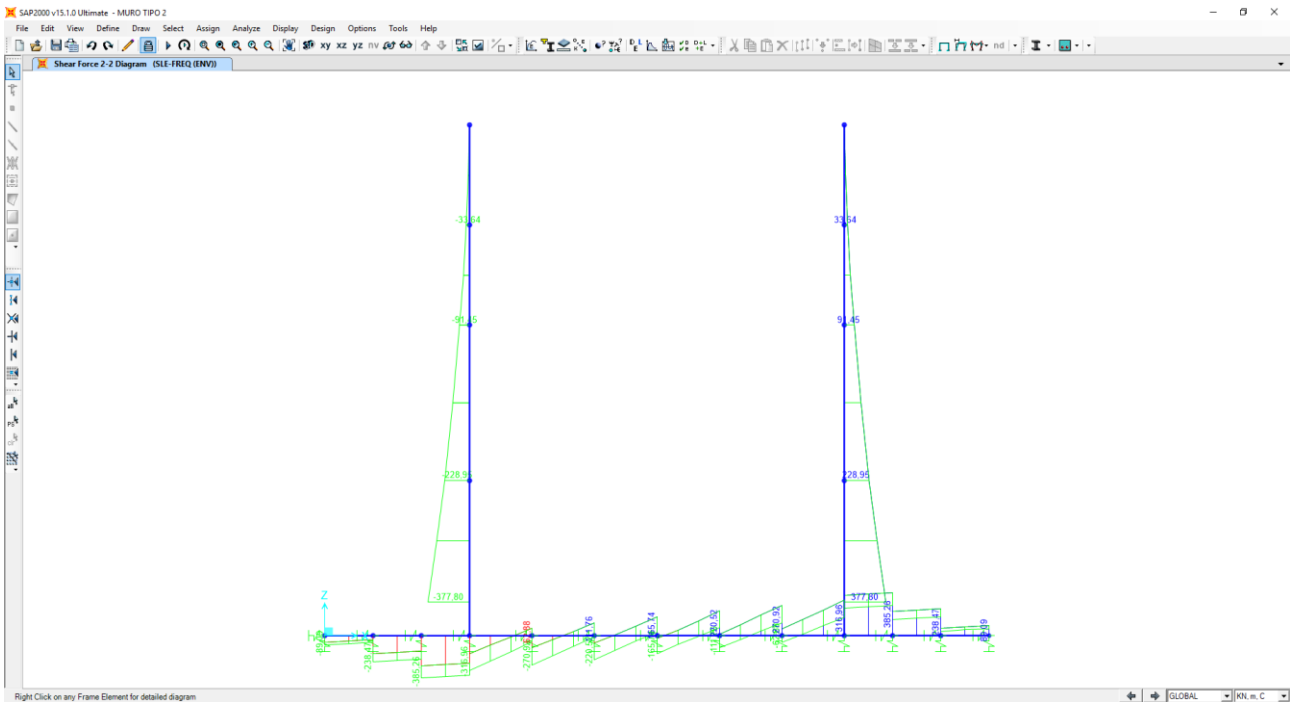
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

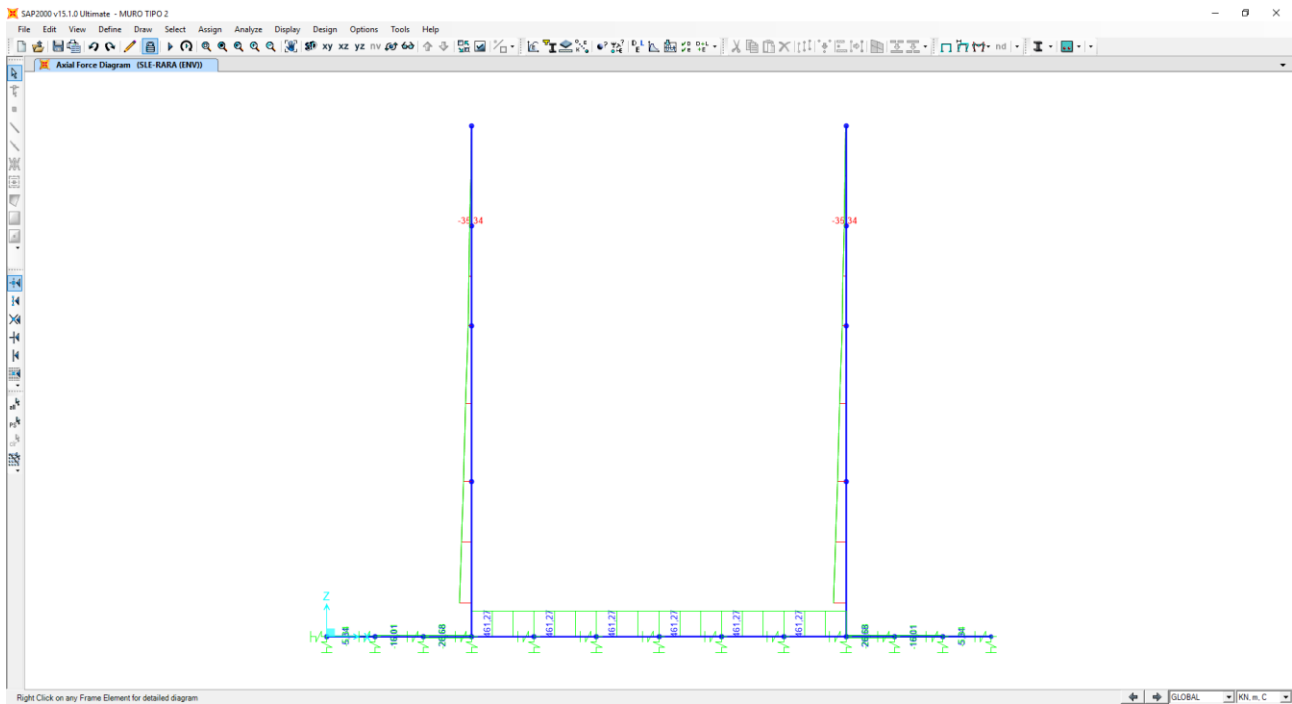


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

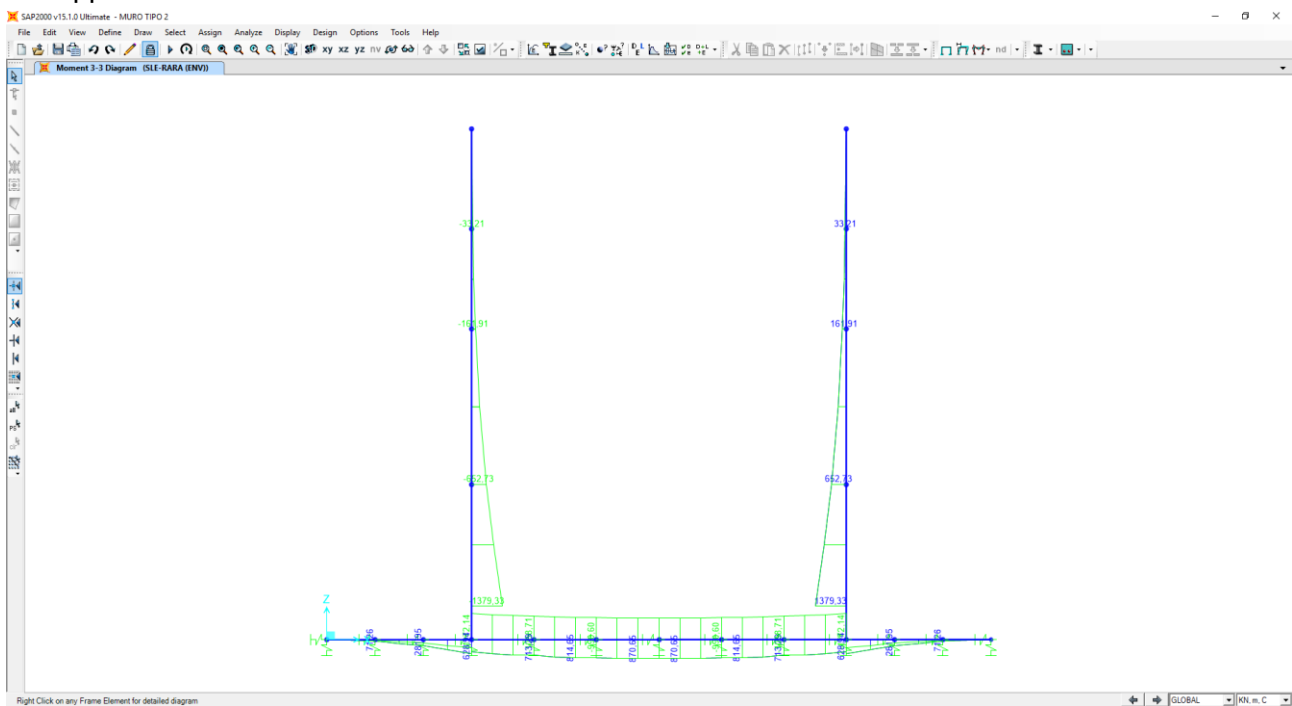


16.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

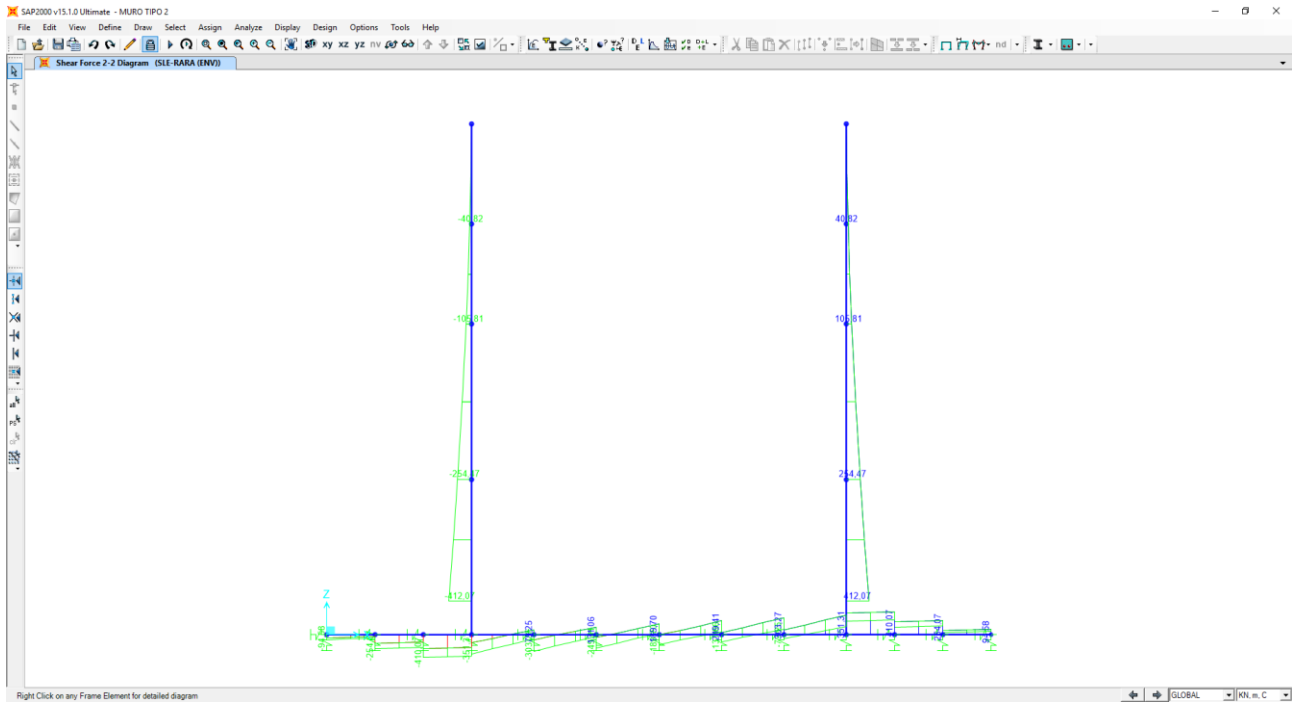
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:

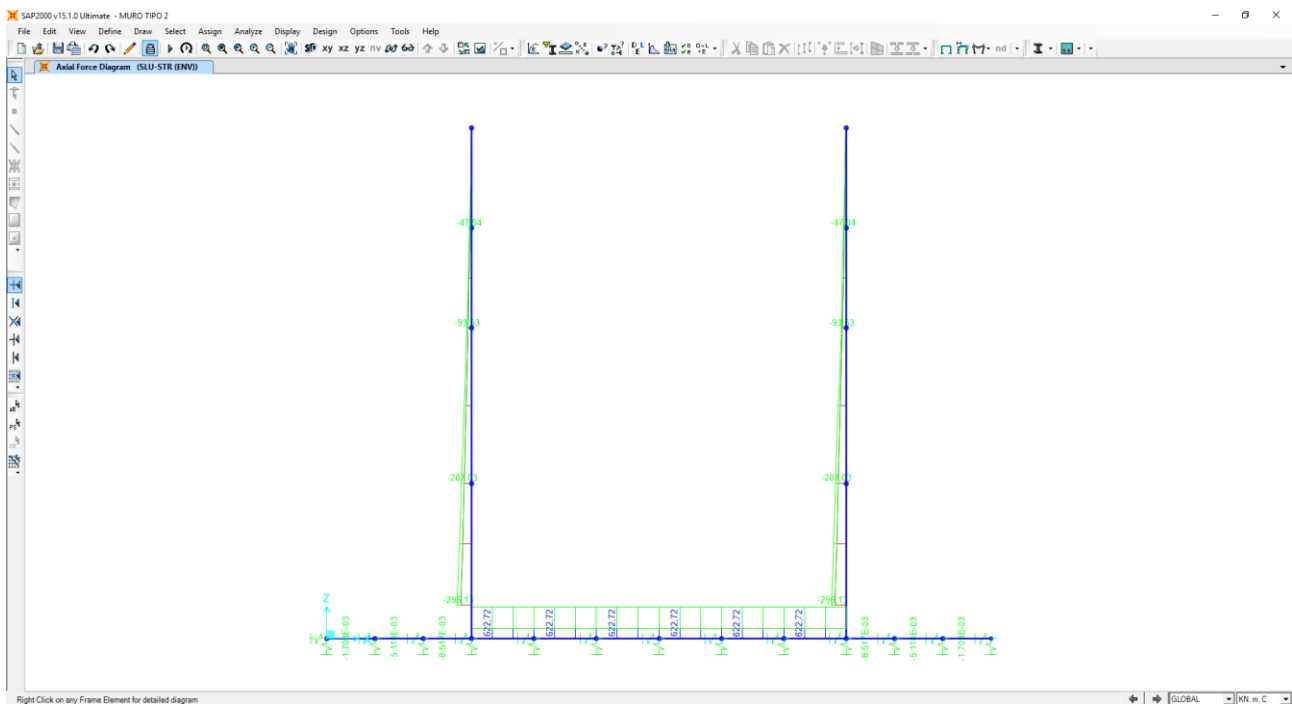


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

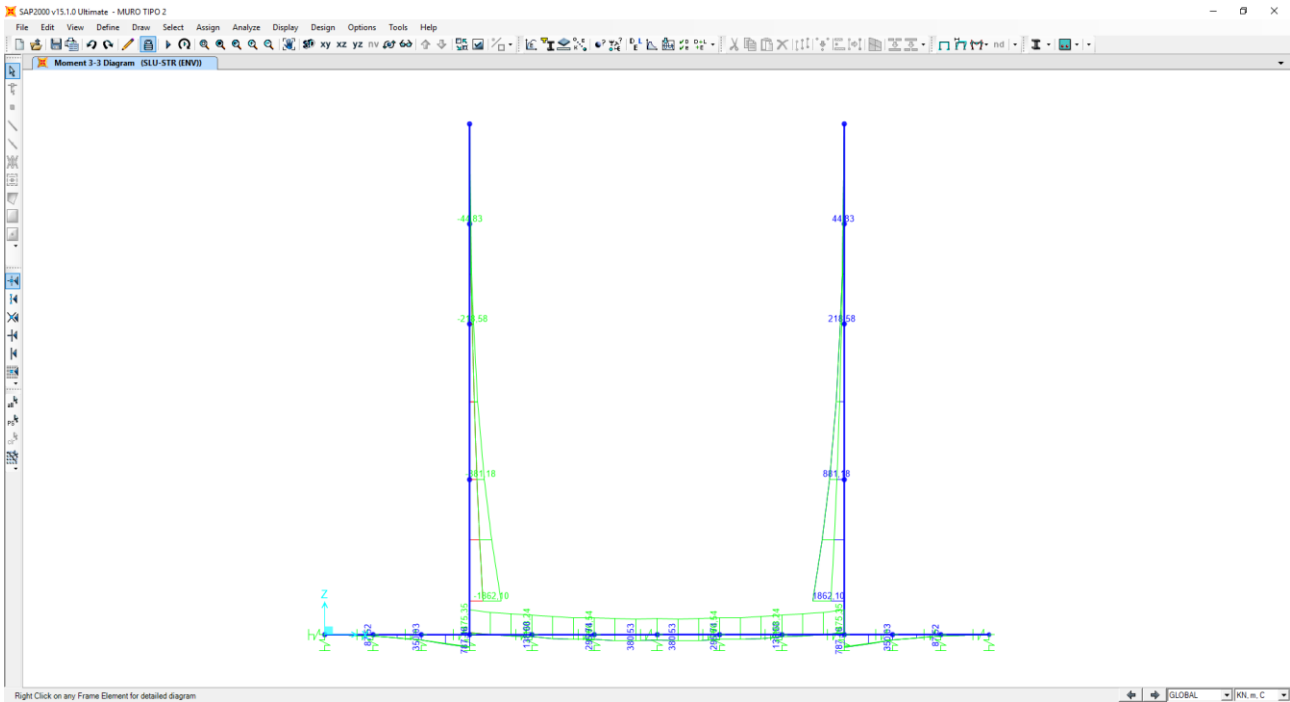


16.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

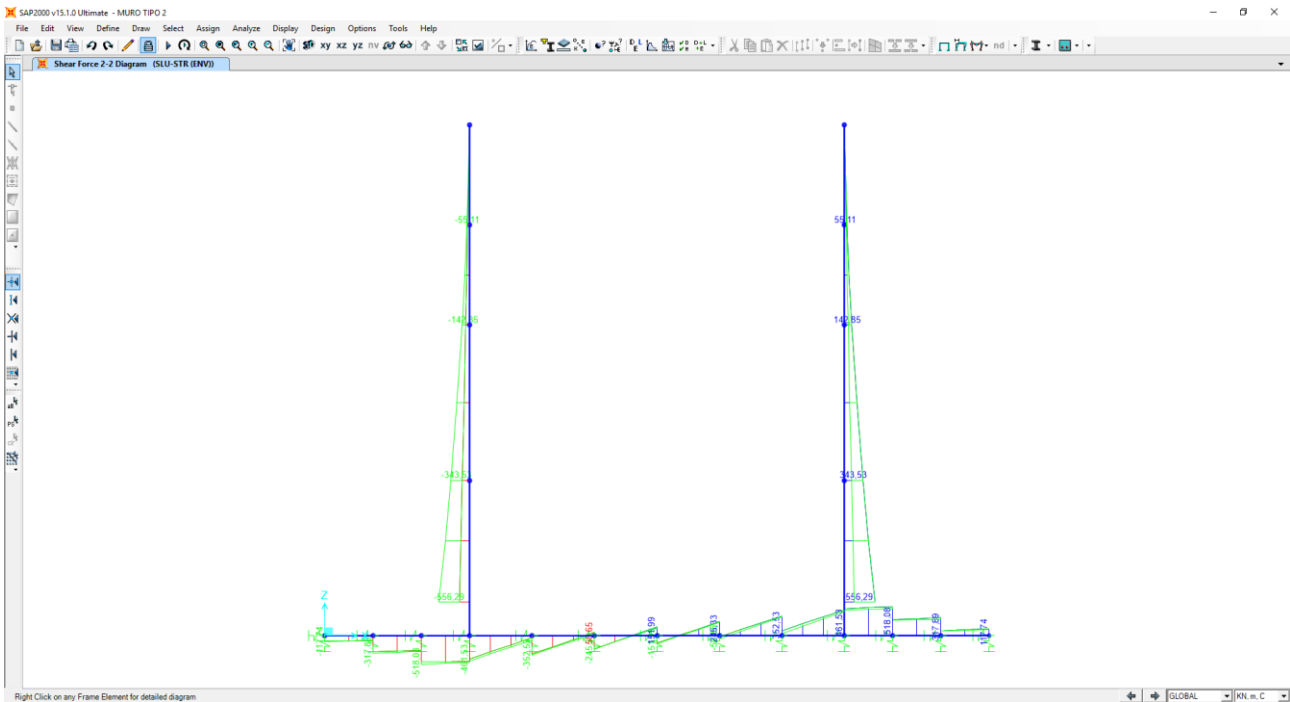
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:

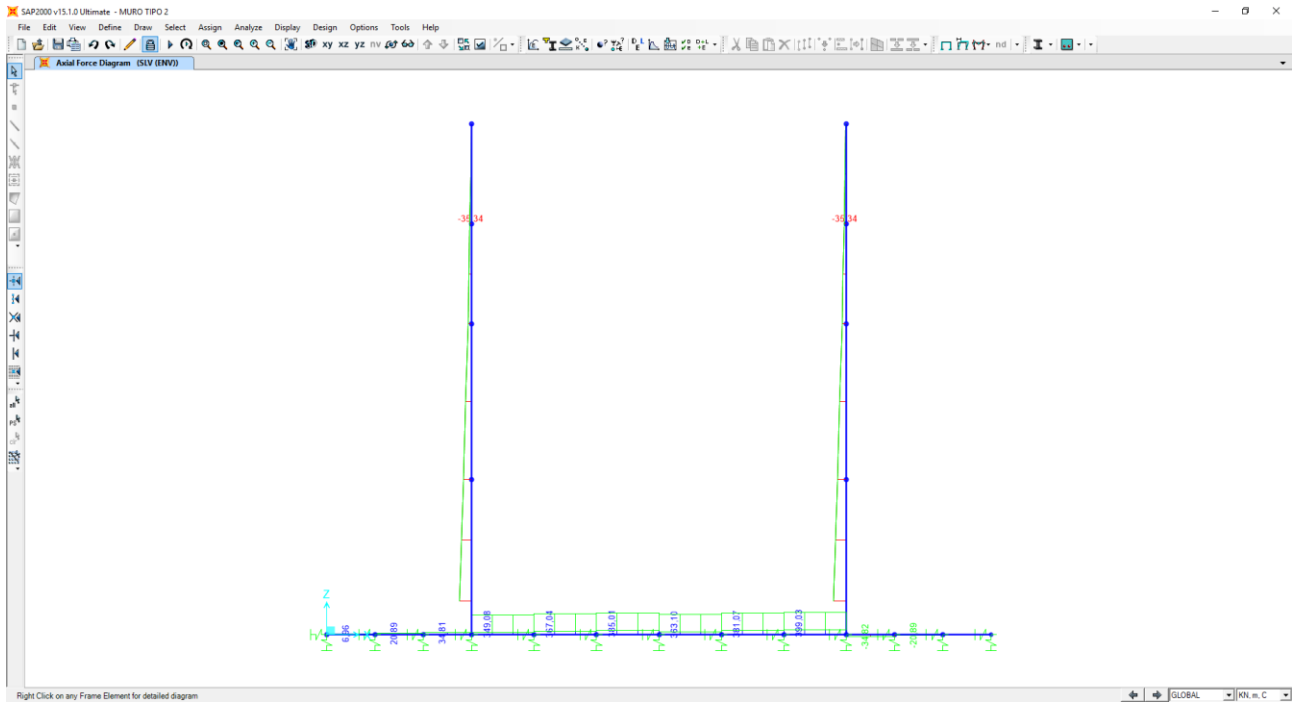


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

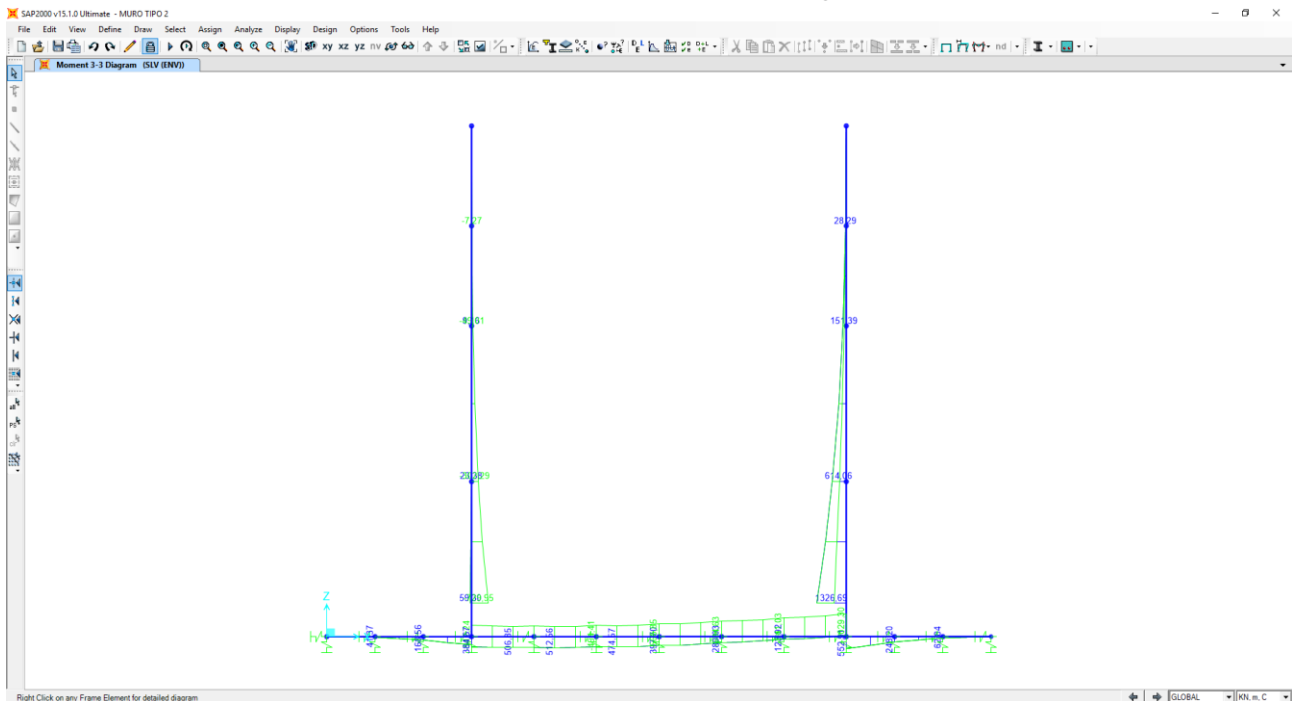


16.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

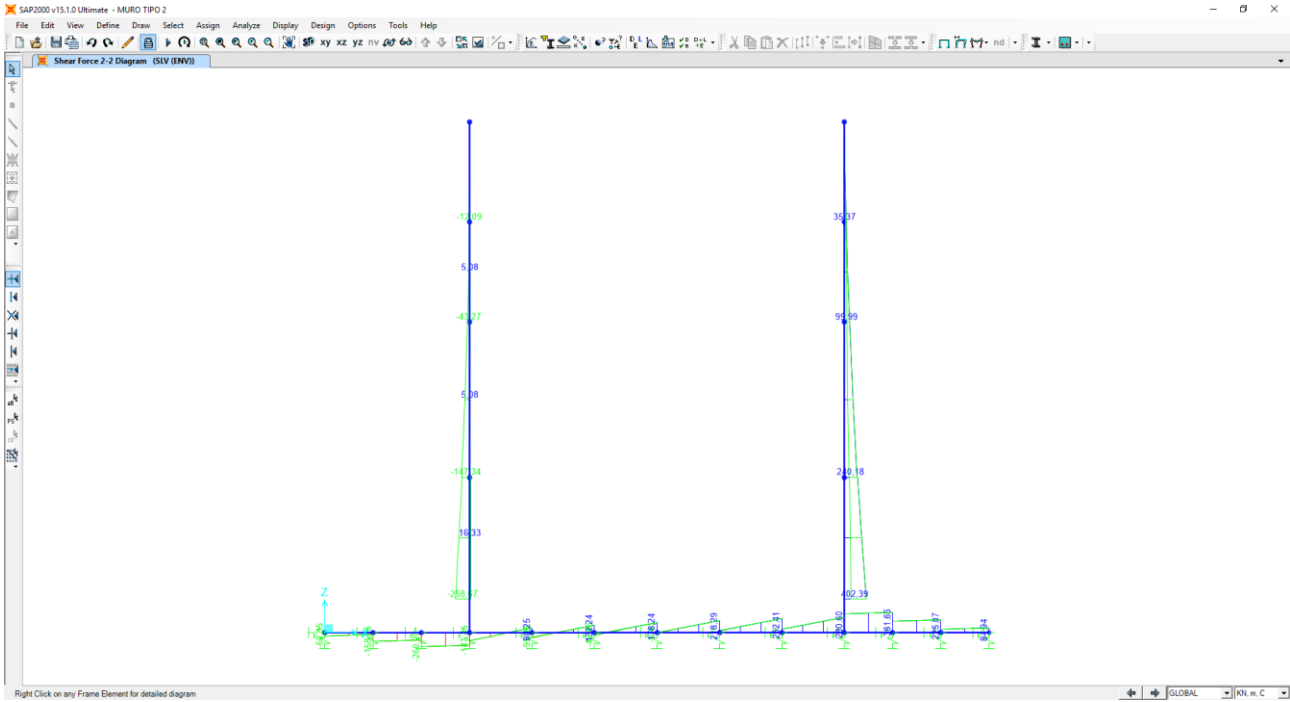
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



17 MURO TIPO 2 – PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE 120CM

17.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Sono state considerate per le differenti combinazioni di carico le seguenti condizioni:

- $N_{max} + M + V$
- $N + M_{max} + V$
- $N + M + V_{max}$

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti per le differenti combinazioni di calcolo e le diverse condizioni precedentemente definite:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kNm]
SLE QUASI PERMANENTI	$N_{max} + M + V$	-219,19	275,00	789,24
	$N + M_{max} + V$	-219,19	275,00	789,24
	$N + M + V_{max}$	-219,19	275,00	789,24
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-219,19	377,80	1231,81
	$N + M_{max} + V$	-219,19	377,80	1231,81
	$N + M + V_{max}$	-219,19	377,80	1231,81
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-219,19	412,07	1379,33
	$N + M_{max} + V$	-219,19	412,07	1379,33
	$N + M + V_{max}$	-219,19	412,07	1379,33
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-296,13	556,29	1862,10
	$N + M_{max} + V$	-219,94	556,29	1862,10
	$N + M + V_{max}$	-219,94	556,29	1862,10
SLV	$N_{max} + M + V$	-219,19	402,39	1326,69
	$N + M_{max} + V$	-219,19	402,39	1326,69
	$N + M + V_{max}$	-219,19	402,39	1326,69

L'azione normale di compressione è assunta con segno negativo.

17.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **1,20 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

- **Ø24/10** interni
- **Ø16/10** esterni

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

- **Ø16/20** interni
- **Ø16/20** esterni

Per l'armatura a taglio sono state disposte spille di legatura **Ø10/20x20**.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

17.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

17.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 219,19$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 789,24$ 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	120	1	20,11	5,8
			2	45,24	113,8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 219,19 kN
 M_{Ed} 0 789,24 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali

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

σ_c -4,383 N/mm²
 σ_s 146,6 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,83$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 146,60$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 219,19$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 1231,81$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar, a toolbar, and several data entry and display panels.

Input Data:

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,11	5,8
2	45,24	113,8
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. Metodo n:**
 - N_{Ed} : 219,19 kN
 - M_{xEd} : 1231,81 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:** E_{su} : 67,5‰, f_{yd} : 391,3 N/mm², E_s : 200.000 N/mm², E_s/E_c : 15, E_{syd} : 1,957‰, $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
- C25/30:** E_{c2} : 2‰, ϵ_{cu} : 3,5, f_{cd} : 14,17, f_{cc}/f_{cd} : 0,8, $\sigma_{c,adm}$: 9,75, τ_{co} : 0,6, τ_{c1} : 1,829

Output Data:

- σ_c : -6,752 N/mm²
- σ_s : 240,5 N/mm²
- ϵ_s : 1,202‰
- d : 113,8 cm
- x : 33,72, x/d : 0,2963
- δ : 0,8104

Verification: **N° iterazioni:** 4 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,75 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 240,50 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 219,19$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 1379,33$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar, a toolbar, and several data entry and display panels.

Titolo: [Empty field]

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	20,11	5,8
			2	45,24	113,8

Sollecitazioni: S.L.U. / Metodo n

N Ed: 219,19 kN
M xEd: 1379,33 kNm
M yEd: 0

P.to applicazione N: Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm]

Materiali: B450C, C25/30

ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰	σ_c	-7,54 N/mm²
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰	σ_s	271,8 N/mm²
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	14,17	ϵ_s	1,359 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8	d	113,8 cm
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75	x	33,44
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,6	x/d	0,2939
		τ_{c1}	1,829	δ	0,8073

Metodo di calcolo: S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n

Verifica: [Button]

N° iterazioni: 4

Precompresso: [Unselected checkbox]

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,54 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 271,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Le verifiche allo stato limite di fessurazione sono effettuate considerando delle condizioni ambientali di tipo aggressive nonostante la classe di esposizione del calcestruzzo delle elevazioni assunto è XF4 (condizioni ambientali molto aggressive).

L'assunzione della condizione ambientale precedentemente descritta è giustificata poiché il lato delle elevazioni a contatto con gli agenti aggressivi (sali disgelanti e cicli di gelo e disgelo) risulta quello interno compresso e quindi non soggetto a verifica.

Il lato teso oltre a non essere a contatto diretto con gli agenti aggressivi, è protetto mediante impermeabilizzazione dalla falda o altre condizioni ambientali esterne che comporterebbero l'assunzione di una condizione ambientale di tipo molto aggressiva.

Quindi considerando una condizione ambientale aggressiva e la presenza di armatura poco sensibile, i valori limite di apertura delle fessure, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" paragrafo 4.1.2.2.4., risultano:

- $w_1=0,20\text{mm}$ → combinazione quasi permanente;
- $w_2=0,30\text{mm}$ → combinazione frequente.

17.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	120	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A _s	45,24	cm ²	A _s '	20,11	cm ²	
			Y _{G,As} (*)	6,20	cm	(*) da lembo teso	Y _{G,As'} (*)	114,20	cm
c _f effettivo	4	cm	x (cm) (*)	n _{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n _{ferri}	Φ (mm)	
c _f norma	4	cm	6,2	10	24	114,2	10	16	
d	113,80	cm							
R _{ck}	30	MPa							
f _{ctm}	2,61	MPa							
f _{ctk}	1,82	MPa							
E _s	210000	MPa							
n	15								
			Φ _{medio}	24	mm	Φ _{staffe}	10	mm	
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata						
Y _G	58,45	cm	N	219,19	kN	carico assiale agente			
A _{ideale}	12980	cm ²	M	789,24	kN m	momento agente			
I _{ideale}	17218776	cm ⁴	e	360,07	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
			en	21,55	cm	estremità nocciolo d'inerzia			
			d _G	80,57	cm	baricentro armature			
			u	300,07	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	-247742,43	cm ²				
			q	-45371418	cm ³				
			y _p	335,30	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y _c	35,23	cm	asse neutro			
			A*	4503	cm ²	area ideale			
			S _n *	17619	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I _n *	5907827,3	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ _c	4,38	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ _s	146,61	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
			N	219	kN	carico assiale agente			
			M _F	818	kN m	momento di prima fessurazione			
			e	373,07	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
			u	313,07	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	-270890,31	cm ²				
			q	-52111411	cm ³				
			y _p	348,15	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y _c	35,08	cm	asse neutro			
			A*	4488	cm ²	area ideale			
			S _n *	16954	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I _n *	5902712,6	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ _{cr}	4,54	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ _{sr}	152,65	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
Fessurazione indotta da:									
carichi									
Caratteristiche ambiente:									
molto o moderatamente aggressivo									
β ₁	1								
β ₂	0,5								
k ₁	0,8								
k ₂	0,5								
k	-								
h _A cls eff	15,50	cm							
A _{cls} eff	1550,00	cm ²							
ρ _r	0,0292								
σ _s	146,61	MPa							
σ _{sr}	152,65	MPa							
ε _{sm}	0,00032								
s _{rm}	132,2	mm							
w _m	0,042	mm							
β	1,7								
χ	1								
w _k	0,072	mm							
w _k limite	0,2	mm							
w _k	<	w _k limite							

17.3.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	120	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	45,24	cm ²	A_s'	20,11	cm ²	
$c_f^{\text{effettivo}}$	4	cm	$y_{G, A_s} (*)$	6,20	cm	(*) da lembo teso	$y_{G, A_s'} (*)$	114,20	cm
c_f^{norma}	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
d	113,80	cm	6,2	10	24	114,2	10	16	
R_{ck}	30	MPa	Φ_{medio}	24	mm	Φ_{staffe}	10	mm	
f_{ctm}	2,61	MPa							
f_{ctk}	1,82	MPa							
E_s	210000	MPa							
n	15								
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata						
y_G	58,45	cm	N	219,19	kN	carico assiale agente			
A_{ideale}	12980	cm ²	M	1231,81	kN m	momento agente			
I_{ideale}	17218776	cm ⁴	e	561,98	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
Fessurazione indotta da:			en	21,55	cm	estremità nocciolo d'inerzia			
carichi			d _G	80,57	cm	baricentro armature			
Caratteristiche ambiente:			u	501,98	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
molto o moderatamente aggressivo			p	-721699,82	cm ²				
β_1	1		q	-232881447	cm ³				
β_2	0,5		y_p	535,71	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
k_1	0,8		y_c	33,72	cm	asse neutro			
k_2	0,5		A^*	4353	cm ²	area ideale			
k	-		S_n^*	10948	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
$h_{A, \text{cls eff}}$	15,50	cm	I_n^*	5864841,5	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
$A_{\text{cls eff}}$	1550,00	cm ²	σ_c	6,75	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
ρ_r	0,0292		σ_s	240,48	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
σ_s	240,48	MPa	Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
σ_{sr}	152,65	MPa	N	219	kN	carico assiale agente			
ϵ_{sm}	0,00091		M_F	818	kN m	momento di prima fessurazione			
s_{rm}	132,2	mm	e	373,07	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
w_m	0,121	mm	u	313,07	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
β	1,7		p	-270890,31	cm ²				
χ	1		q	-52111411	cm ³				
w_k	0,206	mm	y_p	348,15	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
$w_k \text{ limite}$	0,3	mm	y_c	35,08	cm	asse neutro			
w_k	<	$w_k \text{ limite}$	A^*	4488	cm ²	area ideale			
			S_n^*	16954	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I_n^*	5902712,6	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ_{cr}	4,54	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ_{sr}	152,65	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			

17.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 219,94$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1862,10$ 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	120	1	20,11	5,8
			2	45,24	113,8

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 219,94 kN
 M_{Ed} 1862,10 kNm
 M_{yEd} 0

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

Materiali
 B450C C25/30
 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} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 2,045 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 31,64 ‰
 d 113,8 cm
 x 11,34 x/d 0,09961
 δ 0,7

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

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

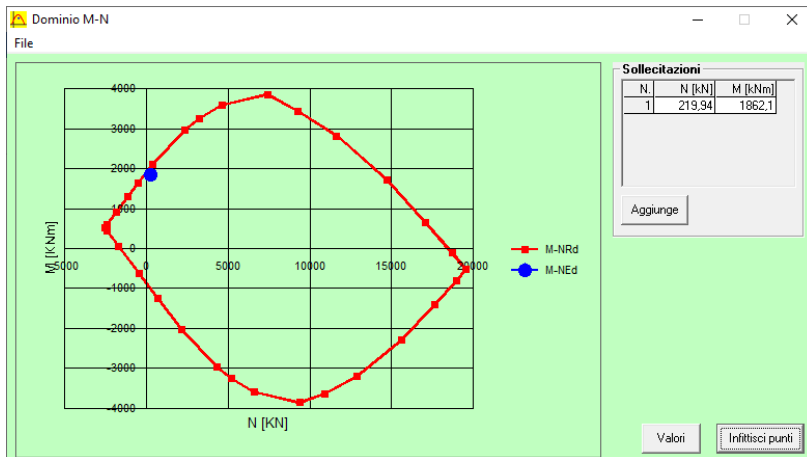
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -2045,00$ kNm > $M_{Sd} = 1862,10$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 556,29$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	120,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	116,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	556,29	[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}	10,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	0,79	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	19,75	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2
 La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	806,83	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	3.682,71	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	806,83	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,45	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

18 MURO TIPO 2 – PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE 75CM

18.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Sono state considerate per le differenti combinazioni di carico le seguenti condizioni:

- $N_{max} + M + V$
- $N + M_{max} + V$
- $N + M + V_{max}$

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti per le differenti combinazioni di calcolo e le diverse condizioni precedentemente definite:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kNm]
SLE QUASI PERMANENTI	$N_{max} + M + V$	-69,19	48,34	58,17
	$N + M_{max} + V$	-69,19	48,34	58,17
	$N_{max} + M + V_{max}$	-69,19	48,34	58,17
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-69,19	91,45	135,97
	$N + M_{max} + V$	-69,19	91,45	135,97
	$N_{max} + M + V_{max}$	-69,19	91,45	135,97
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-69,19	105,81	161,91
	$N + M_{max} + V$	-69,19	105,81	161,91
	$N_{max} + M + V_{max}$	-69,19	105,81	161,91
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-93,63	142,85	218,58
	$N + M_{max} + V$	-69,94	142,85	218,58
	$N_{max} + M + V_{max}$	-69,94	142,85	218,58
SLV	$N_{max} + M + V$	-69,19	99,99	151,39
	$N + M_{max} + V$	-69,19	99,99	151,39
	$N_{max} + M + V_{max}$	-69,19	99,99	151,39

L'azione normale di compressione è assunta con segno negativo.

18.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **0,75 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

- **Ø16/10** interni
- **Ø16/10** esterni

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

- **Ø16/20** interni
- **Ø16/20** esterni

Per l'armatura a taglio sono state disposte spille di legatura **Ø10/20x40**.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

18.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

18.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 69,19$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 58,17$ 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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	20,11	6,2
			2	20,11	68,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 69,19 kN
 M_{Ed} 58,17 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali

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

σ_c -0,9742 N/mm²
 σ_s 30,22 N/mm²

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 0,95 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 30,22 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

18.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 69,19$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 135,97$ 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	75	1	20,11	6,2
			2	20,11	68,5

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 69,19 kN
 M_{xEd}: 0 135,97 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -2,246 N/mm ²
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰	σ_s 91,18 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 14,17	
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8	ϵ_s 0,4559 ‰
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75	d 68,5 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6	x 18,48 x/d 0,2698
τ_{c1} 1,829		δ 0,7772

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 2,25 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 91,18 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

18.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 69,19$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 161,97$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title field, and a table for 'N° strati barre' (Number of reinforcement layers) with columns for N°, b [cm], h [cm], N°, As [cm²], and d [cm]. The 'Sollecitazioni' (Loads) section shows N_{Ed} = 69,19 kN and M_{Ed} = 161,97 kNm. The 'P.to applicazione N' (Point of application of N) is set to 'Centro'. The 'Metodo di calcolo' (Calculation method) is 'Metodo n'. The 'Materiali' (Materials) section shows properties for B450C and C25/30, including E_{su}, f_{yd}, E_s, E_s/E_c, E_{syd}, σ_{s,adm}, E_{c2}, ε_{cu}, f_{cd}, f_{cc}/f_{cd}, σ_{c,adm}, τ_{co}, τ_{c1}, σ_c, σ_s, ε_s, d, x, x/d, and δ. The 'Verifica' (Check) button is visible, along with 'N° iterazioni: 4' and a 'Precompresso' checkbox.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 2,67 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 111,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

18.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Le verifiche allo stato limite di fessurazione sono effettuate considerando delle condizioni ambientali di tipo aggressive nonostante la classe di esposizione del calcestruzzo delle elevazioni assunto è XF4 (condizioni ambientali molto aggressive).

L'assunzione della condizione ambientale precedentemente descritta è giustificata poiché il lato delle elevazioni a contatto con gli agenti aggressivi (sali disgelanti e cicli di gelo e disgelo) risulta quello interno compresso e quindi non soggetto a verifica.

Il lato teso oltre a non essere a contatto diretto con gli agenti aggressivi, è protetto mediante impermeabilizzazione dalla falda o altre condizioni ambientali esterne che comporterebbero l'assunzione di una condizione ambientale di tipo molto aggressiva.

Quindi considerando una condizione ambientale aggressiva e la presenza di armatura poco sensibile, i valori limite di apertura delle fessure, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" paragrafo 4.1.2.2.4., risultano:

- $w_1=0,20\text{mm}$ → combinazione quasi permanente;
- $w_2=0,30\text{mm}$ → combinazione frequente.

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

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

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

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali:

Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **30,22** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

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

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

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

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **91,18** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 16 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 100,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 32,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

18.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 69,19$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 218,58$ 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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	20,11	6,2
			2	20,11	68,5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 69,19 kN
 M_{Ed} 218,58 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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

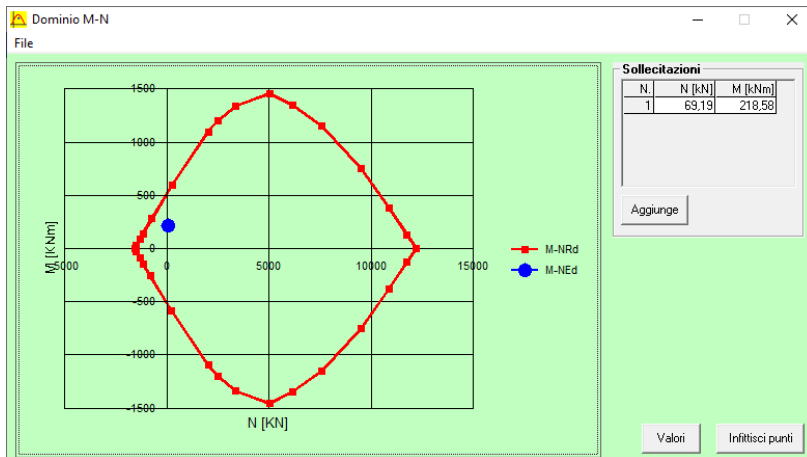
M_{xRd} 538 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 %
 ε_s 32,62 %
 d 68,5 cm
 x 6,639 x/d 0,09691
 δ 0,7

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 538,00$ kNm > $M_{Sd} = 218,58$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

18.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 142,85$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	75,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	71,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	142,85	[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	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	10,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	0,79	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	9,88	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2
 La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	246,92	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	2.254,07	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	246,92	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,73	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

19 MURO TIPO 2 – ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

19.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Sono state considerate per le differenti combinazioni di carico le seguenti condizioni:

- $N_{max} + M + V$
- $N + M_{max} + V$
- $N + M + V_{max}$

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti per le differenti combinazioni di calcolo e le diverse condizioni precedentemente definite:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kNm]
SLE QUASI PERMANENTI	$N_{max} + M + V$	0,00	-287,17	468,61
	$N_{min} + M + V$	314,65	-211,46	-497,40
	$N + M_{max} + V$	0,00	-17,95	691,84
	$N + M_{min} + V$	314,65	-211,46	-497,40
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-310,83	207,94
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-20,01	-361,60	588,86
	$N_{min} + M + V$	424,62	-211,65	-1003,46
	$N + M_{max} + V$	0,00	-16,22	825,95
	$N + M_{min} + V$	424,62	-211,65	-1003,46
	$N_{max} + M + V_{max}$	-20,01	-385,26	263,19
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-26,68	-386,41	628,94
	$N_{min} + M + V$	461,27	-211,72	-1172,14
	$N + M_{max} + V$	0,00	-15,64	870,65
	$N + M_{min} + V$	461,27	-211,72	-1172,14
	$N_{max} + M + V_{max}$	-26,68	-410,07	281,61
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-0,01	-486,14	787,46
	$N_{min} + M + V$	622,72	-461,53	-1475,35
	$N + M_{max} + V$	-0,01	-486,14	787,46
	$N + M_{min} + V$	622,72	-461,53	-1475,35
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-518,08	349,57
SLV	$N_{max} + M + V$	-34,82	337,99	552,91
	$N_{min} + M + V$	399,03	278,14	-1029,30
	$N + M_{max} + V$	-34,82	337,99	552,91
	$N + M_{min} + V$	399,03	278,14	-1029,30
	$N_{max} + M + V_{max}$	-34,81	361,65	247,86

L'azione normale di compressione è assunta con segno negativo.

Mentre nelle verifiche l'azione normale di compressione è assunta con segno positivo.

19.1.1 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **1,20 m**.

L'armatura trasversale è costituita da:

- **Ø20/10** superiori (primo strato)
- **Ø16/10** superiori (secondo strato)
- **Ø20/10** inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

- **Ø16/20** superiori
- **Ø16/20** inferiori

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti **Ø24/80x40**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

19.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

19.2.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE - MMAX

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{sd} = 0,00 kN**.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a **M_{sd} = 691,84 kNm**.

Tipo Sezione

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Metodo di calcolo

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

Materiali

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

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 691,84 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Verifica

N* iterazioni: 4

Precompresso

Calculated Results:

σ_c -3,622 N/mm²
 σ_s 204,7 N/mm²
 ϵ_s 1,024 ‰
 d 115 cm
 x 24,12 x/d 0,2097
 δ 0,7021

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,62 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 204,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

19.2.2 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE - MMIN

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -341,65$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -497,40$ kNm.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	31,42	5
			2	20,11	8,4
			3	31,42	115

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -341,65 kN
 M_{xEd} 0 -497,40 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali
 B450C C25/30
 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} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -1,992 N/mm²
 σ_s 125,1 N/mm²
 ε_s 0,6254 ‰
 d 115 cm
 x 22,18 x/d 0,1929
 δ 0,7

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 2,00$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 125,10$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

19.2.3 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE - MMAX

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 0,00$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 825,95$ kNm.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	31,42	5
			2	20,11	8,4
			3	31,42	115

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 825,95 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 C25/30

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

σ_c -4,324 N/mm²
 σ_s 244,4 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,32 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 244,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

19.2.4 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE - MMIN

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -424,62$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -1003,46$ kNm.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	31,42	5
			2	20,11	8,4
			3	31,42	115

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -424,62 kN
 M_{xEd} 0 -1003,46 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali
 B450C C25/30
 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} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -4,387 N/mm²
 σ_s 227,8 N/mm²
 ε_s 1,139 ‰
 d 115 cm
 x 25,77 x/d 0,2241
 δ 0,7201

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,39$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 227,80$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

19.2.5 COMBINAZIONE SLE – RARA - MMAX

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 0,00$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 870,65$ kNm.

Titolo: _____

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	5
2	20,11	8,4
3	31,42	115

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 870,65 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Materiali
 B450C C25/30
 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}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

σ_c: -4,558 N/mm²
 σ_s: 257,6 N/mm²
 ε_s: 1,288 ‰
 d: 115 cm
 x: 24,12 x/d: 0,2097
 δ: 0,7021

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,56 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 257,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

19.2.6 COMBINAZIONE SLE – RARA - MMIN

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -461,27$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -1172,14$ kNm.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	31,42	5
			2	20,11	8,4
			3	31,42	115

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -461,27 kN
 M_{xEd} 0 -1172,14 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali
 B450C C25/30
 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} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -5,168 N/mm²
 σ_s 263 N/mm²
 ε_s 1,315 ‰
 d 115 cm
 x 26,18 x/d 0,2277
 δ 0,7246

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,17$ N/mm² < 0,45 f_{ck} = 14,94 N/mm²
- $\sigma_s = 263,00$ N/mm² < 0,80 f_{yk} = 360,00 N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

19.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE - MMAX

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	120	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	31,42	cm ²	A_s'	51,52	cm ²		
			$y_{G,As} (*)$	5,00	cm	$y_{G,As'} (*)$	113,67	cm		
$c_{f,effettivo}$	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		
$c_{f,norma}$	4	cm	5	10	20	115	10	20		
d	115,00	cm				111,6	10	16		
R_{ck}	30	MPa								
f_{ctm}	2,61	MPa								
f_{ctk}	1,82	MPa								
E_s	210000	MPa								
n	15		Φ_{medio}	20	mm	Φ_{staffe}	0	mm		
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata							
y_G	61,18	cm	N	0	kN	carico assiale agente				
A_{ideale}	13244	cm ²	M	691,84	kN m	momento agente				
I_{ideale}	18033593	cm ⁴	e	∞	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			en	23,15	cm	estremità nocciolo d'inerzia				
			d_G	47,49	cm	baricentro armature				
			u	∞	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞	cm ²					
			q	∞	cm ³					
			y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			y_c	24,12	cm	asse neutro				
			A^*	3656	cm ²	area ideale				
			S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	4604467	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_c	3,62	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_s	204,83	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione							
			N	0	kN	carico assiale agente				
			M_F	768	kN m	momento di prima fessurazione				
			e	∞		eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			u	∞		distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞	cm ²					
			q	∞	cm ³					
			y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			y_c	24,12	cm	asse neutro				
			A^*	3656	cm ²	area ideale				
			S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	4604467	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_{cr}	4,02	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_{sr}	227,52	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
			β_1	1						
			β_2	0,5						
			k_1	0,8						
			k_2	0,5						
			k	-						
			$h_{A,cls,eff}$	12,50	cm					
			$A_{cls,eff}$	1250,00	cm ²					
			ρ_r	0,0251						
			σ_s	204,83	MPa					
			σ_{sr}	227,52	MPa					
			ϵ_{sm}	0,00037						
			s_{rm}	129,6	mm					
			w_m	0,048	mm					
			β	1,7						
			χ	1						
			w_k	0,082	mm					
			$w_k \text{ limite}$	0,2	mm					
			w_k	<	$w_k \text{ limite}$					

19.2.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE - MMIN

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE								
H	120	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:		
b	100	cm	A_s	51,52	cm ²	A_s'	31,42	cm ²
R_{ck}	30	MPa	$y_{G,As} (*)$	6,33	cm	$y_{G,As'} (*)$	115,00	cm
f_{ctm}	2,61	MPa	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)
f_{ctm}	3,13	MPa	5	10	20	115	10	20
f_{ctk}	2,19	MPa	8,4	10	16			
N	-341,65	kN	Altezza area di cls efficace: $h_{A \text{ cls eff}}$ 15,82 cm Tensione CLS teso: $\sigma_c = -\frac{N}{A_{ideale}} + \frac{M}{W_{ideale}} = \mathbf{1,880 \text{ MPa}} < \mathbf{f_{ctk}}$ Non si formano fessure					
M	497	kN m						
Sezione interam. reagente								
y_G	58,82	cm ³						
A_{ideale}	13244	cm ²						
I_{ideale}	18033593	cm ⁴						
W_{ideale}	306564	cm ³						

19.2.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – FREQUENTE - MMAX

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	120	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	31,42	cm ²	A_s'	51,52	cm ²		
$cf_{effettivo}$	4	cm	$y_{G A_s} (*)$	5,00	cm	(*) da lembo teso	$y_{G A_s'} (*)$	113,67	cm	
cf_{norma}	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		
d	115,00	cm	5	10	20	115	10	20		
						111,6	10	16		
R_{ck}	30	MPa	Φ_{medio}	20	mm	Φ_{staffe}	0	mm		
f_{ctm}	2,61	MPa								
f_{ctk}	1,82	MPa								
E_s	210000	MPa								
n	15									
Sezione interam. reagente										
y_G	61,18	cm								
A_{ideale}	13244	cm ²								
I_{ideale}	18033593	cm ⁴								
Fessurazione indotta da:										
carichi										
Caratteristiche ambiente:										
molto o moderatamente aggressivo										
β_1	1									
β_2	0,5									
k_1	0,8									
k_2	0,5									
k	-									
$h_{A\ cls\ eff}$	12,50	cm								
$A_{cls\ eff}$	1250,00	cm ²								
ρ_r	0,0251									
σ_s	244,54	MPa								
σ_{sr}	227,52	MPa								
ϵ_{sm}	0,00066									
s_{rm}	129,6	mm								
w_m	0,086	mm								
β	1,7									
χ	1									
w_k	0,145	mm								
$w_k\ limite$	0,3	mm								
w_k	<	$w_k\ limite$								
Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata										
N	0	kN	carico assiale agente							
M	825,95	kN m	momento agente							
e	∞	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ							
en	23,15	cm	estremità nocciolo d'inerzia							
d_G	47,49	cm	baricentro armature							
u	∞	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	∞	cm ²								
q	∞	cm ³								
y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
y_c	24,12	cm	asse neutro							
A^*	3656	cm ²	area ideale							
S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro							
I_n^*	4604467	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
σ_c	4,33	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
σ_s	244,54	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							
Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione										
N	0	kN	carico assiale agente							
M_F	768	kN m	momento di prima fessurazione							
e	∞	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ							
u	∞	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	∞	cm ²								
q	∞	cm ³								
y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
y_c	24,12	cm	asse neutro							
A^*	3656	cm ²	area ideale							
S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro							
I_n^*	4604467	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
σ_{cr}	4,02	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
σ_{sr}	227,52	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							

19.2.10 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – FREQUENTE - MMIN

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	120	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A _s	51,52	cm ²	A _s '	31,42	cm ²	
			Y _{G,As} (*)	6,33	cm	(*) da lembo teso	Y _{G,As'} (*)	115,00	cm
c _f effettivo	4	cm	x (cm) (*)	n _{ferr}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n _{ferr}	Φ (mm)	
c _f nomina	4	cm	5	10	20	115	10	20	
d	113,67	cm	8,4	10	16				
R _{ck}	30	MPa							
f _{ctm}	2,61	MPa							
f _{ctk}	1,82	MPa							
E _s	210000	MPa							
n	15								
			Φ _{medio}	18	mm	Φ _{staffe}	0	mm	
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata						
Y _G	58,82	cm	N	-424,62	kN	carico assiale agente			
A _{ideale}	13244	cm ²	M	1003,46	kN m	momento agente			
I _{ideale}	18033593	cm ⁴	e	236,32	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
			en	22,26	cm	estremità nocciolo d'inerzia			
			d _G	72,51	cm	baricentro armature			
			u	176,32	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	-74692,109	cm ²				
			q	-6133965,1	cm ³				
			y _p	214,79	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y _c	38,47	cm	asse neutro			
			A*	5091	cm ²	area ideale			
			S _n *	31642	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I _n *	6796343,6	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ _c	-5,16	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ _s	0,00	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
			N	-425	kN	carico assiale agente			
			M _F	701	kN m	momento di prima fessurazione			
			e	165,06	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
			u	105,06	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	-19857,111	cm ²				
			q	241887,62	cm ³				
			y _p	146,65	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y _c	41,59	cm	asse neutro			
			A*	5403	cm ²	area ideale			
			S _n *	48038	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I _n *	7044812,2	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ _{cr}	-3,68	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ _{sr}	0,00	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
Fessurazione indotta da:									
carichi									
Caratteristiche ambiente:									
molto o moderatamente aggressivo									
β ₁	1								
β ₂	0,5								
k ₁	0,8								
k ₂	0,5								
k	-								
h _A cls eff	15,82	cm							
A _{cls} eff	1581,71	cm ²							
ρ _r	0,0326								
σ _s	0,00	MPa							
σ _{sr}	0,00	MPa							
ε _{sm}	0								
s _{rm}	105,3	mm							
w _m	0,000	mm							
β	1,7								
χ	1								
W _k	0,000	mm							
W _k limite	0,3	mm							
W _k	<	W _k limite							

19.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE - MMAX

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 0,00$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 787,46$ 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	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	5
2	20,11	8,4
3	31,42	115

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
 B450C C25/30

ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

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

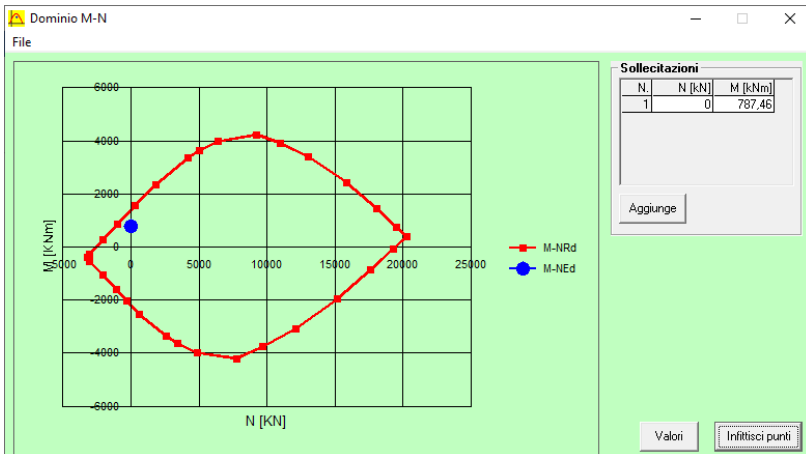
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 1377,00$ kNm > $M_{Sd} = 787,46$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

19.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE - MMIN

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -622,72$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -1475,35$ 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	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	5
2	20,11	8,4
3	31,42	115

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

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

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

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} -1.865 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 55,02 %
 d 115 cm
 x 6,878 x/d 0,05981
 δ 0,7

Calcoli
 N_{Ed} -622,72 kN
 M_{xEd} -1475,35 kNm
 M_{yEd} 0
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

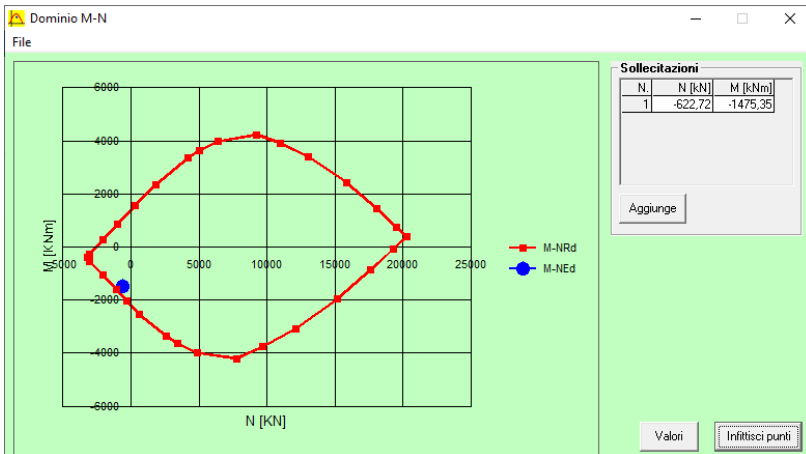
Parametri
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 55,02 %
 d 115 cm
 x 6,878 x/d 0,05981
 δ 0,7

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -1865,00$ kNm > $M_{sd} = -1475,35$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

19.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 518,08$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	120,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	116,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	518,08	[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	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	80,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	24,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	4,52	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	14,13	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	577,04	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	3.682,71	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	577,04	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,11	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

20 VERIFICHE GEOTECNICHE – VERIFICA DEL CARICO LIMITE E DELLO SCORRIMENTO

La verifica del carico limite ultimo e dello scorrimento verrà eseguita secondo l'approccio 2 definito dal D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" sulla sezione tipo 1 in quanto presenta dimensioni geometriche e carichi maggiori, per cui la sezione tipo 2 risulta intrinsecamente soddisfatta.

Verrà utilizzato il metodo di Meyerhof per le fondazioni nastriformi, considerando la condizione drenata. Le verifiche sono state eseguite mediante il software Aztec Carl.

20.1 RICHIAMI TEORICI

20.1.1 VERIFICA AL CARICO LIMITE

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

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

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

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

Fattori di profondità

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

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

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

Fattori di inclinazione

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

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

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

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

20.1.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

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

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

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

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

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

CARICHI ELEMENTARI		N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
Pesi propri strutturali	g_1	875,63	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	g_2	1.100,01	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	g_4	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	q_1	204,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	q_2	0,00	-430,00	-1.375,34
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	q_3	0,00	430,00	1.375,34
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_1	0,00	65,67	270,47
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	s_2	0,00	82,50	52,05

20.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 01					COMBINAZIONE SLU - STR 02				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	1.182,09	0,00	0,00	1,35	1,00	1.182,09	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.650,02	0,00	0,00	1,50	1,00	1.650,02	0,00	0,00
g_4	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
q_1	1,35	1,00	275,40	0,00	0,00	1,35	1,00	275,40	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	-580,50	-1.856,71	1,35	1,00	0,00	-580,50	-1.856,71
q_3	1,35	1,00	0,00	580,50	1.856,71	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			3.107,51	0,00	0,00			3.107,51	-580,50	-1.856,71

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 03					COMBINAZIONE SLU - STR 04				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	1.182,09	0,00	0,00	1,35	1,00	1.182,09	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.650,02	0,00	0,00	1,50	1,00	1.650,02	0,00	0,00
g_4	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
q_1	1,35	1,00	275,40	0,00	0,00	1,35	1,00	275,40	0,00	0,00
q_2	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
q_3	1,35	1,00	0,00	580,50	1.856,71	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			3.107,51	580,50	1.856,71			3.107,51	0,00	0,00

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 05					COMBINAZIONE SLU - STR 06				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	1.182,09	0,00	0,00	1,35	1,00	1.182,09	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.650,02	0,00	0,00	1,50	1,00	1.650,02	0,00	0,00
g_4	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
q_1	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	-580,50	-1.856,71	1,35	1,00	0,00	-580,50	-1.856,71
q_3	1,35	1,00	0,00	580,50	1.856,71	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			2.832,11	0,00	0,00			2.832,11	-580,50	-1.856,71

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	1.182,09	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.650,02	0,00	0,00
g_4	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
q_1	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
q_2	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
q_3	1,35	1,00	0,00	580,50	1.856,71
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			2.832,11	580,50	1.856,71

20.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA – SLV

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLV 01				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,00	1,00	875,63	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	1.100,01	0,00	0,00
g_4	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
q_1	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q_2	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q_3	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_1	1,00	1,00	0,00	65,67	270,47
s_2	1,00	1,00	0,00	82,50	52,05
			1.975,64	148,17	322,52

20.5 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
SLU - STR 01	3.107,51	0,00	0,00
SLU - STR 02	3.107,51	-580,50	-1.856,71
SLU - STR 03	3.107,51	580,50	1.856,71
SLU - STR 04	3.107,51	0,00	0,00
SLU - STR 05	2.832,11	0,00	0,00
SLU - STR 06	2.832,11	-580,50	-1.856,71
SLU - STR 07	2.832,11	580,50	1.856,71
SLV 01	1.975,64	148,17	322,52

20.6 DATI

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

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

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
Muro OS05	(N)	0,00	--	12,00	--	1,20	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

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

Descr	γ	γ _{sat}	φ	δ	c	ca
	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
Unità G3	18,500	18,500	30.90	20.60	0,0	0,0

Falda

Profondità dal piano campagna 1,00 [m]

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

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

Punto di sondaggio n° 1:	X = 0,0 [m]	Y = 0,0 [m]
Punto di sondaggio n° 2:	X = 3,0 [m]	Y = 0,0 [m]
Punto di sondaggio n° 3:	X = 0,0 [m]	Y = 3,0 [m]

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-40,0	-40,0	-40,0	Unità G3

20.7 CONDIZIONE DI CARICO

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.
 Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
 Momento positivo senso antiorario.

Fondazione	Nome identificativo della fondazione
N	Sforzo normale totale espressa in [kN]
Mx	Momento in direzione X espressa in [kNm]
My	Momento in direzione Y espressa in [kNm]
ex	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
ey	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
β	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
T	Forza di taglio espressa in [kN]

Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS05	3107,510	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS05	3107,510	0,000	-1856,710	-0,6	0,0	90,0	580,500

Condizione n° 3 - Condizione n° 3 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS05	3107,510	0,000	1856,710	0,6	0,0	90,0	580,500

Condizione n° 4 - Condizione n° 4 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS05	3107,510	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

Condizione n° 5 - Condizione n° 5 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS05	2832,110	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

Condizione n° 6 - Condizione n° 6 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS05	2832,110	0,000	-1856,710	-0,7	0,0	90,0	580,500

Condizione n° 7 - Condizione n° 7 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS05	2832,110	0,000	1856,710	0,7	0,0	90,0	580,500

Condizione n° 8 - Condizione n° 8 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS05	1975,640	0,000	322,520	0,2	0,0	90,0	148,170

Condizione n° 9 - Condizione n° 9 - []

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS05	0,000	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

Combinazione n° 1 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 1	1.00	1.00

Combinazione n° 2 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

Combinazione n° 3 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 3	1.00	1.00

Combinazione n° 4 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 4	1.00	1.00

Combinazione n° 5 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 5	1.00	1.00

Combinazione n° 6 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 6	1.00	1.00

Combinazione n° 7 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 7	1.00	1.00

Combinazione n° 8 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 8	1.00	1.00

20.8 OPZIONI DI CALCOLO

Analisi in condizioni drenate

Verifica al carico limite

Metodo di calcolo della portanza: Meyerhof
Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA
Criterio per il calcolo del macrostrato equivalente: MEDIA ARITMETICA
Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Coefficiente correttivo su N_{γ} per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00
Coefficiente correttivo su N_{γ} per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF
Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.
Verifica allo scorrimento

Partecipazione spinta passiva terreno di rinfiacco: 0.00 (%)

20.9 RISULTATI

Verifica della portanza per carichi verticali

Simbologia adottata

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

Cmb	Fnd	PF	q_u [kPa]	q_d [kPa]	P_u [kN]	P_d [kN]	V [kN]	η
1	1	NO	1389	604	16665,28	7245,77	3107,51	2.33
2	1	NO	704	306	7609,30	3308,39	3107,51	1.06
3	1	NO	704	306	7609,30	3308,39	3107,51	1.06
4	1	NO	1389	604	16665,28	7245,77	3107,51	2.33
5	1	NO	1389	604	16665,28	7245,77	2832,11	2.56
6	1	NO	656	285	7012,67	3048,99	2832,11	1.08
7	1	NO	656	285	7012,67	3048,99	2832,11	1.08
8	1	NO	1080	470	12605,96	5480,85	1975,64	2.77

Caratteristiche terreno e fondazione di progetto

Simbologia adottata

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

Cmb	Fnd	H [m]	γ [kN/mc]	ϕ [°]	c [kPa]	G [kPa]	B' [m]	L' [m]	R _{ex}	R _{ey}	I _c	I _{rc}
1	1	10,58	8,6932	30,90	0	0	12,00	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	10,58	8,6932	30,90	0	0	10,81	1,00	--	--	0.78	168.63
3	1	10,58	8,6932	30,90	0	0	10,81	1,00	--	--	0.78	168.63
4	1	10,58	8,6932	30,90	0	0	12,00	1,00	--	--	1.00	168.63
5	1	10,58	8,6932	30,90	0	0	12,00	1,00	--	--	1.00	168.63
6	1	10,58	8,6932	30,90	0	0	10,69	1,00	--	--	0.76	168.63
7	1	10,58	8,6932	30,90	0	0	10,69	1,00	--	--	0.76	168.63
8	1	10,58	8,6932	30,90	0	0	11,67	1,00	--	--	0.91	168.63

Fattori correttivi verifica capacità portante

Combinazione n° 1

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N _γ = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 1.00	Iq = 1.00	I _γ = 1.00
Fattori di profondità	Dc = 1.04	Dq = 1.02	Q _γ = 1.02

Combinazione n° 2

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N _γ = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.78	Iq = 0.78	I _γ = 0.43
Fattori di profondità	Dc = 1.04	Dq = 1.02	Q _γ = 1.02

Combinazione n° 3

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N _γ = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.78	Iq = 0.78	I _γ = 0.43
Fattori di profondità	Dc = 1.04	Dq = 1.02	Q _γ = 1.02

Combinazione n° 4

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N _γ = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 1.00	Iq = 1.00	I _γ = 1.00
Fattori di profondità	Dc = 1.04	Dq = 1.02	Q _γ = 1.02

Combinazione n° 5

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N _γ = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 1.00	Iq = 1.00	I _γ = 1.00
Fattori di profondità	Dc = 1.04	Dq = 1.02	Q _γ = 1.02

Combinazione n° 6

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N _γ = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.76	Iq = 0.76	I _γ = 0.39
Fattori di profondità	Dc = 1.04	Dq = 1.02	Q _γ = 1.02

Combinazione n° 7

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N _γ = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.76	Iq = 0.76	I _γ = 0.39
Fattori di profondità	Dc = 1.04	Dq = 1.02	Q _γ = 1.02

Combinazione n° 8

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N _γ = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.91	Iq = 0.91	I _γ = 0.74
Fattori di profondità	Dc = 1.04	Dq = 1.02	Q _γ = 1.02

Verifica allo scorrimento

Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Identificativo della combinazione
<i>R_{ult1}</i>	Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kN]
<i>R_{ult2}</i>	Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kN]
<i>R</i>	Somma di <i>R_{ult1}</i> e <i>R_{ult2}</i>
<i>R_d</i>	Resistenza di progetto allo scorrimento espressa in [kN]
<i>H</i>	Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kN]
η	Coeff. di sicurezza allo scorrimento ($\eta=R_d/H$)

Cmb	Fnd	R_{ult1}	R_{ult2}	R	R_{amm}	H	η
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	1	1168,04	0,00	1168,04	1061,85	0,00	100.00
2	1	1168,04	0,00	1168,04	1061,85	580,50	1.83
3	1	1168,04	0,00	1168,04	1061,85	580,50	1.83
4	1	1168,04	0,00	1168,04	1061,85	0,00	100.00
5	1	1064,52	0,00	1064,52	967,75	0,00	100.00
6	1	1064,52	0,00	1064,52	967,75	580,50	1.67
7	1	1064,52	0,00	1064,52	967,75	580,50	1.67
8	1	742,59	0,00	742,59	675,09	148,17	4.56