

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

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>ING. RENATO DEL PRETE</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</p> <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi</p> <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	 <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri</p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	 <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	 <p>Ing. Giocchino Angarano</p> <p>Ing. Giocchino 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. Valerio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

IC01

I - PROGETTO STRUTTURALE - MURI DI SOSTEGNO

IC - TRATTA C - OPERA DI SOSTEGNO OS04

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>LO203 E 1801</p>		<p>NOME FILE</p> <p>IC01-P00OS04STRRE01_B.dwg</p>		<p>REVISIONE</p> <p>A</p>	<p>SCALA:</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p>P000S04STRRE01</p>					
C					
B					
A	<p>EMISSIONE A SEGUITO DI RAPPORTO INTERMEDIO DI VERIFICA ITCF-C186001-14-ATF-RA-00001</p>	<p>FEBBRAIO 2019</p>	<p>ING. GIUSEPPE CRISÀ</p>	<p>ING. GAETANO RANIERI</p>	<p>ING. VALERIO BAJETTI</p>
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	7
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	7
2.1	Sezione tipo 1	7
2.2	Sezione tipo 2	8
2.3	Sezione tipo 3/4	8
2.4	Sezione tipo 5	9
2.5	Sezione tipo 6	9
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
4	UNITA' DI MISURA	10
5	MATERIALI	11
5.1	Calcestruzzo	11
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	11
5.1.2	Calcestruzzo per le opere di fondazione	11
5.1.3	Calcestruzzo per le opere in elevazione	11
5.2	Acciaio	12
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	12
5.3	Calcolo dei copriferri minimi	13
5.1	Valutazione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura	15
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	17
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA	18
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali	18
7.2	Definizione della strategia progettuale	19
7.3	Parametri di calcolo	21
7.3.1	Parametri numerici sismici	21
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	21
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	21
7.3.4	Fattori di struttura	22
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	22
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	25
8	ANALISI DEI CARICHI	26
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato	26
8.2	Carichi permanenti portati sulla soletta inferiore	26
8.2.1	Peso proprio del terreno di ricoprimento	26
8.2.2	Peso proprio della pavimentazione stradale	26
8.3	Peso proprio del parapetto	26
8.4	Carichi accidentali a tergo del muro	26
8.5	Spinta laterale dei terreni	27
Spinta orizzontale dell'acqua di falda	32	
8.6	Sottospinta idraulica dell'acqua di falda	33
8.7	Sovraccarichi accidentali (q_1)	33
8.8	Spinta dei sovraccarichi accidentali a tergo delle pareti verticali	33
8.9	Azione sismica	34
8.10	Sovraspinta dinamica dei terreni	34
9	COMBINAZIONI DI CARICO	35
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	35
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	35

9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche.....	35
9.3.1	Azione inerziale delle masse.....	36
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	36
9.5	Combinazione di carico sismiche.....	37
10	MURO A "U" TIPO 1 – MODELLO DI CALCOLO.....	38
10.1	Definizione del modello di calcolo.....	38
10.2	Numerazione degli elementi.....	39
10.3	Numerazione dei nodi.....	39
10.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche.....	40
10.5	Applicazione dei carichi elementari.....	41
10.5.1	Pesi propri strutturali.....	41
10.5.2	Peso proprio della pavimentazione stradale.....	41
10.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento.....	41
10.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici.....	42
10.5.5	ZSpinta orizzontale dei terreni – Falda presente.....	42
10.5.6	Spinta orizzontale dei terreni – Falda assente.....	43
10.5.7	Sottospinta idraulica della falda.....	43
10.5.8	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione.....	44
10.5.9	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra.....	44
10.5.10	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra.....	45
10.5.11	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati	45
10.5.12	Sovraspinta dinamica orizzontale dei terreni.....	46
11	MURO A "U" TIPO 1– VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI.....	47
11.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti.....	47
11.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti.....	48
11.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare.....	50
11.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR.....	51
11.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	53
12	MURO A "U" TIPO 1– PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI.....	55
12.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	55
12.2	Sezione e armatura di verifica.....	55
12.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni.....	56
12.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	56
12.3.2	Combinazione SLE – Frequente.....	57
12.3.3	Combinazione SLE – Rara.....	58
12.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	59
12.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione.....	60
12.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	61
13	MURI A "U" TIPO 1– ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI.....	62
13.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	62
13.2	Sezione e armatura di verifica.....	62
13.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni.....	63
13.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	63
13.3.2	Combinazione SLE – Frequente.....	64
13.3.3	Combinazione SLE – Rara.....	65
13.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	66
13.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione.....	67

13.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	68
14	MURO A "U" TIPO 2 – MODELLO DI CALCOLO	69
14.1	Definizione del modello di calcolo.....	69
14.2	Numerazione degli elementi.....	70
14.3	Numerazione dei nodi	70
14.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche	71
14.5	Applicazione dei carichi elementari	72
14.5.1	Pesi propri strutturali.....	72
14.5.2	Peso proprio della pavimentazione stradale.....	72
14.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento	72
14.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici	73
14.5.5	Spinta orizzontale dei terreni – Falda presente	73
14.5.6	Spinta orizzontale dei terreni – Falda assente	74
14.5.7	Sottospinta idraulica della falda	74
14.5.8	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione	75
14.5.9	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra.....	75
14.5.10	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra.....	76
14.5.11	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati 76	
14.5.12	Sovrappinta dinamica orizzontale dei terreni	77
15	MURO A "U" TIPO 2– VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	78
15.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti	78
15.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti	79
15.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare.....	81
15.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR.....	82
15.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	84
16	MURO A "U" TIPO 2– PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI	86
16.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	86
16.2	Sezione e armatura di verifica	86
16.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	87
16.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	87
16.3.2	Combinazione SLE – Frequente	88
16.3.3	Combinazione SLE – Rara	89
16.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	90
16.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	91
16.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	92
17	MURI A "U" TIPO 2– ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI	93
17.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	93
17.2	Sezione e armatura di verifica	93
17.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	94
17.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	94
17.3.2	Combinazione SLE – Frequente	95
17.3.3	Combinazione SLE – Rara	96
17.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	97
17.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	98
17.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	99
18	MURO A "U" TIPO 3/4 – MODELLO DI CALCOLO	100
18.1	Definizione del modello di calcolo.....	100

18.2	Numerazione degli elementi	101
18.3	Numerazione dei nodi	101
18.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche	102
18.5	Applicazione dei carichi elementari	103
18.5.1	Pesi propri strutturali	103
18.5.2	Peso proprio della pavimentazione stradale.....	103
18.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento	103
18.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici	104
18.5.5	Spinta orizzontale dei terreni – Falda presente	104
18.5.6	Spinta orizzontale dei terreni – Falda assente	105
18.5.7	Sottospinta idraulica della falda	105
18.5.8	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione	106
18.5.9	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra.....	106
18.5.10	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra.....	107
18.5.11	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati 107	
18.5.12	Sovraspinta dinamica orizzontale dei terreni	108
19	MURO A "U" TIPO 3/4– VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	109
19.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti	109
19.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti	110
19.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare.....	112
19.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR	113
19.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	115
20	MURO A "U" TIPO 3/4– PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI.....	117
20.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	117
20.2	Sezione e armatura di verifica	117
20.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	118
20.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	118
20.3.2	Combinazione SLE – Frequente	119
20.3.3	Combinazione SLE – Rara	120
20.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	121
20.3.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – combinazione frequente	122
20.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	123
20.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	124
21	MURI A "U" TIPO 3/4– ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI.....	125
21.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	125
21.2	Sezione e armatura di verifica	125
21.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	126
21.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	126
21.3.2	Combinazione SLE – Frequente	127
21.3.3	Combinazione SLE – Rara	128
21.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	129
21.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	130
21.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	131
22	MURO A "U" TIPO 5 – MODELLO DI CALCOLO	132
22.1	Definizione del modello di calcolo.....	132
22.2	Numerazione degli elementi	133
22.3	Numerazione dei nodi	133

22.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche	134
22.5	Applicazione dei carichi elementari	135
22.5.1	Pesi propri strutturali	135
22.5.2	Peso proprio della pavimentazione stradale.....	135
22.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento	135
22.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici	136
22.5.5	Spinta orizzontale dei terreni – Falda presente	136
22.5.6	Spinta orizzontale dei terreni – Falda assente	137
22.5.7	Sottospinta idraulica della falda	137
22.5.8	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione	138
22.5.9	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra.....	138
22.5.10	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra.....	139
22.5.11	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati 139	
22.5.12	Sovraspinta dinamica orizzontale dei terreni	140
23	MURO A "U" TIPO 5– VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	141
23.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti	141
23.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti	142
23.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare.....	144
23.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR	145
23.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	147
24	MURO A "U" TIPO 5– PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI	149
24.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	149
24.2	Sezione e armatura di verifica	149
24.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	150
24.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	150
24.3.2	Combinazione SLE – Frequente	151
24.3.3	Combinazione SLE – Rara	152
24.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	153
24.3.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – combinazione quasi permanente.....	154
24.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – combinazione frequente.....	155
24.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	156
24.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	157
25	MURI A "U" TIPO 5– ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI	158
25.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	158
25.2	Sezione e armatura di verifica	158
25.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	159
25.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	159
25.3.2	Combinazione SLE – Frequente	160
25.3.3	Combinazione SLE – Rara	161
25.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – combinazione quasi permanente	162
25.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – combinazione frequente.....	163
25.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	164
25.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	165
26	VERIFICHE A SOLLEVAMENTO - UPL.....	166
26.1	Descrizione delle modalità di verifica.....	166
26.2	Sezione tipo 1	167
26.3	Sezione tipo 2	167

26.4	Sezione tipo 3/4	168
26.5	Sezione tipo 5	168
27	VERIFICHE GEOTECNICHE – VERIFICA DEL CARICO LIMITE E DELLO SCORRIMENTO	169
27.1	Richiami teorici.....	169
27.1.1	Verifica al carico limite	169
27.1.2	Verifica allo scorrimento.....	170
27.2	Muro a "U" tipo 1	171
27.2.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione	171
27.2.2	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	171
27.2.3	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV	172
27.2.4	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	172
27.2.5	Dati.....	173
27.2.6	Condizioni di carico.....	174
27.2.7	Opzioni di calcolo.....	176
27.2.8	Risultati.....	176
27.3	Muro a "U" tipo 2	179
27.3.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione	179
27.3.2	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	179
27.3.3	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV	180
27.3.4	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	180
27.3.5	Dati.....	181
27.3.6	Condizione di carico	182
27.3.7	Opzioni di calcolo.....	184
27.3.8	Risultati.....	184
27.4	Muro a "U" tipo 3/4	187
27.4.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione	187
27.4.2	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	187
27.4.3	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV	188
27.4.4	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	188
27.4.5	Dati.....	189
27.4.6	Condizioni di carico.....	190
27.4.7	Opzioni di calcolo.....	192
27.4.8	Risultati.....	192
27.5	Muro a "U" tipo 5	195
27.5.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione	195
27.5.2	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	195
27.5.3	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV	196
27.5.4	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	196
27.5.5	Dati.....	197
27.5.6	Condizioni di carico.....	198
27.5.7	Opzioni di calcolo.....	200
27.5.8	Risultati.....	200

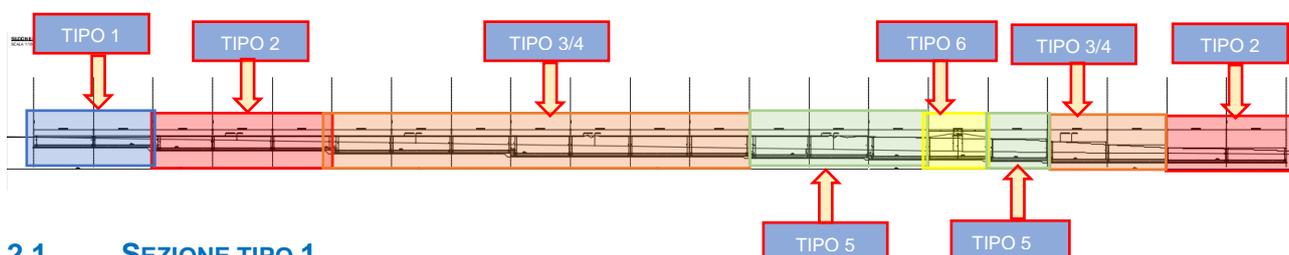
1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche del muro ad "U" in cemento armato compreso tra la progressiva 1+200 e la progressiva 1+620 del tratto 2 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 presenta una sezione trasversale a "U" e sono interamente realizzati in cemento armato gettato in opera.

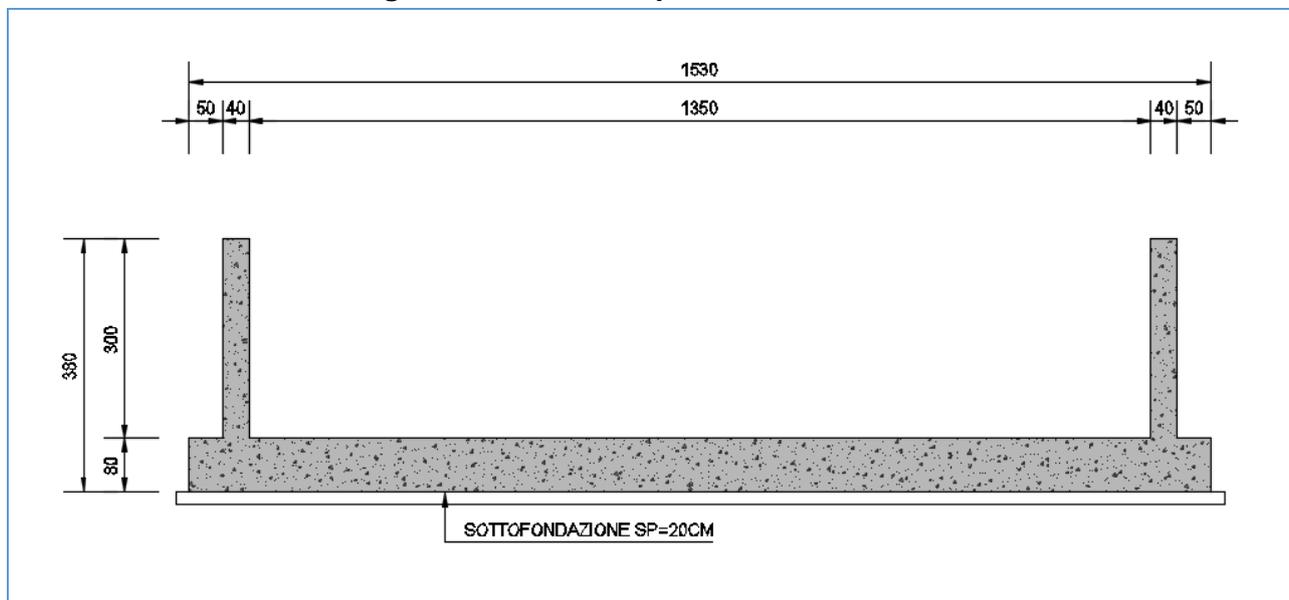
Nell'immagine successiva sono evidenziate le differenti sezioni strutturali sulle quali sono stati eseguiti il dimensionamento e le verifiche:



2.1 SEZIONE TIPO 1

La sezione tipologica 1 è valida per i conci n°1 e n°2, e le dimensioni dell'opera sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali laterali: **altezza 300 cm e spessore 40 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1530 cm e spessore 80 cm**

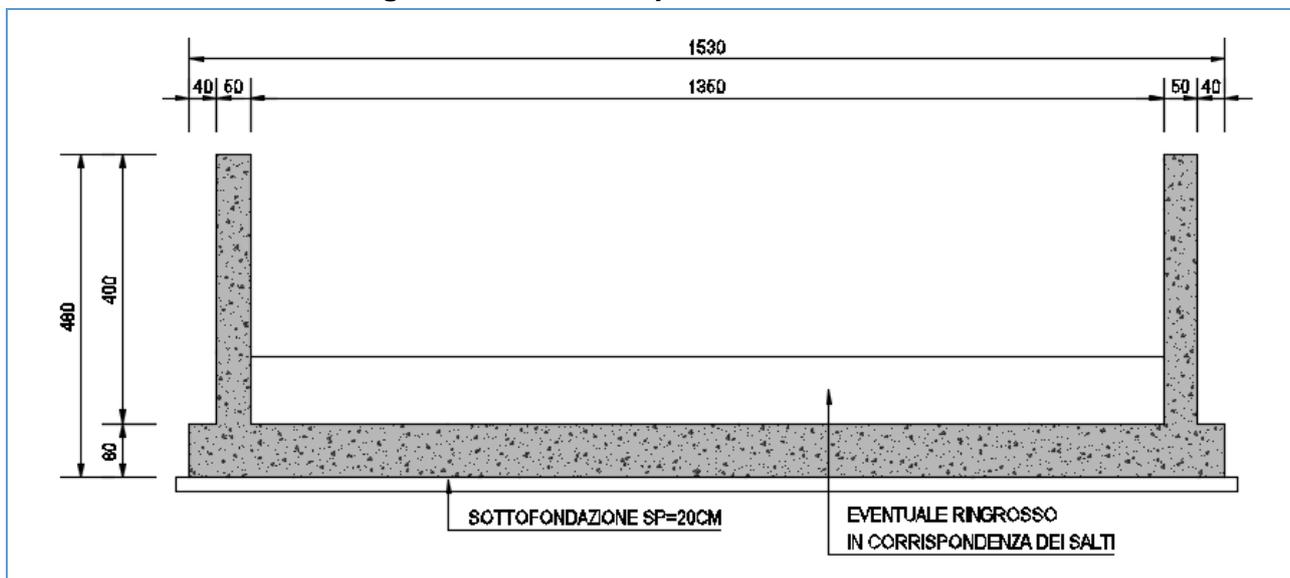


2.2 SEZIONE TIPO 2

La sezione tipologica 2 è valida per i conci compresi tra il n°3 e il n°5, e i conci n°20 e n°21.

Le dimensioni dell'opera sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali laterali: **altezza 400 cm e spessore 50 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1530 cm e spessore 80 cm**

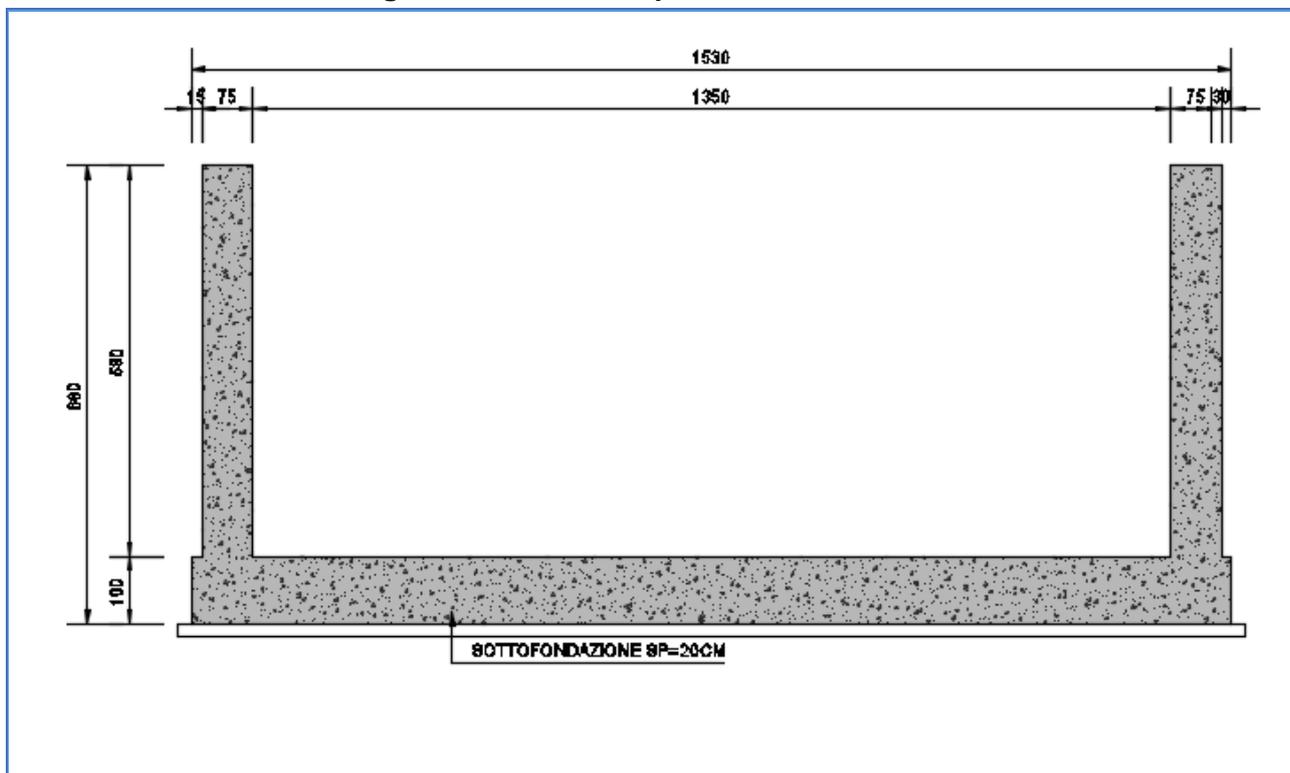


2.3 SEZIONE TIPO 3/4

La sezione tipologica 3/4 è valida per i conci compresi tra il n°6 e il n°8, e i conci n°18 e n°19.

Le dimensioni dell'opera sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali laterali: **altezza massima 580 cm e spessore 75 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1530 cm e spessore 100 cm**

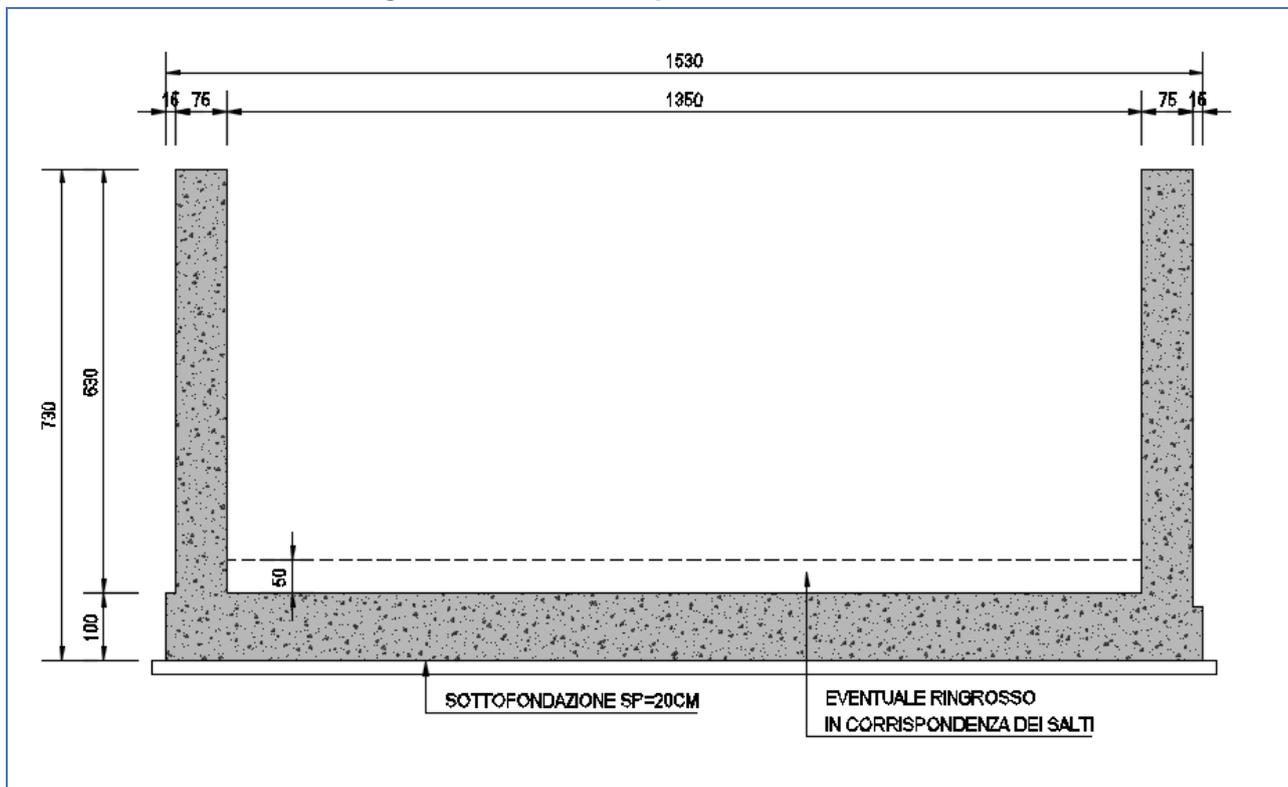


2.4 SEZIONE TIPO 5

La sezione tipologica 5 è valida per i conci compresi tra il n°13 e il n°15, e il concio n°17.

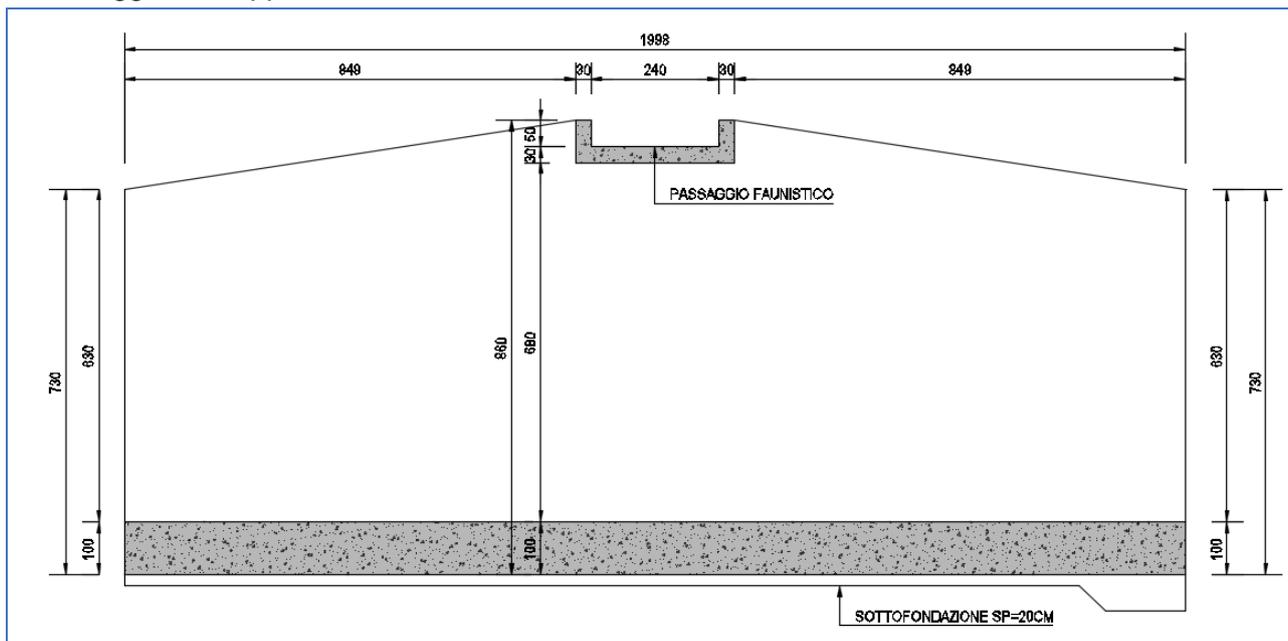
Le dimensioni dell'opera sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali laterali: **altezza massima 630 cm e spessore 75 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1530 cm e spessore 100 cm**



2.5 SEZIONE TIPO 6

La sezione tipologica 6 è valida per il concio n°16. In tale concio è presente il passaggio faunistico e sarà oggetto di apposita relazione di calcolo.



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 **XF4**.

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 **45mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **45mm**.

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

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

Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)	
Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa	40 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	45 mm

Per le opere di fondazione è previsto un copriferro minimo pari a **15mm** 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

5.1 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:

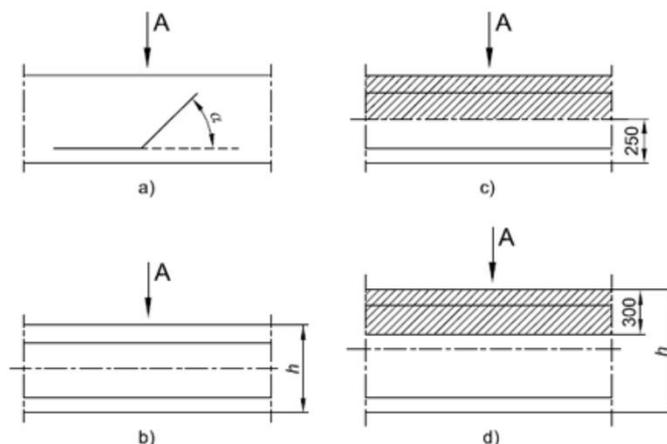
$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

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 buone 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

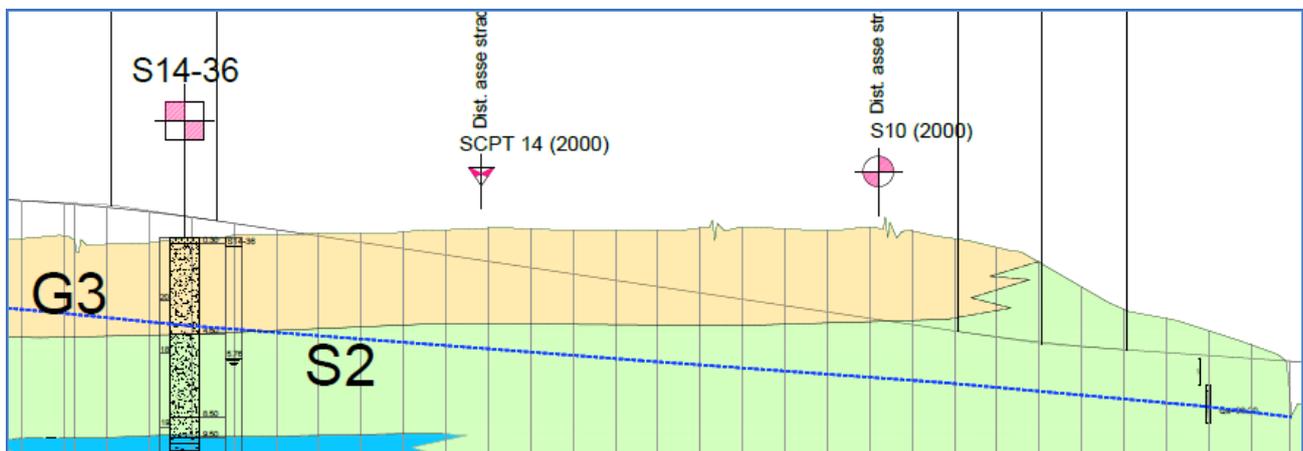
Ai sensi della relazione geologica e della relazione geotecnica, nonché in conformità con i profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato dalle seguenti unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- **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, da come si evince dallo stralcio di profilo geotecnico di seguito riportato, 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: $\phi = 30,90^\circ$
- 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 ||>

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

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

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

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

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

- Classe d'uso dell'opera: **IV**

2.4.2. CLASSI D'USO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

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

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

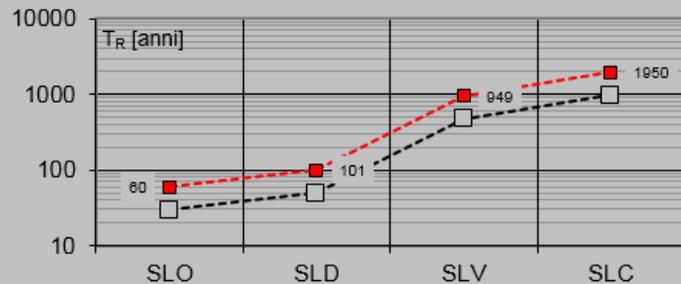
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

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

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

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

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

7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

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

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

7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

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

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

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

7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

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

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale

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

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

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

Compon. orizzontale

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

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

Compon. verticale

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

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

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

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,050 g
F_0	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)

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

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

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

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

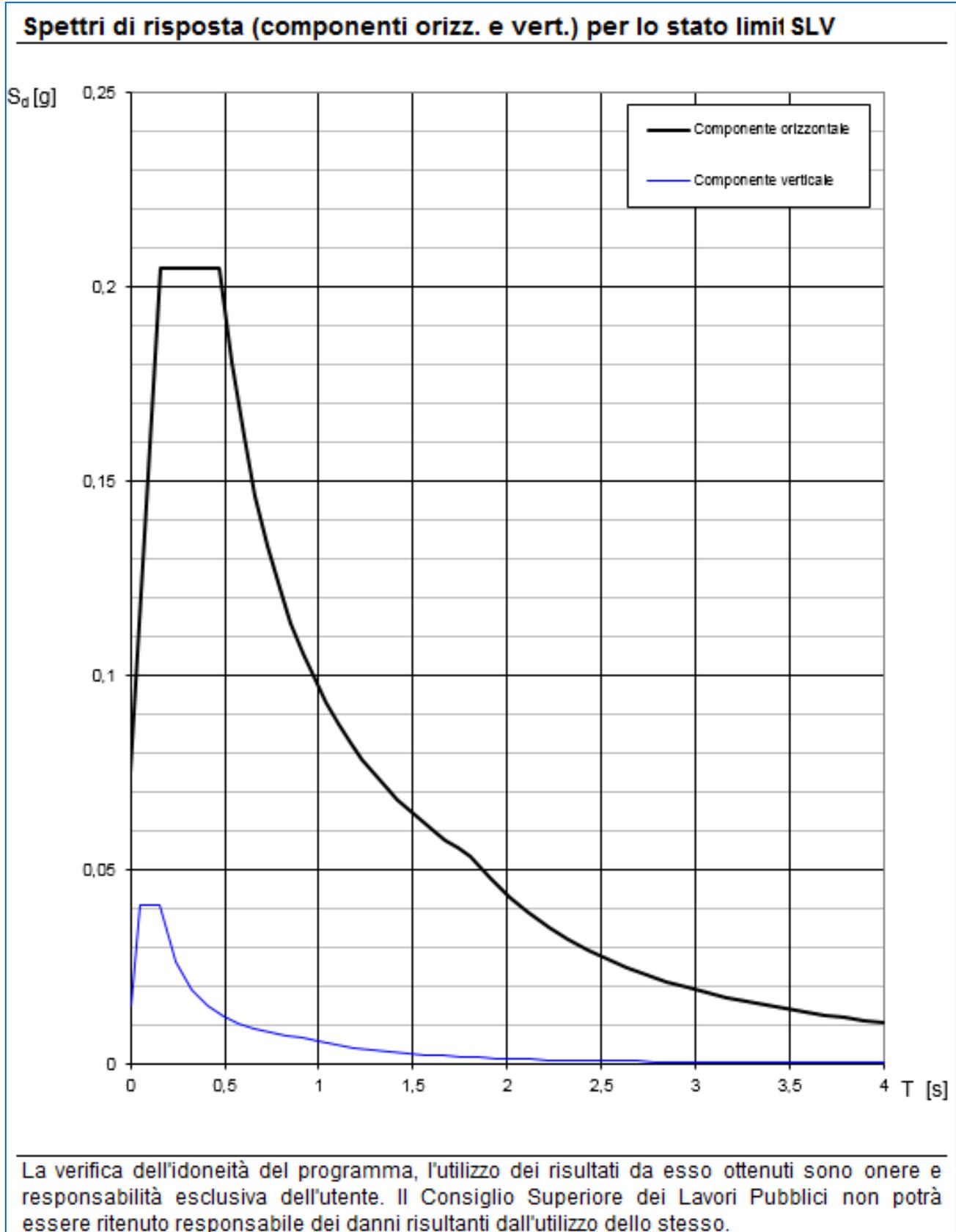
Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

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

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

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



7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

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

dove:

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

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

- g → accelerazione di gravità

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

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

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

$$k_h = 0,075$$

$$k_v = 0,0375$$

8 ANALISI DEI CARICHI

Ai fini delle verifiche si procede al dimensionamento delle sezioni più gravose, che risultano essere la sezione **tipo 1** (altezza pareti 300 cm, spessore soletta di base 80 cm), la sezione **tipo 2** (altezza pareti 400 cm, spessore soletta di base 80 cm), la sezione **tipo 3/4** (altezza pareti 580 cm, spessore soletta di base 100 cm) e la sezione **tipo 5** (altezza pareti 630 cm, spessore soletta di base 100 cm).

8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

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

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	2,50
Tipo 2	2,90
Tipo 3/4	3,10
Tipo 5	2,00

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	2,50	50,00
Tipo 2	2,90	58,00
Tipo 3/4	3,10	62,00
Tipo 5	2,00	40,00

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 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO

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

8.5 SPINTA LATERALE DEI TERRENI

È stata considerata la spinta sulle pareti verticali agente dall'esterno verso l'interno, assumendo un peso per unità di volume $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$, calcolata in condizioni di riposo mediante la seguente relazione:

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

dove:

- $\gamma \rightarrow$ peso per unità di volume del terreno:
- $H \rightarrow$ altezza di applicazione della spinta
- $k_0 \rightarrow$ coefficiente di spinta a riposo, determinato mediante la relazione:

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

con:

- $\varphi =$ 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.

Di seguito è riportato l'andamento della spinta orizzontale dei terreni in condizioni di falda massima e di falda assente per le tre sezioni di riferimento:

MURO A "U" SEZIONE TIPO 1

Coefficiente di spinta a riposo delle ghiaie con sabbia

k_0

0,486

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA MASSIMA						
QUOTA [m]	σ_v [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_h [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
1,50	27,75	5,00	22,75	11,07	5,00	16,07
2,00	37,00	10,00	27,00	13,13	10,00	23,13
2,90	53,65	19,00	34,65	16,86	19,00	35,86

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA ASSENTE						
QUOTA [m]	σ_v [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_h [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
1,50	27,75	0,00	27,75	13,50	0,00	13,50
2,00	37,00	0,00	37,00	18,00	0,00	18,00
2,90	53,65	0,00	53,65	26,10	0,00	26,10



MURO A "U" SEZIONE TIPO 2

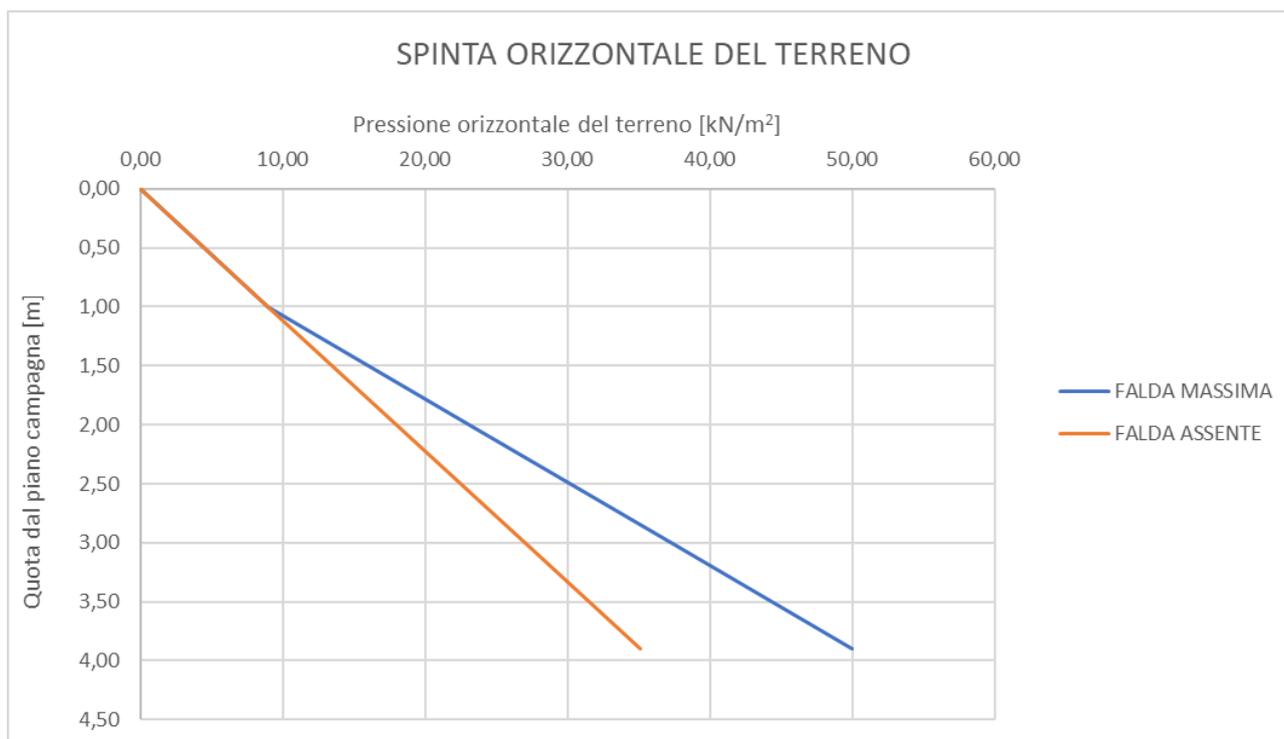
Coefficiente di spinta a riposo delle ghiaie con sabbia

k_0

0,486

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA MASSIMA						
QUOTA [m]	σ_v [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_h [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,00	37,00	10,00	27,00	13,13	10,00	23,13
3,00	55,50	20,00	35,50	17,27	20,00	37,27
3,90	72,15	29,00	43,15	20,99	29,00	49,99

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA ASSENTE						
QUOTA [m]	σ_v [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_h [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,00	37,00	0,00	37,00	18,00	0,00	18,00
3,00	55,50	0,00	55,50	27,00	0,00	27,00
3,90	72,15	0,00	72,15	35,10	0,00	35,10



MURO A "U" SEZIONE TIPO 3/4

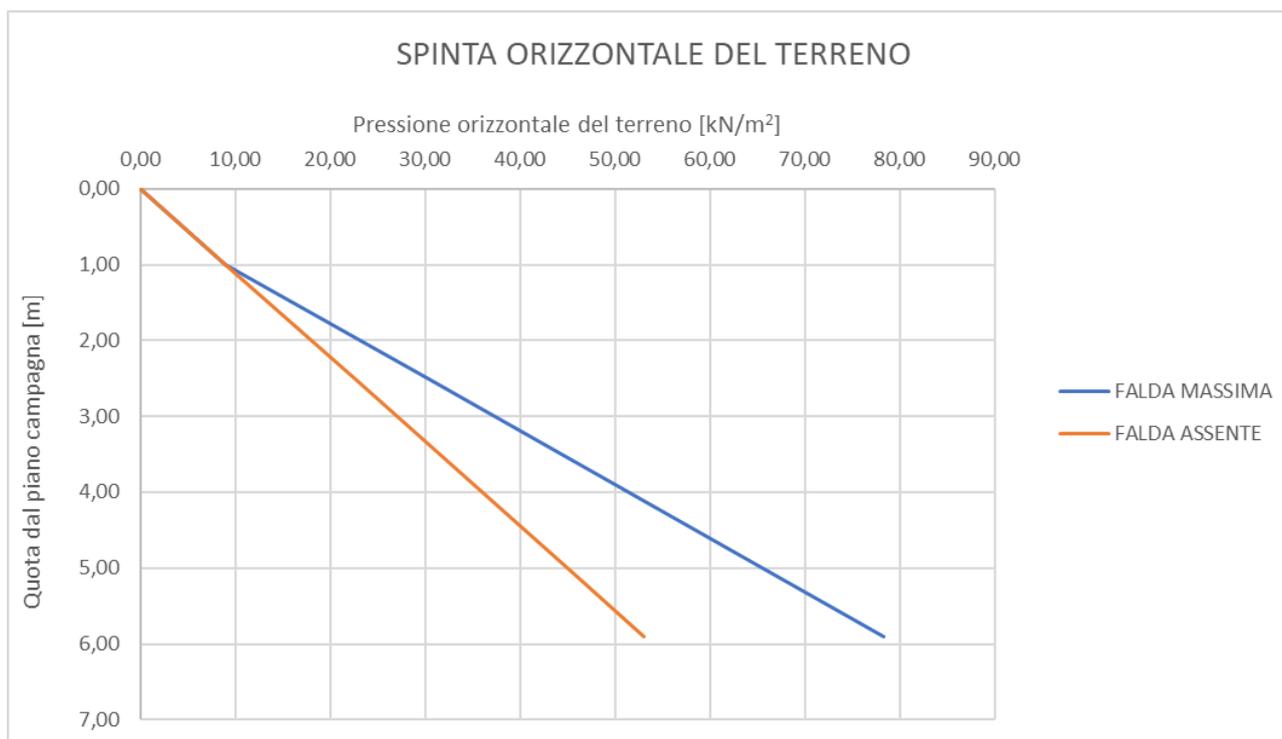
Coefficiente di spinta a riposo delle ghiaie con sabbia

k_0

0,486

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA MASSIMA						
QUOTA [m]	σ_v [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_h [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,50	46,25	15,00	31,25	15,20	15,00	30,20
5,00	92,50	40,00	52,50	25,54	40,00	65,54
5,90	109,15	49,00	60,15	29,26	49,00	78,26

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA ASSENTE						
QUOTA [m]	σ_v [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_h [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,50	46,25	0,00	46,25	22,50	0,00	22,50
5,00	92,50	0,00	92,50	45,00	0,00	45,00
5,90	109,15	0,00	109,15	53,10	0,00	53,10



MURO A "U" SEZIONE TIPO 5

Coefficiente di spinta a riposo delle ghiaie con sabbia

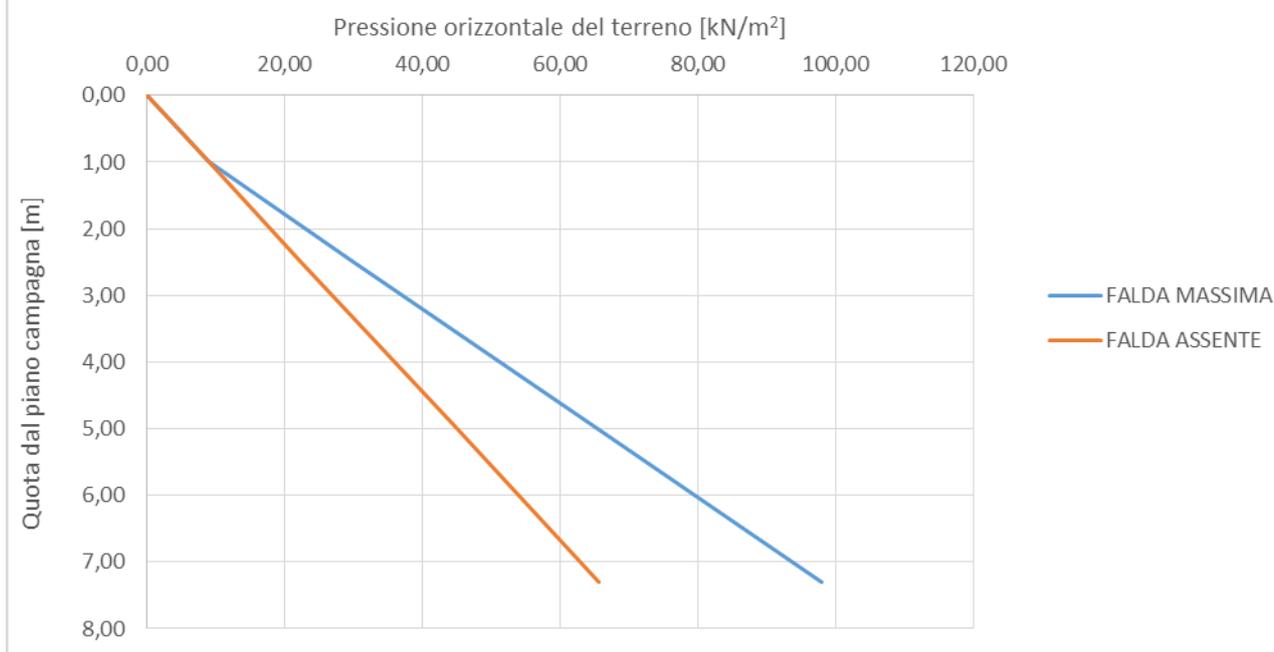
k_0

0,486

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA MASSIMA						
QUOTA [m]	σ_v [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_h [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,50	46,25	15,00	31,25	15,20	15,00	30,20
5,00	92,50	40,00	52,50	25,54	40,00	65,54
7,30	135,05	63,00	72,05	35,05	63,00	98,05

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA ASSENTE						
QUOTA [m]	σ_v [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_h [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,50	46,25	0,00	46,25	22,50	0,00	22,50
5,00	92,50	0,00	92,50	45,00	0,00	45,00
7,30	135,05	0,00	135,05	65,70	0,00	65,70

SPINTA ORIZZONTALE DEL TERRENO



SPINTA ORIZZONTALE 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 spinta orizzontale idrostatica massima valutata alla quota dell'intradosso della zattera di fondazione risulta pari a:

MURO TIPO 1

Altezza totale delle pareti laterali	H_{pareti}	3,00	[m]
Spessore della zattera di fondazione	H_{zattera}	0,80	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	H_{terreno}	2,90	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	H_{falda}	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{\text{H falda}}$	27,00	[kNm ²]

MURO TIPO 2

Altezza totale delle pareti laterali	H_{pareti}	4,00	[m]
Spessore della zattera di fondazione	H_{zattera}	0,80	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	H_{terreno}	3,90	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	H_{falda}	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{\text{H falda}}$	37,00	[kNm ²]

MURO TIPO 3/4

Altezza totale delle pareti laterali	H_{pareti}	6,00	[m]
Spessore della zattera di fondazione	H_{zattera}	0,80	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	H_{terreno}	5,90	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	H_{falda}	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{\text{H falda}}$	57,00	[kNm ²]

MURO TIPO 5

Altezza totale delle pareti laterali	H_{pareti}	6,30	[m]
Spessore della zattera di fondazione	H_{zattera}	1,00	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	H_{terreno}	6,20	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	H_{falda}	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{\text{H falda}}$	62,00	[kNm ²]

Nelle combinazioni di carico verranno considerati due casi distinti in maniera da schematizzare le condizioni di falda massima e di falda assente (eventuale variabilità stagionale della falda).

8.6 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:

MURO TIPO 1

Altezza totale delle pareti laterali	H_{pareti}	3,00	[m]
Spessore della zattera di fondazione	H_{zattera}	0,80	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	H_{terreno}	2,90	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	H_{falda}	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{H \text{ falda}}$	27,00	[kNm ²]

MURO TIPO 2

Altezza totale delle pareti laterali	H_{pareti}	4,00	[m]
Spessore della zattera di fondazione	H_{zattera}	0,80	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	H_{terreno}	3,90	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	H_{falda}	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{H \text{ falda}}$	37,00	[kNm ²]

MURO TIPO 3/4

Altezza totale delle pareti laterali	H_{pareti}	6,00	[m]
Spessore della zattera di fondazione	H_{zattera}	0,80	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	H_{terreno}	5,90	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	H_{falda}	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{H \text{ falda}}$	57,00	[kNm ²]

MURO TIPO 5

Altezza totale delle pareti laterali	H_{pareti}	6,30	[m]
Spessore della zattera di fondazione	H_{zattera}	1,00	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	H_{terreno}	6,20	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	H_{falda}	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{H \text{ falda}}$	62,00	[kNm ²]

Nelle combinazioni di carico verranno considerati due casi distinti in maniera da schematizzare le condizioni di falda massima e di falda assente (eventuale variabilità stagionale della falda).

8.7 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI (Q_1)

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

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

8.8 SPINTA DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLE PARETI VERTICALI

È stato considerato, in fase di esecuzione, un sovraccarico accidentale forfettario a tergo del muro pari a **20,00 kN/m²**, per tener conto della presenza eventuale di mezzi d'opera.

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

8.9 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.

8.10 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

9.3.1 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 .

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_r			
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

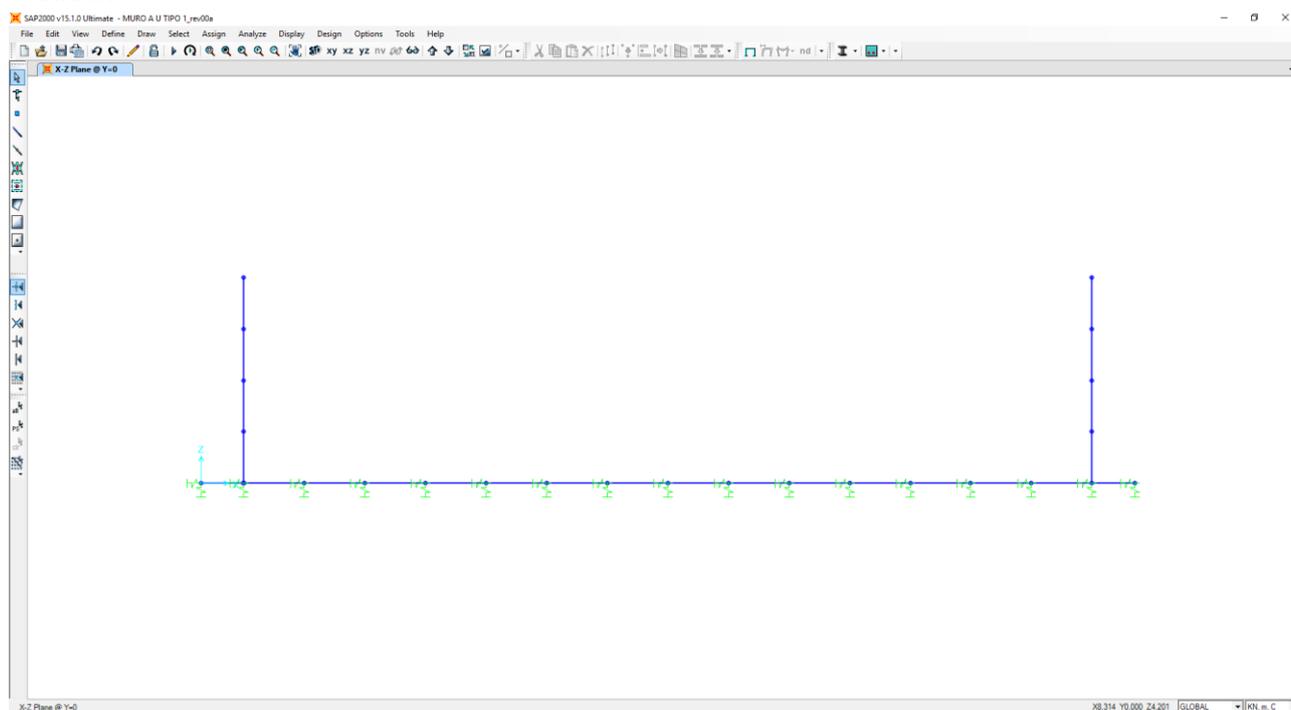
10 MURO A "U" TIPO 1 – MODELLO DI CALCOLO

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.

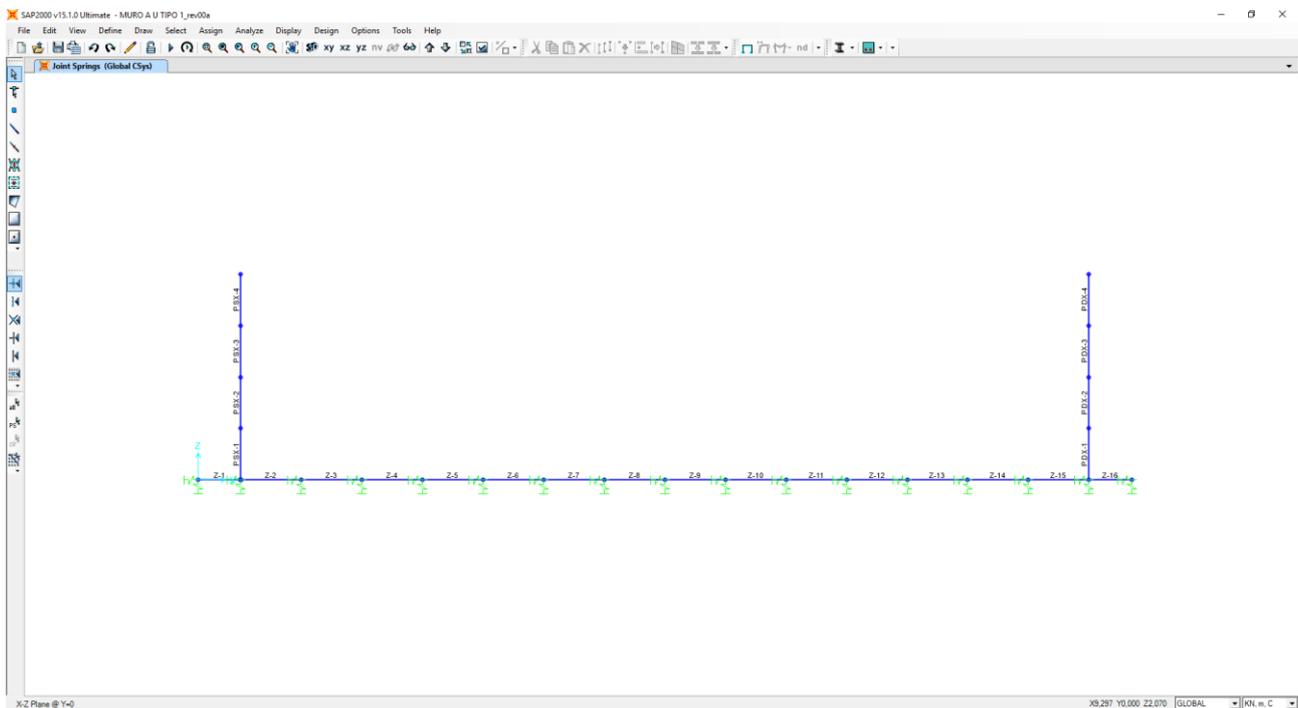
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo "beam" ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

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



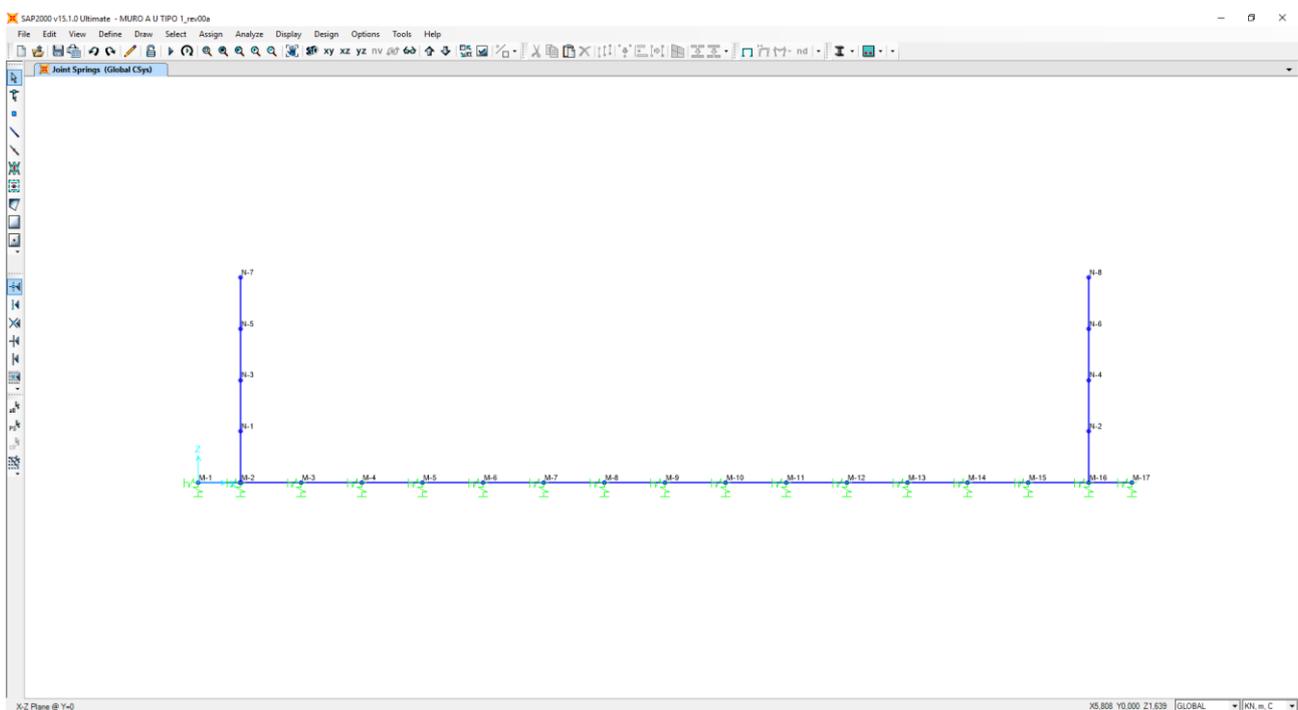
10.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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	0,700
M2	M3	0,993
M3	M4	0,993
M4	M5	0,993
M5	M6	0,993
M6	M7	0,993
M7	M8	0,993
M8	M9	0,993
M9	M10	0,993
M10	M11	0,993
M11	M12	0,993
M12	M13	0,993
M13	M14	0,993
M14	M15	0,993
M15	M16	0,993
M16	M17	0,700

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,350	5.250,00
M2	0,847	12.697,50
M3	0,993	14.895,00
M4	0,993	14.895,00
M5	0,993	14.895,00
M6	0,993	14.895,00
M7	0,993	14.895,00
M8	0,993	14.895,00
M9	0,993	14.895,00
M10	0,993	14.895,00
M11	0,993	14.895,00
M12	0,993	14.895,00
M13	0,993	14.895,00
M14	0,993	14.895,00
M15	0,993	14.895,00
M16	0,847	12.697,50
M17	0,350	5.250,00

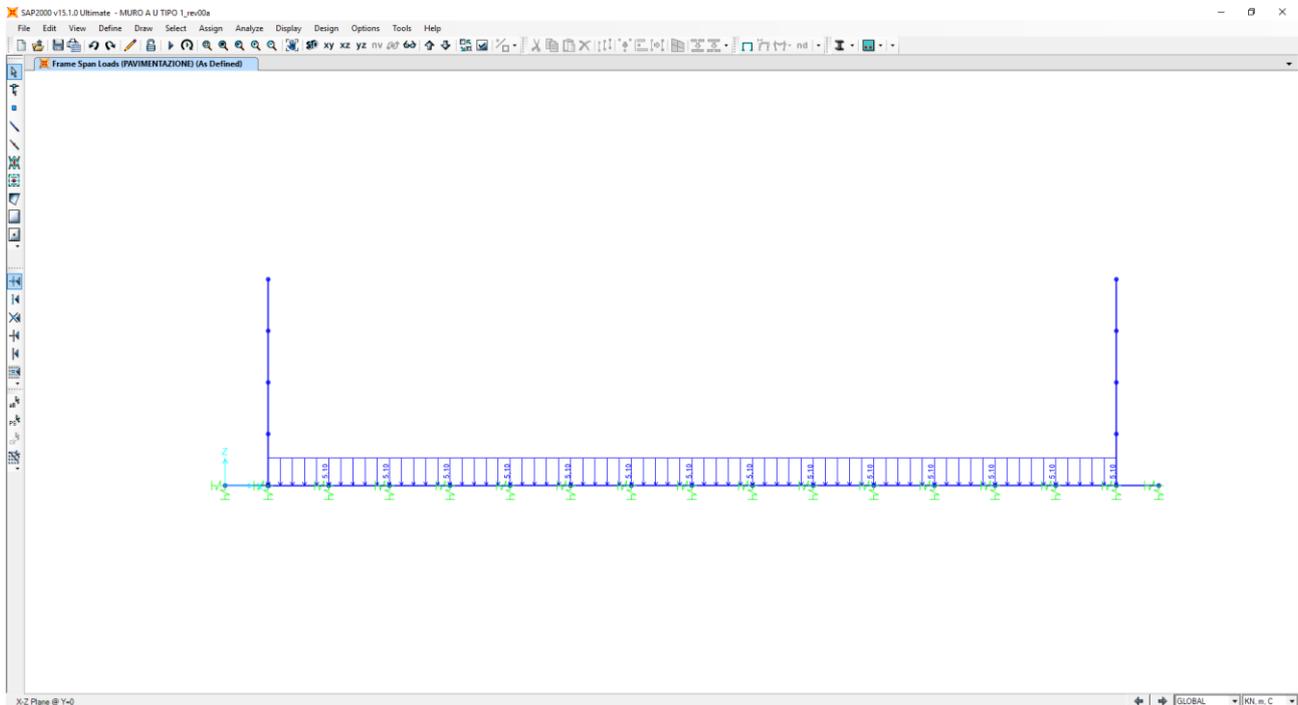
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

10.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

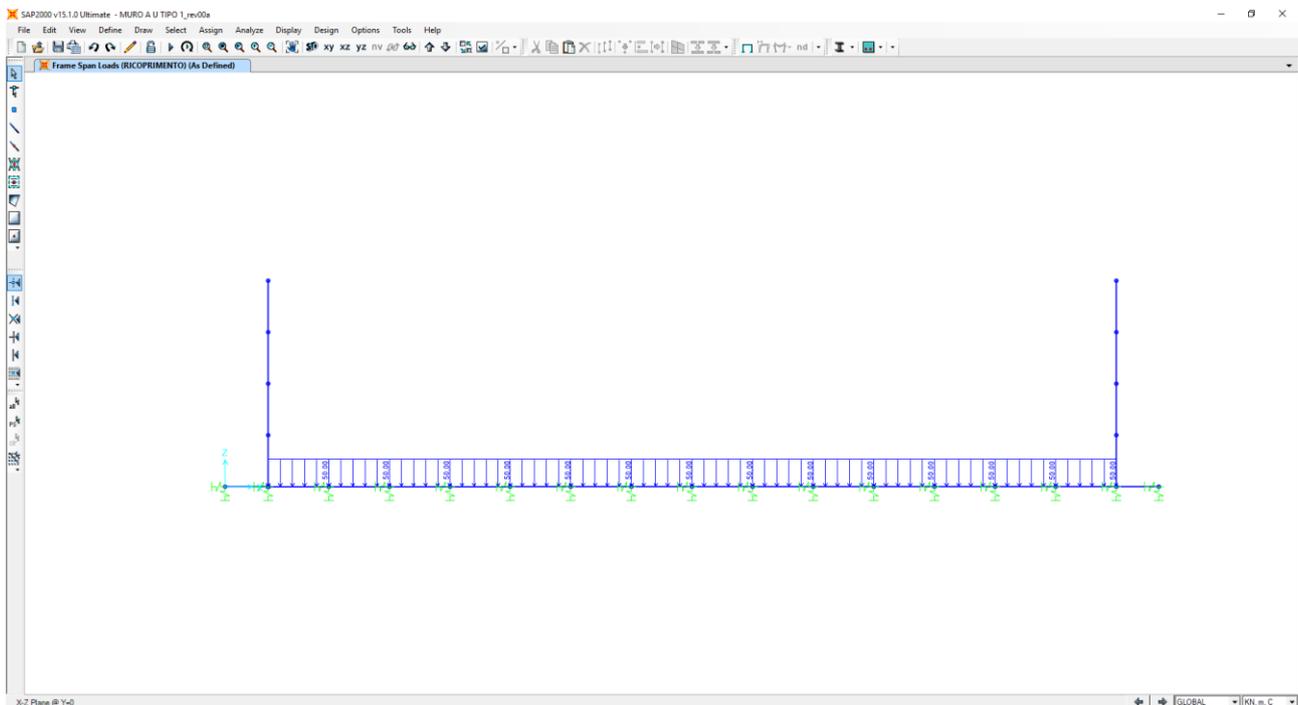
10.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

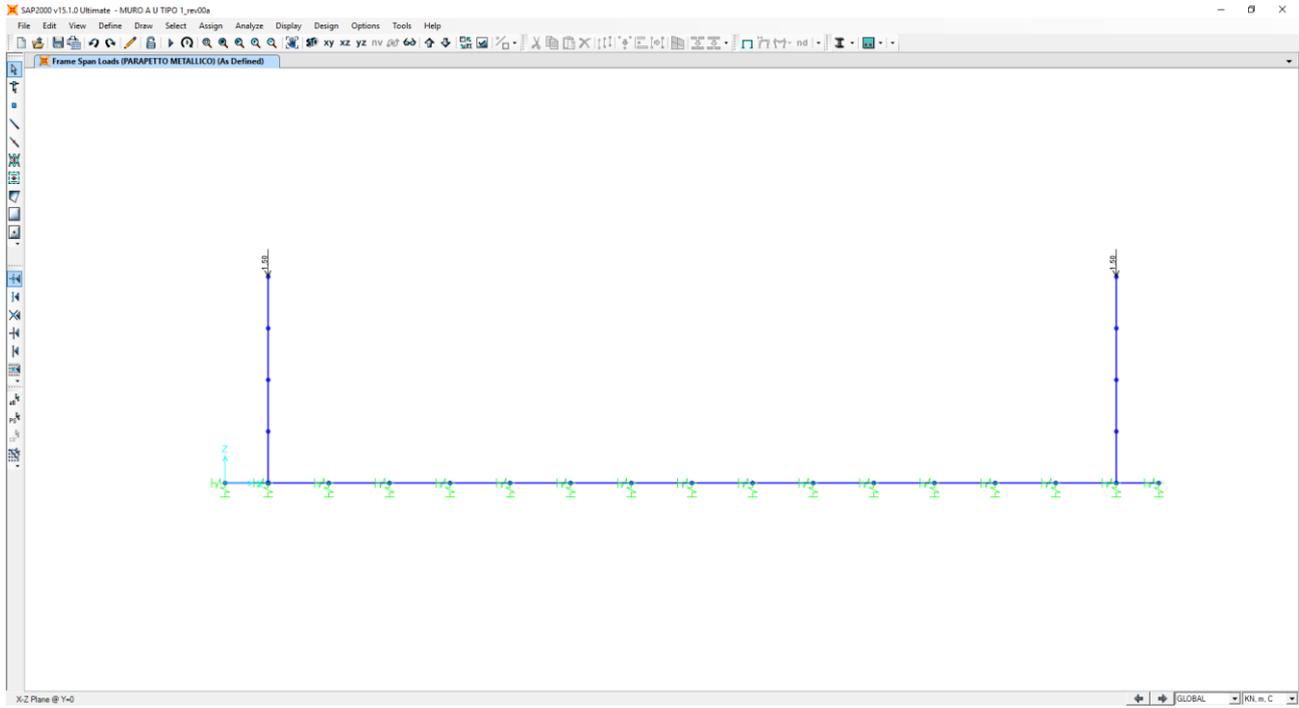
10.5.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE



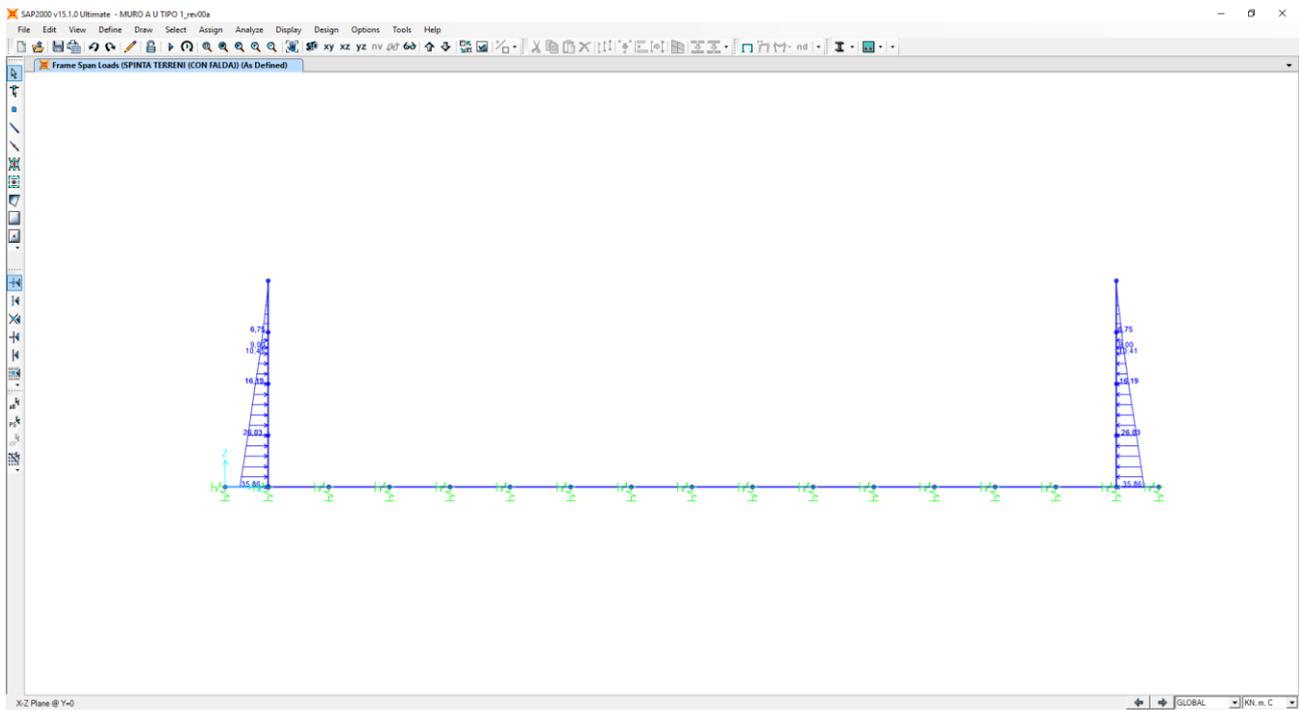
10.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



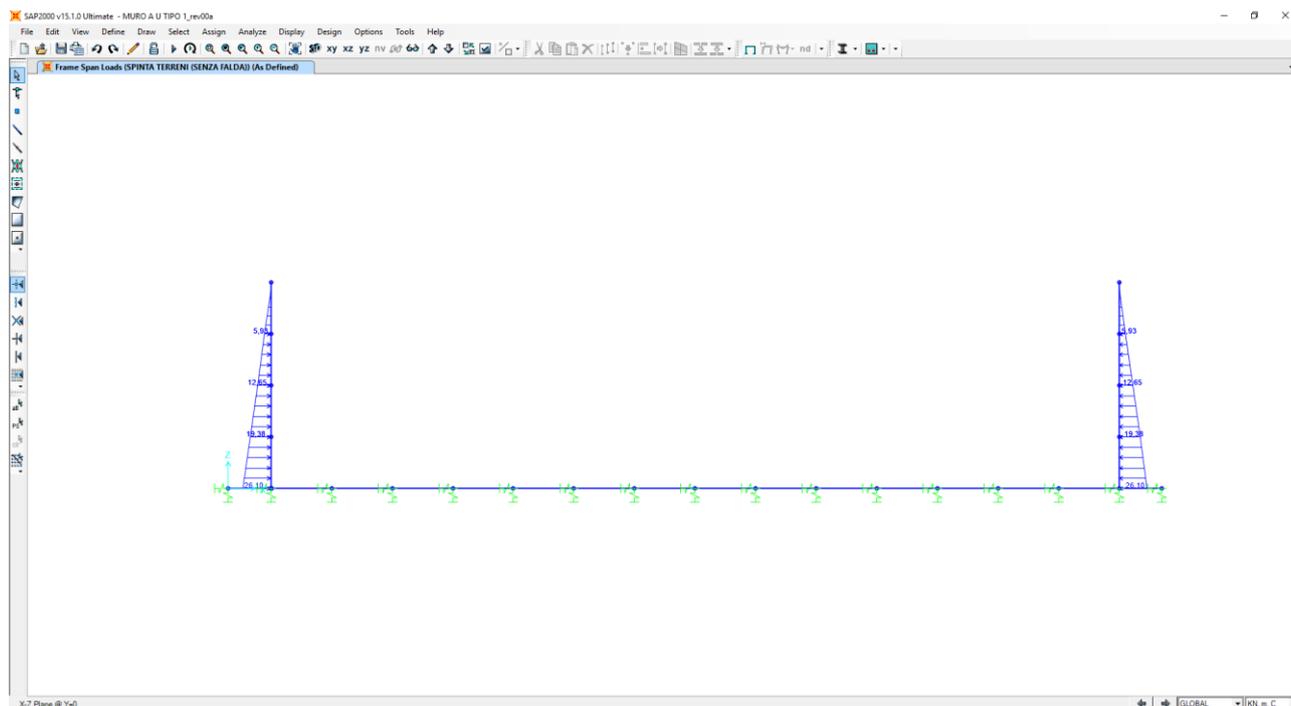
10.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



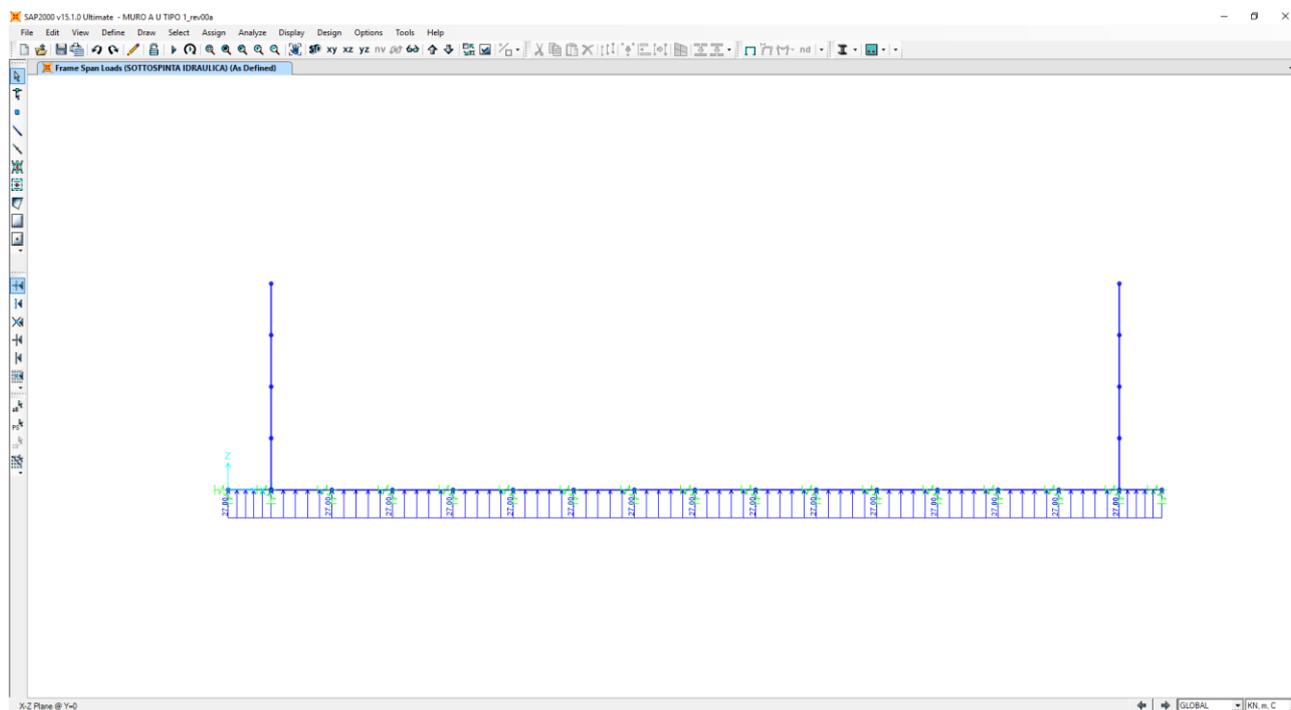
10.5.5 ZSPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA PRESENTE



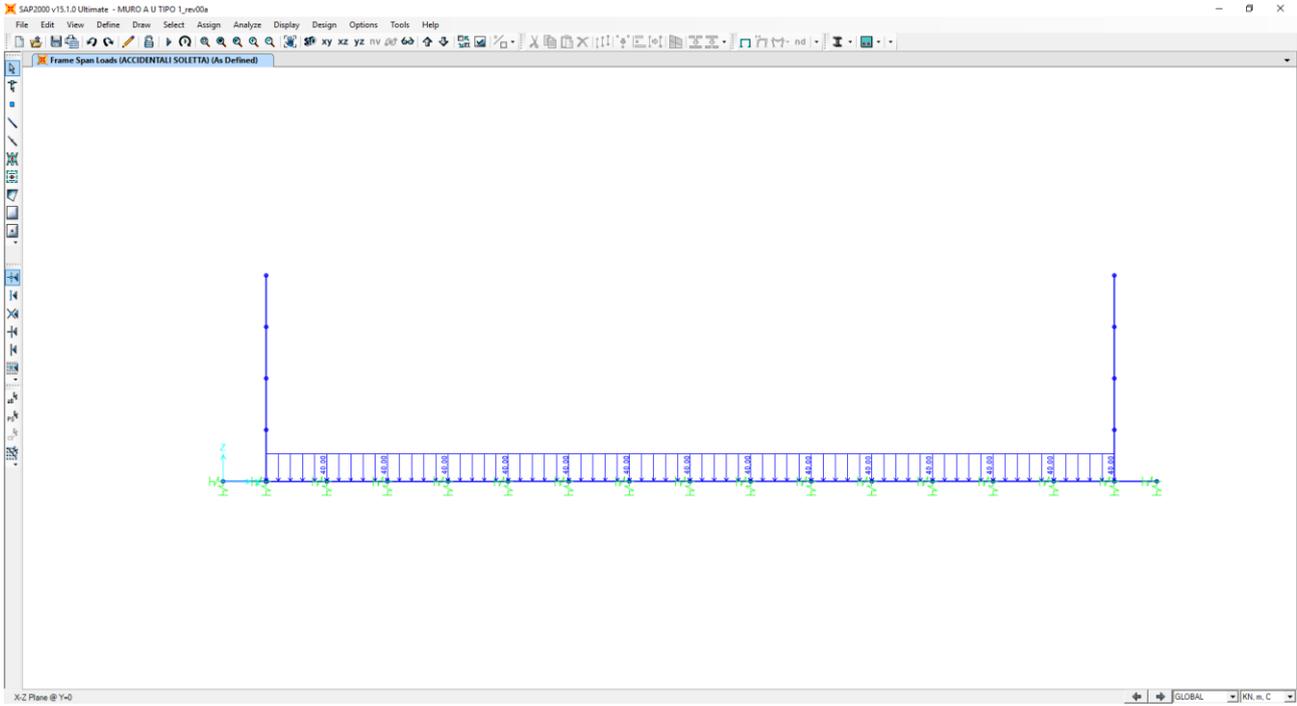
10.5.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA ASSENTE



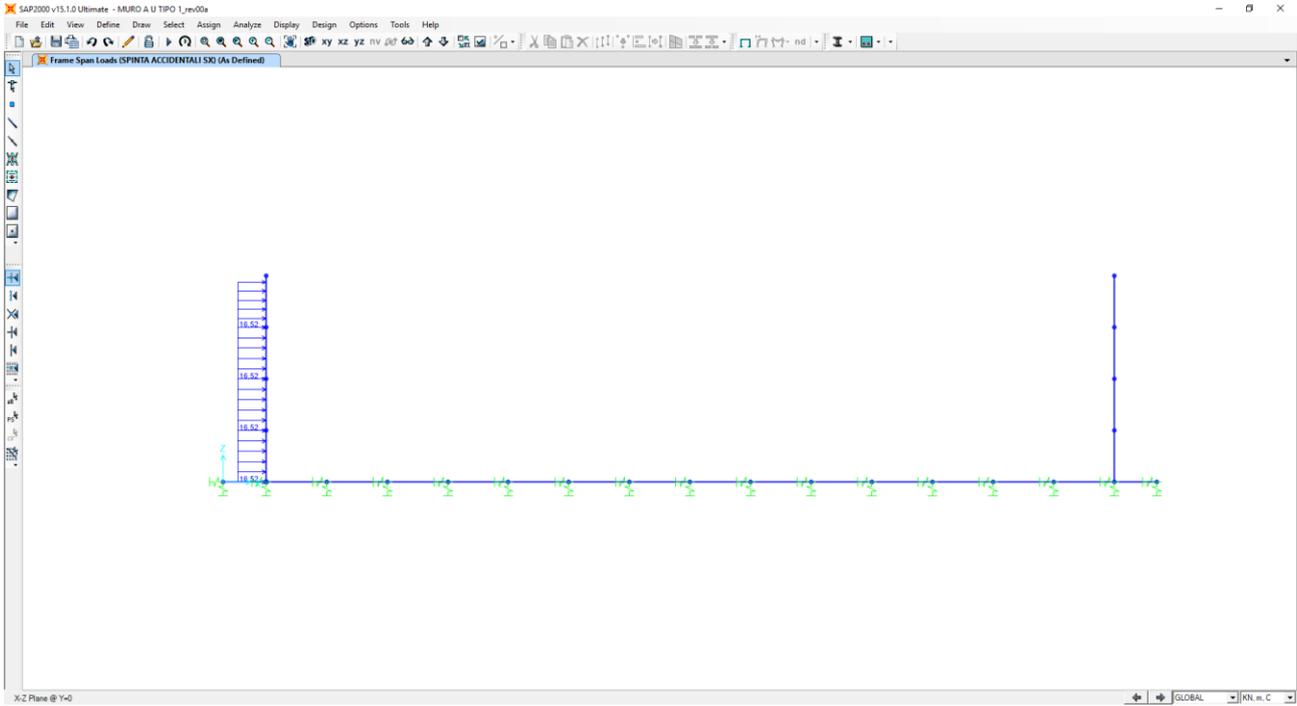
10.5.7 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA



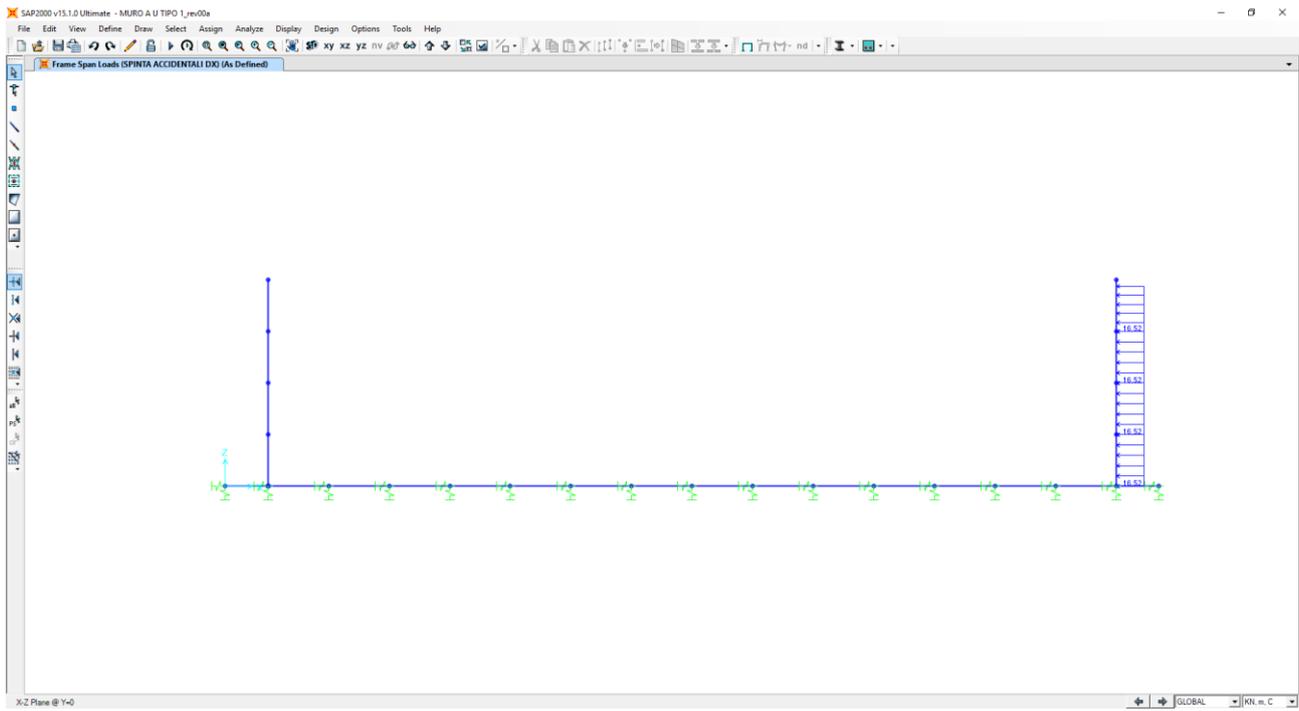
10.5.8 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



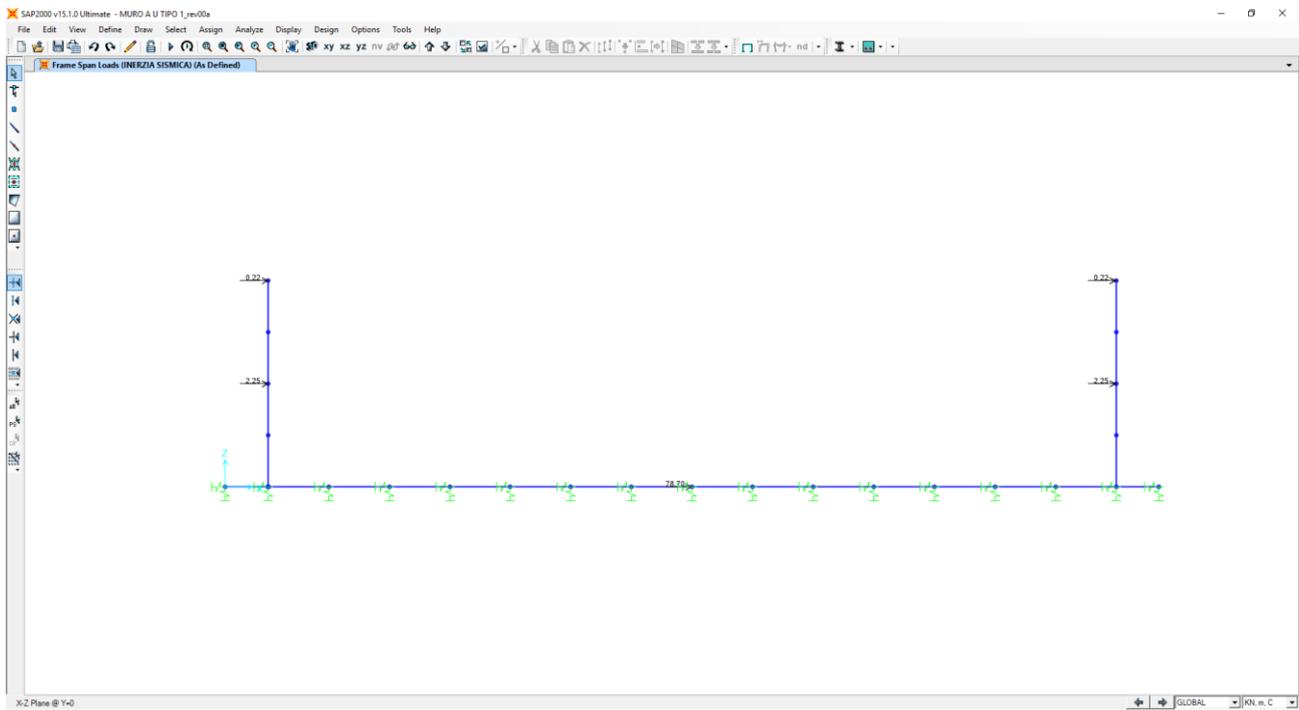
10.5.9 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



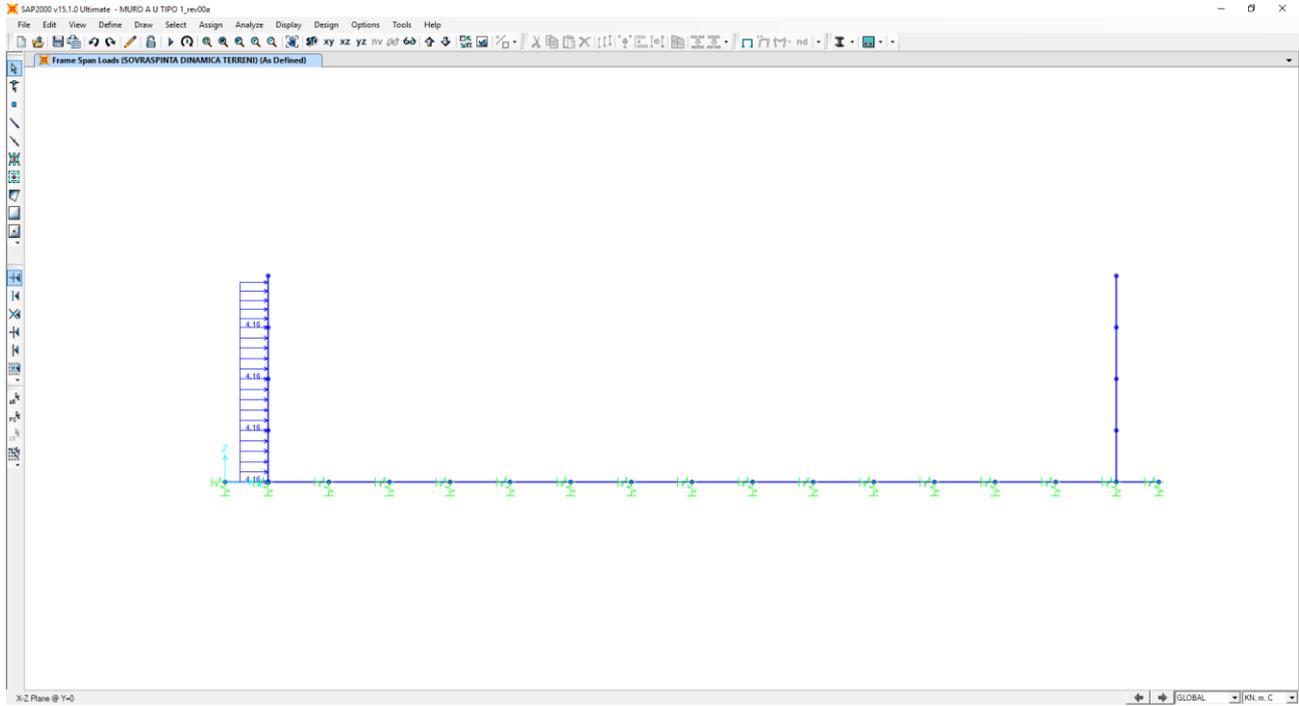
10.5.10 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



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



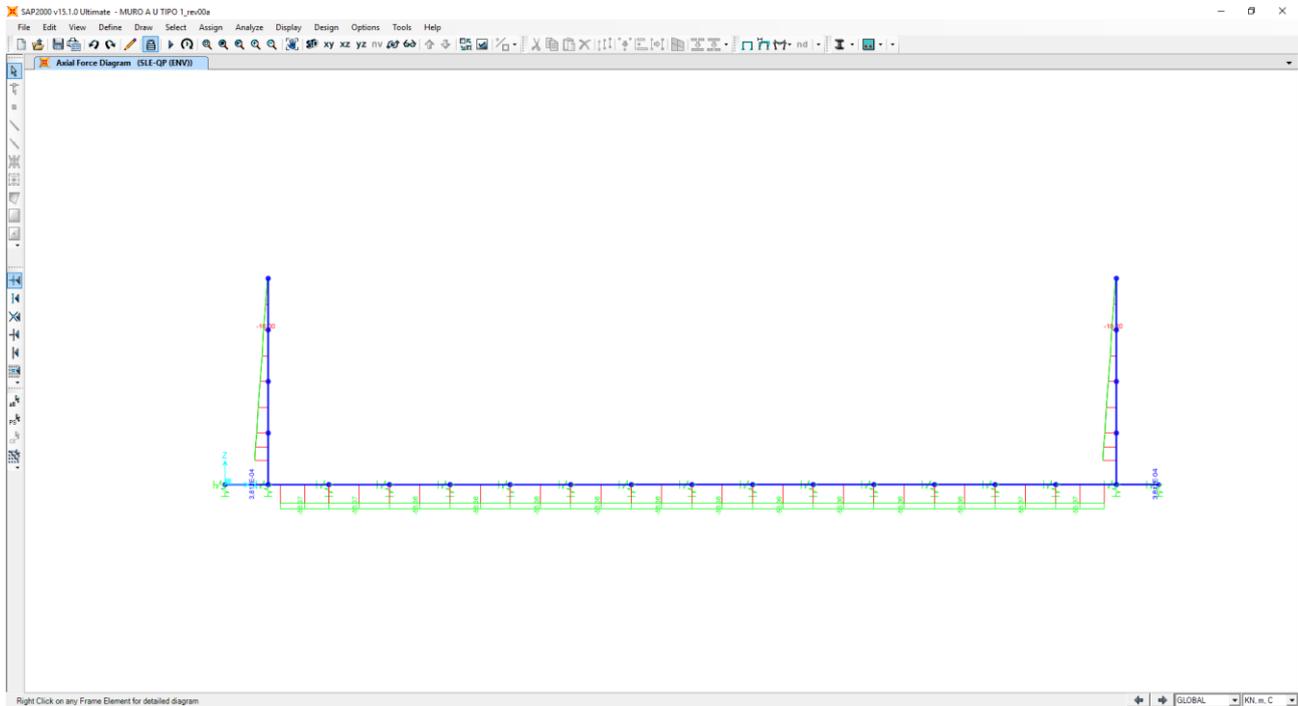
10.5.12 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



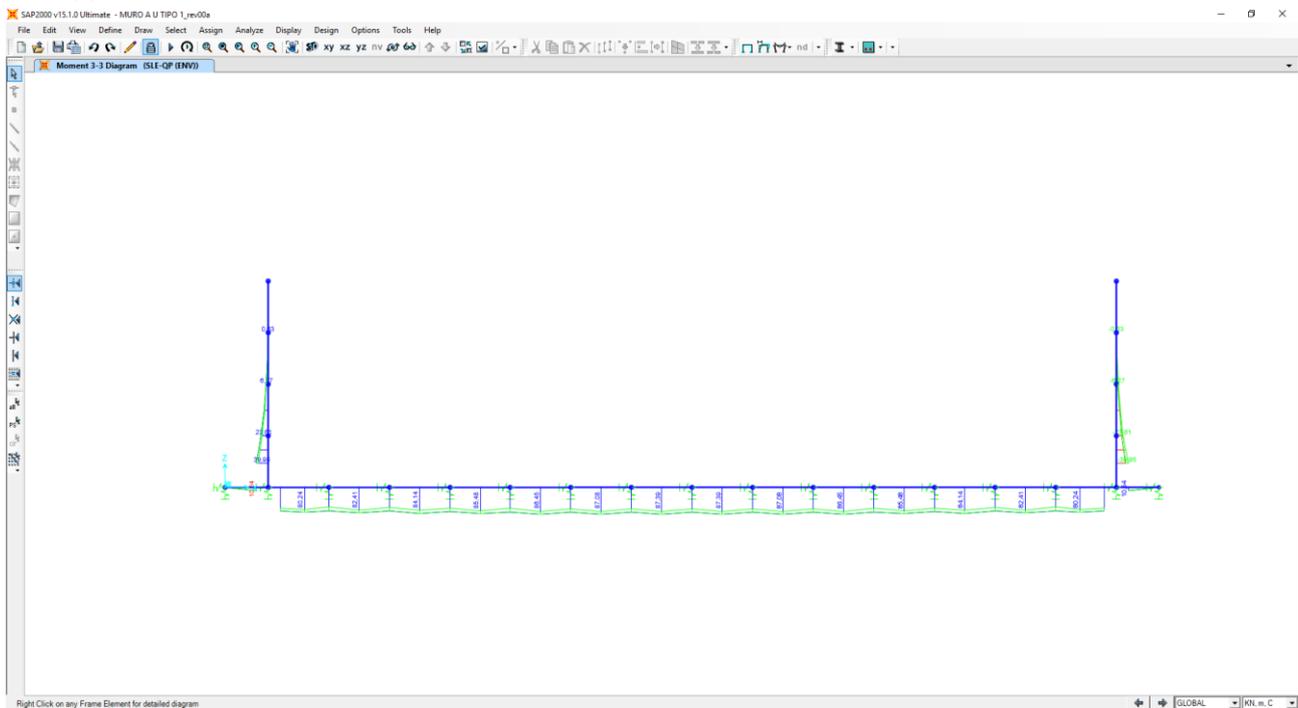
11 MURO A "U" TIPO 1- VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

11.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

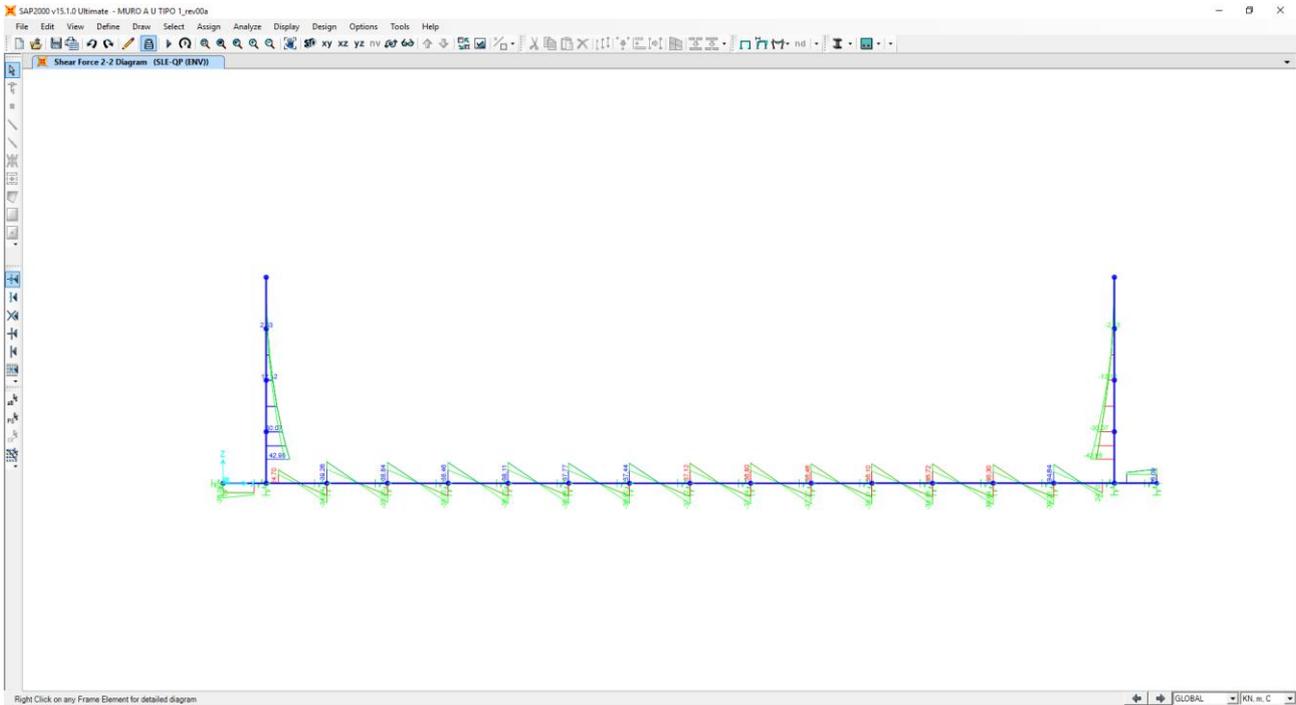
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Quasi Permanenti:



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

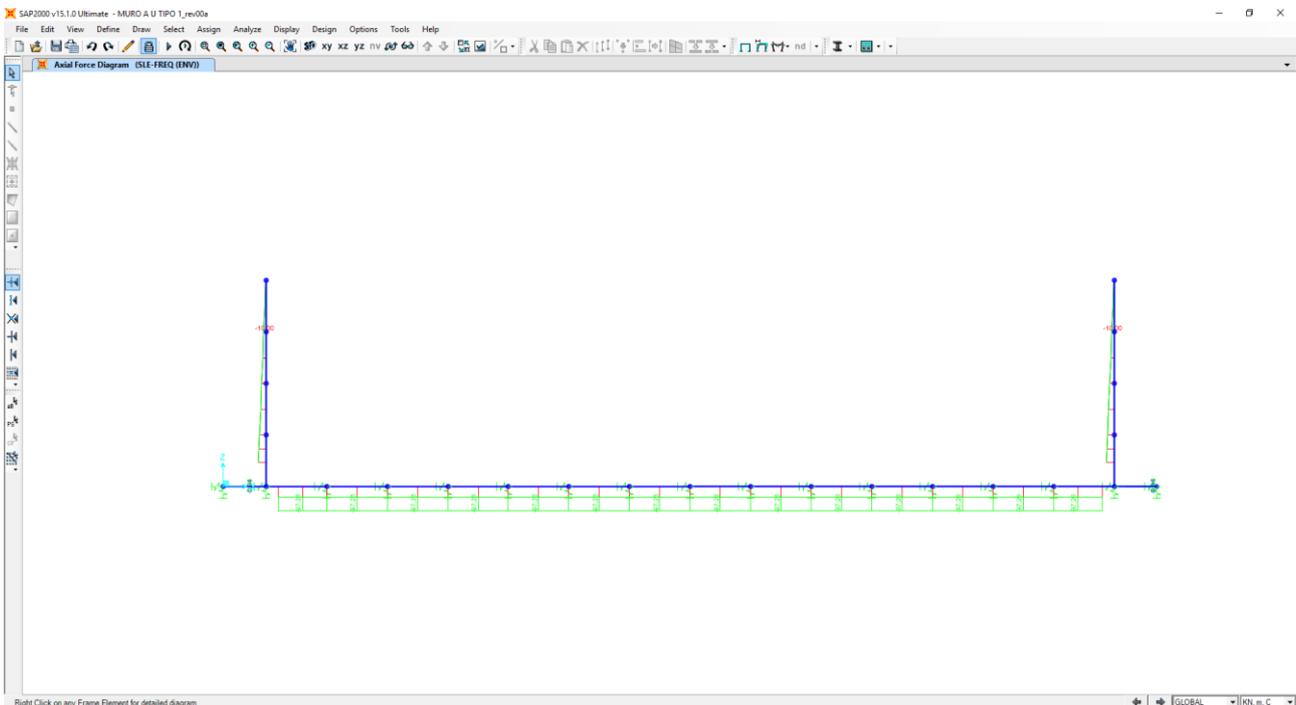


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

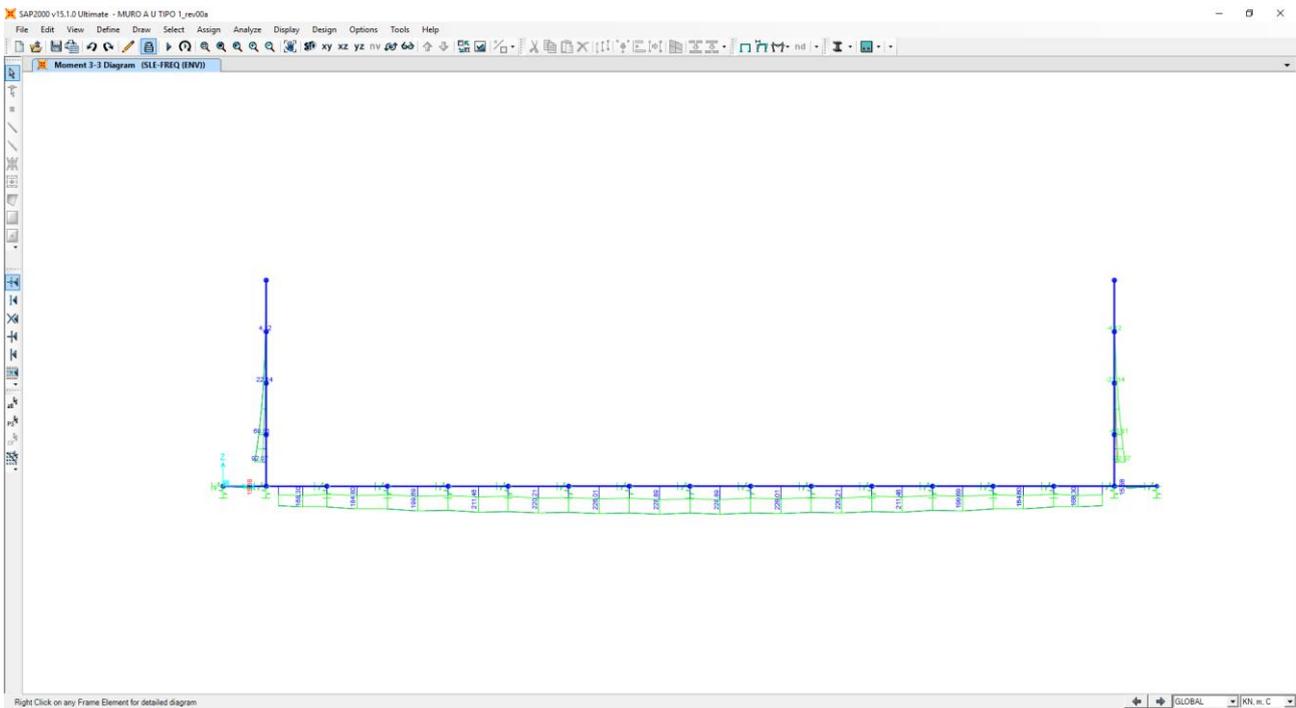


11.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

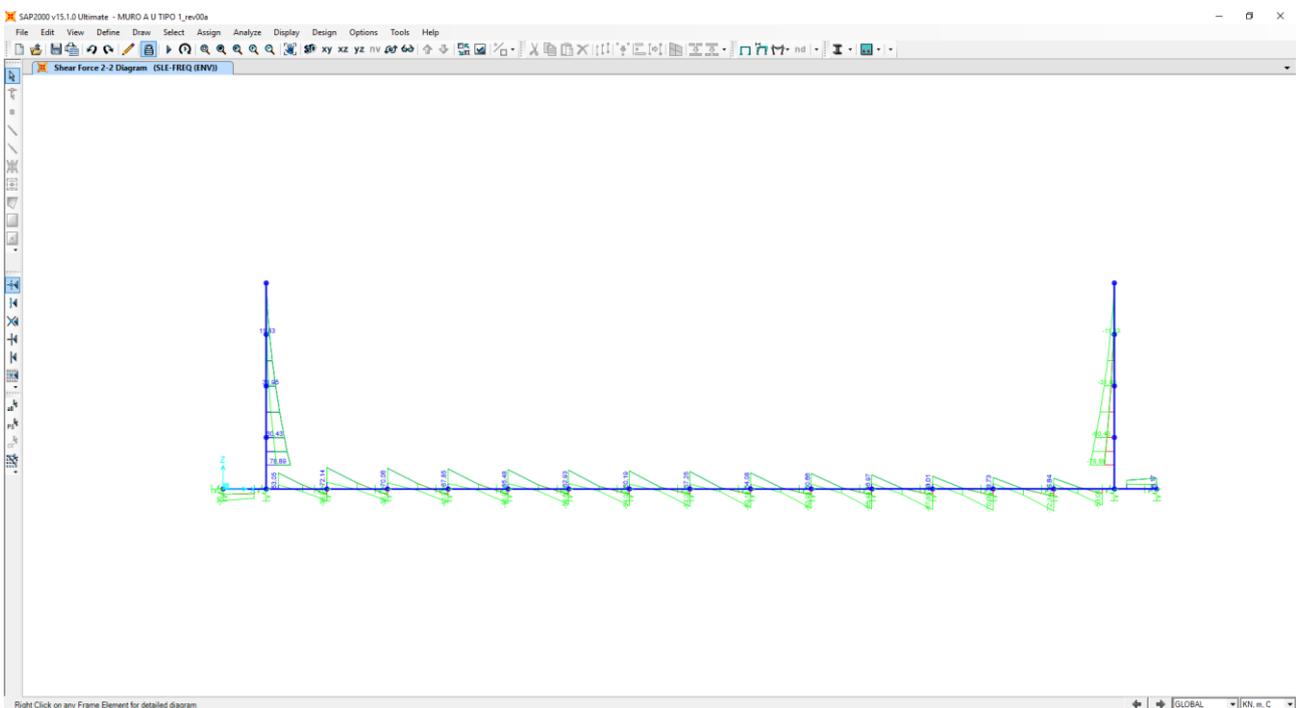
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



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:

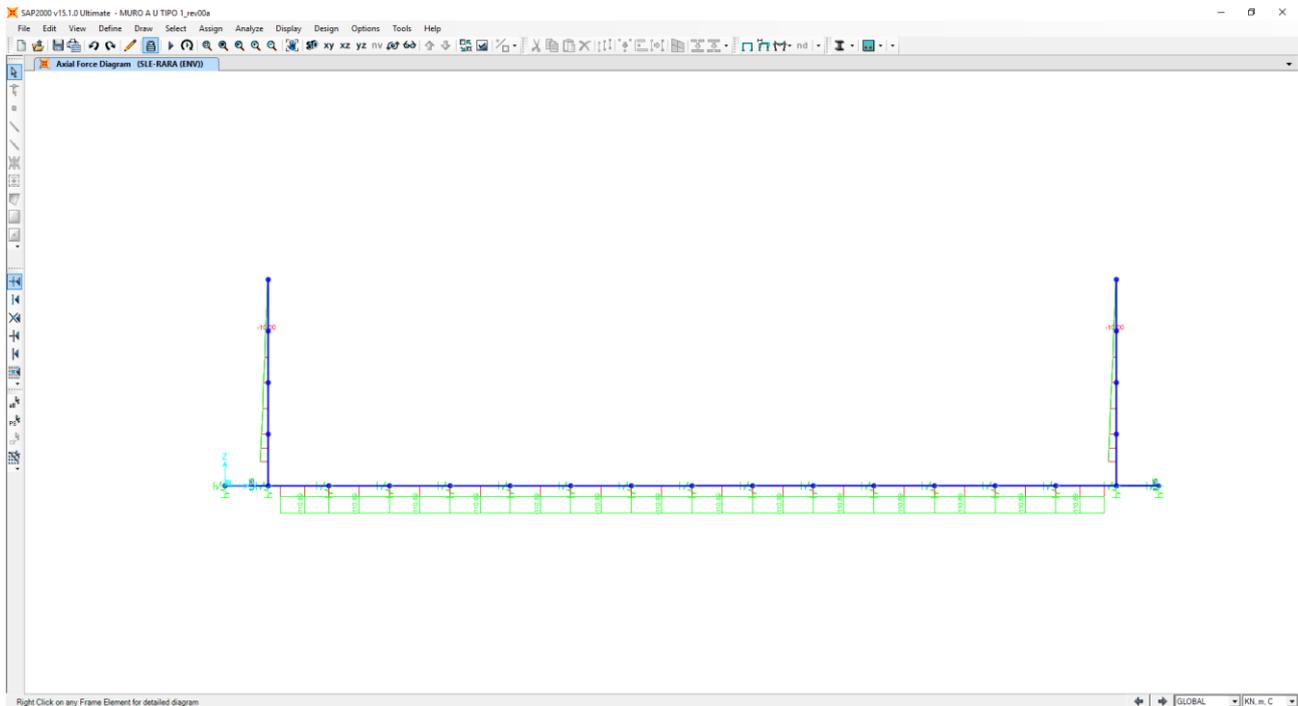


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

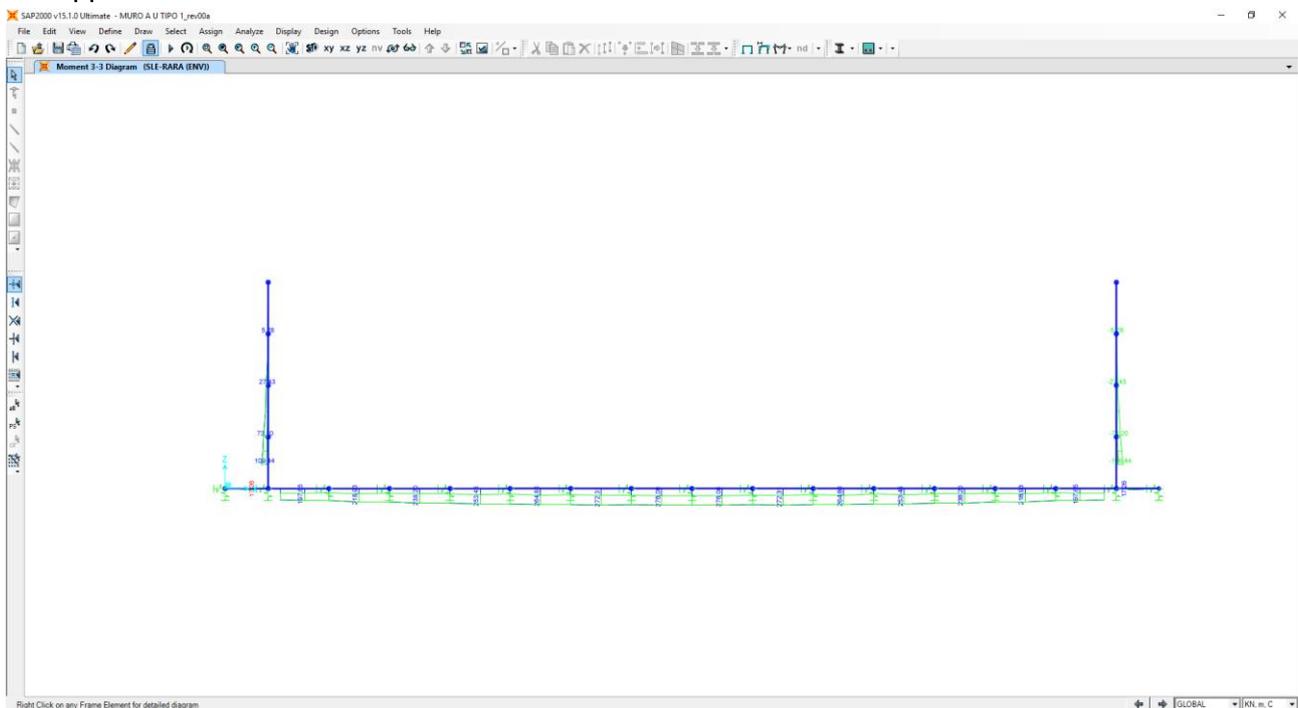


11.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

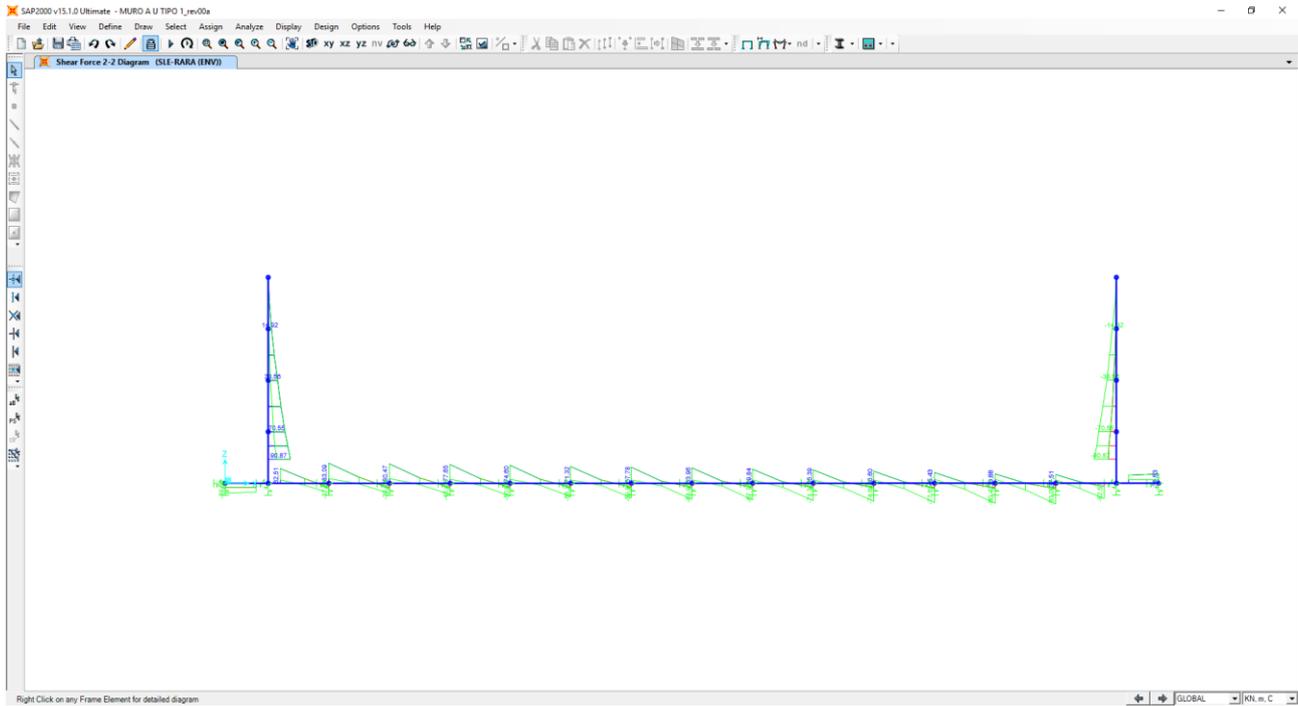
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:



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:

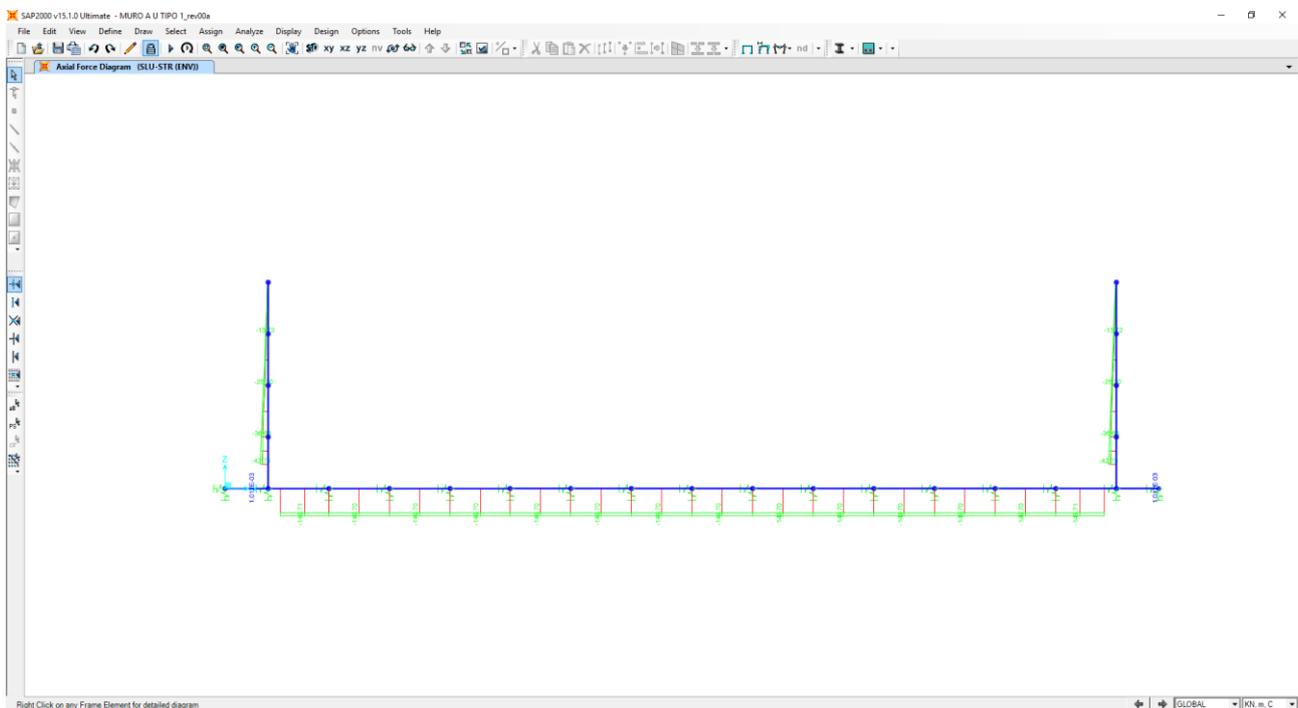


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

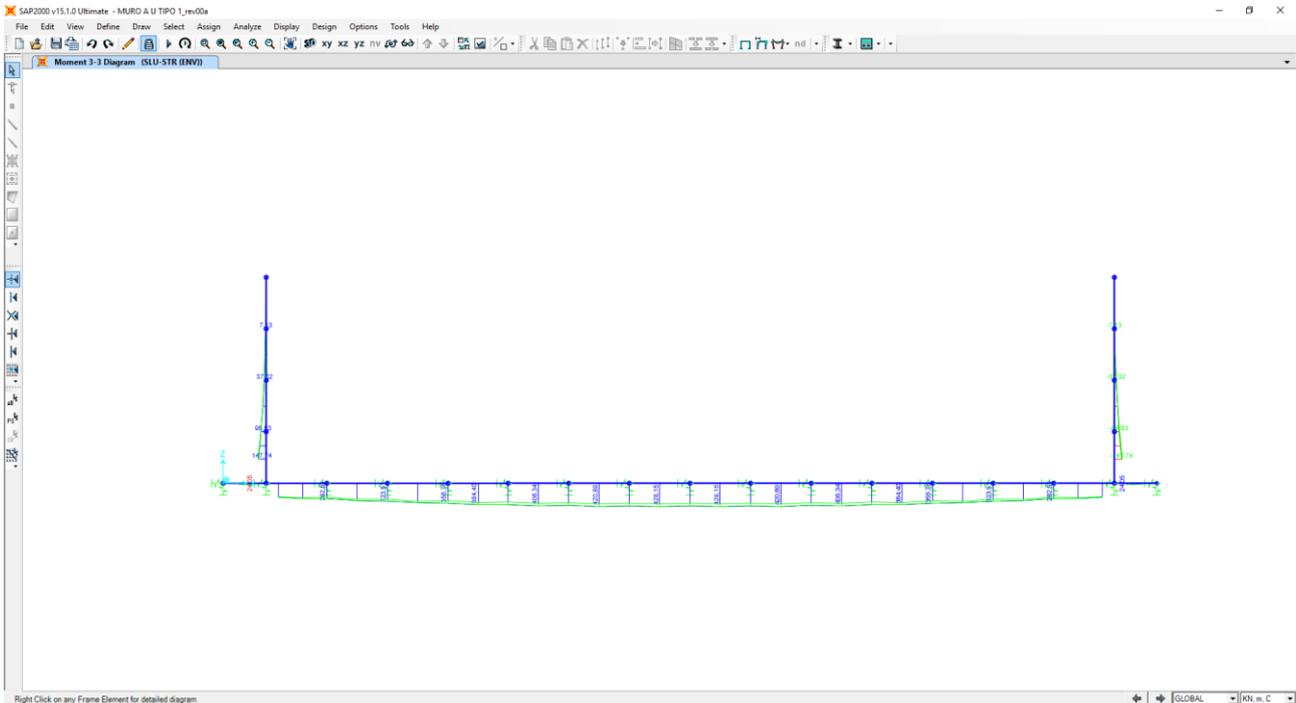


11.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

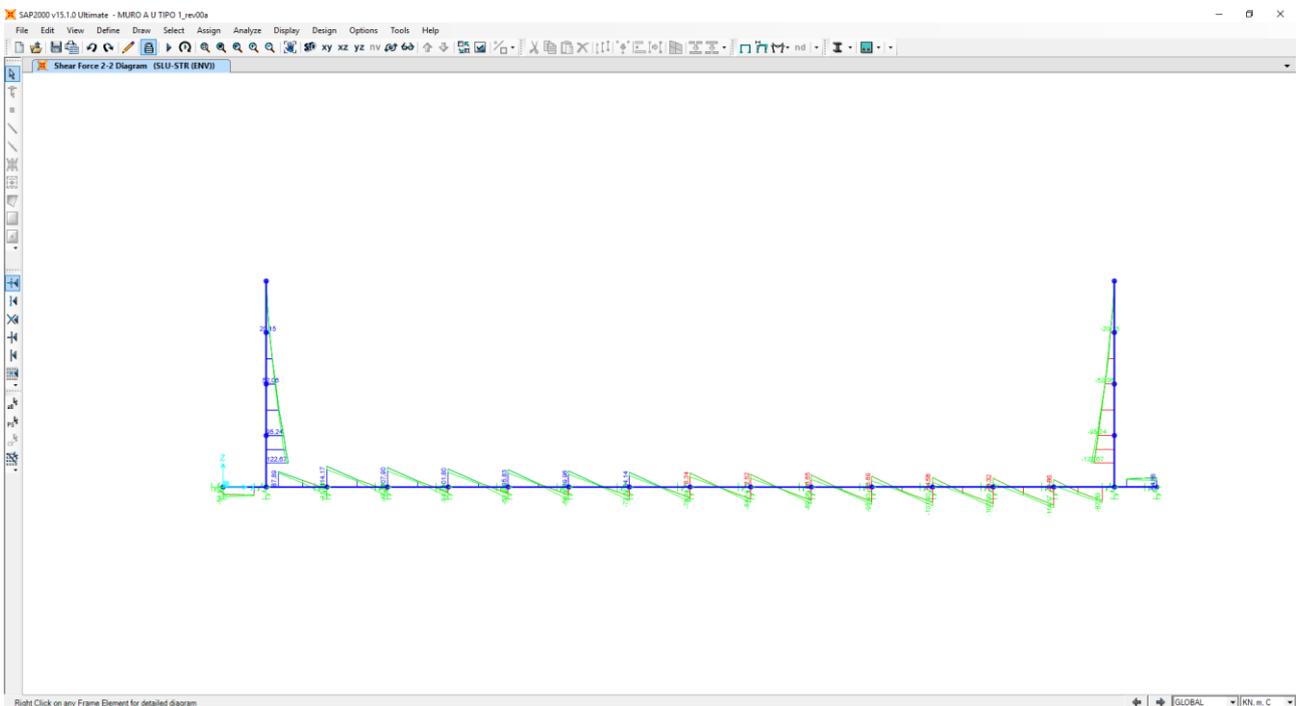
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



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

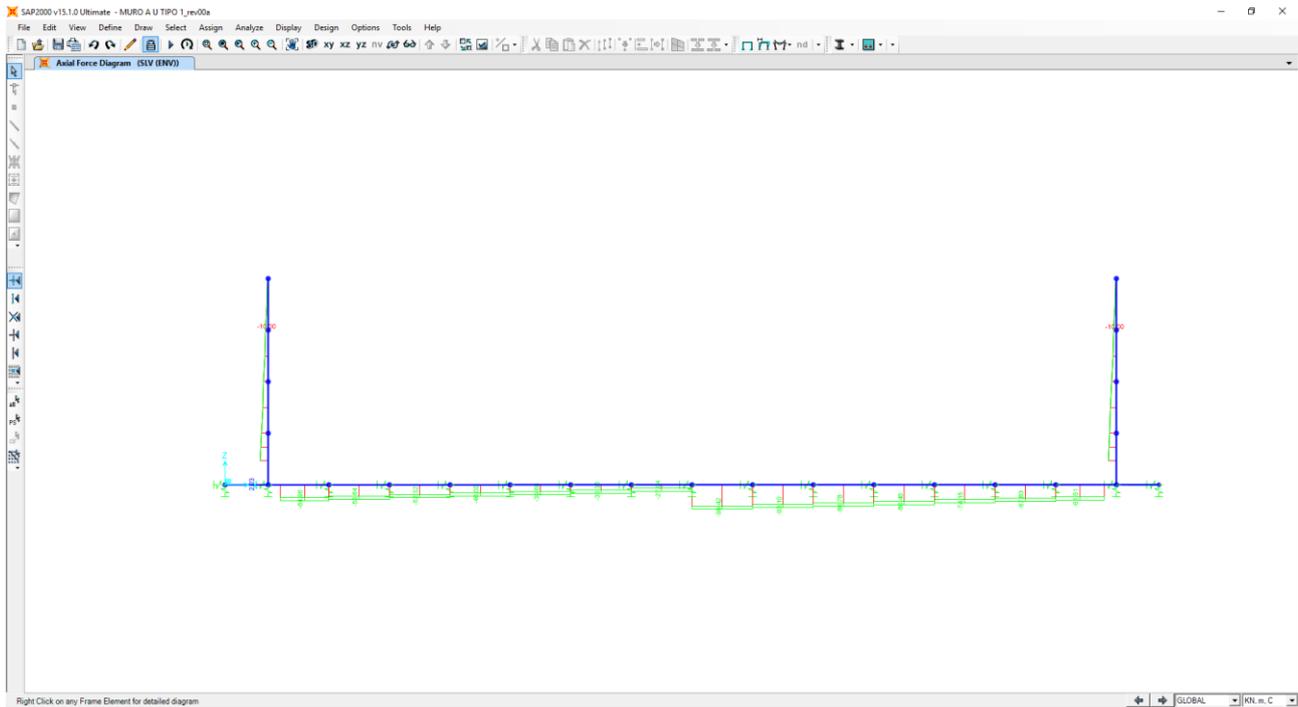


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

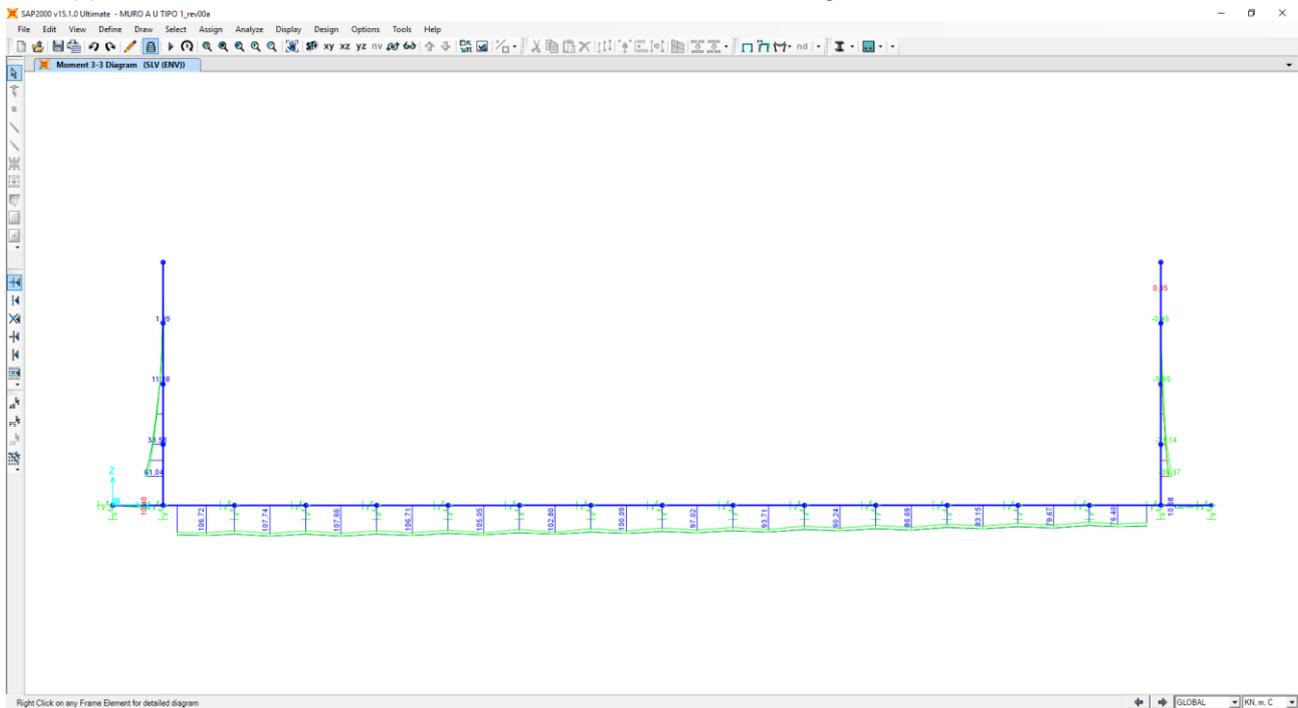


11.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

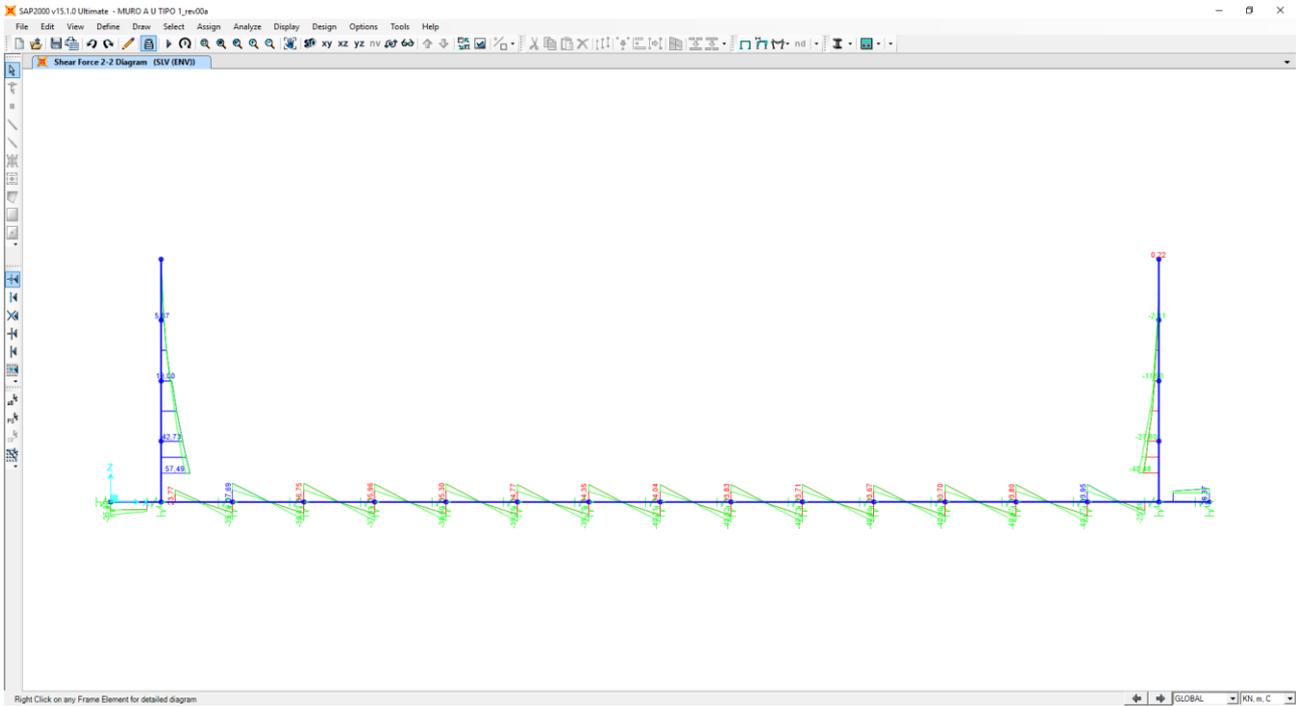
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



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 A "U" TIPO 1- PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI

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	$N_{max} + M + V$	-31,50	-42,95	-39,95
	$N + M_{max} + V$	-31,50	-42,95	-39,95
	$N + M + V_{max}$	-31,50	-42,95	-39,95
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-31,50	-78,89	-92,07
	$N + M_{max} + V$	-31,50	-78,89	-92,07
	$N + M + V_{max}$	-31,50	-78,89	-92,07
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-31,50	-90,87	-109,44
	$N + M_{max} + V$	-31,50	-90,87	-109,44
	$N + M + V_{max}$	-31,50	-90,87	-109,44
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-42,75	-122,67	-147,74
	$N + M_{max} + V$	-32,25	-122,67	-147,74
	$N + M + V_{max}$	-32,25	-122,67	-147,74
SLV	$N_{max} + M + V$	-31,50	-40,48	-36,37
	$N + M_{max} + V$	-31,50	57,49	61,04
	$N + M + V_{max}$	-31,50	57,49	61,04

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 **0,40 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

- **Ø16/20** interni
- **Ø20/20** esterni

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

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

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Sono state comunque disposte spille di legatura **Ø10/20x40**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **45 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 $N_{sd} = 31,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -39,95$ 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 'Tipo Sezione' panel shows 'Rettan.re' selected. The 'Sollecitazioni' panel shows 'S.L.U.' and 'Metodo n' selected, with input values for N_{Ed} (0), M_{xEd} (0), M_{yEd} (0), N (31,50 kN), and M (-39,95 kNm). The 'Materiali' panel shows 'B450C' and 'C25/30' selected, with various material properties like E_{su} , f_{yd} , E_s , E_s/E_c , E_{syd} , $\sigma_{s,adm}$, τ_{co} , and τ_{c1} . The 'P.to applicazione N' panel shows 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' panel shows 'S.L.U.+' and 'S.L.U.-' selected, with 'Metodo n' also selected. The 'Verifica' button is visible, along with 'N* iterazioni: 4' and a 'Precompresso' checkbox.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 2,44 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 75,12 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 31,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -92,07$ kNm.

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

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

Titolo : []

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	6,5
			2	10,05	33,7

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 31,50 kN
 M_{xEd} 0 -92,07 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 -5,588 N/mm²
 σ_s 186,1 N/mm²
 ε_s 0,9305 ‰
 d 33,5 cm
 x 10,4 x/d 0,3105
 δ 0,8282

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,59$ N/mm² < 0,45 f_{ck} = 11,20 N/mm²
- $\sigma_s = 186,10$ 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 $N_{sd} = 31,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -109,44$ kNm.

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

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

Titolo: []

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	6,5
			2	10,05	33,7

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 31,50 kN
 M_{xEd}: 0 -109,44 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: -6,636 N/mm²
 σ_s: 223,1 N/mm²
 ε_s: 1,116 ‰
 d: 33,5 cm
 x: 10,34 x/d: 0,3085
 δ: 0,8256

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,64$ N/mm² < $0,60 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 223,10$ 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.

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

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

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

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	75,12 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	186,10 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	250,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

12.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 32,25$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -147,74$ kNm.

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

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

TITOLO: []

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	6,5
			2	10,05	33,7

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 32,25 kN
 M_{Ed} -147,74 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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

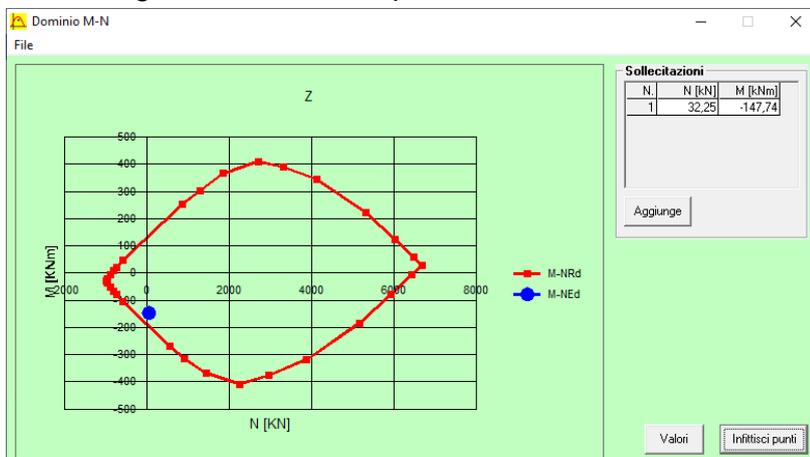
Calcoli
 M_{Rd} -197,8 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 16,13 ‰
 d 33,5 cm
 x 5,972 x/d 0,1783
 δ 0,7

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

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -197,80 \text{ kNm} > M_{Sd} = 147,74 \text{ kNm}$$

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 $V_{S,d} = 122,67$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	35,50	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="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:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	122,67	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	20	3,14	15,70
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				15,70

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{\min} :	v_{\min}	0,405	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0044	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	165,91	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,35	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

13 MURI A "U" TIPO 1– ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

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	$N_{\max} + M + V$	-56,37	-21,46	75,52
	$N + M_{\max} + V$	-56,36	0,16	87,39
	$N_{\max} + M + V_{\max}$	-43,06	-39,26	63,16
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{\max} + M + V$	-97,26	-18,89	166,95
	$N + M_{\max} + V$	-97,26	1,45	228,89
	$N_{\max} + M + V_{\max}$	-48,91	-72,14	89,53
SLE RARE	$N_{\max} + M + V$	-110,89	-18,03	197,43
	$N + M_{\max} + V$	-110,89	1,88	276,06
	$N_{\max} + M + V_{\max}$	-50,87	-83,09	98,33
SLU STR	$N_{\max} + M + V$	-149,71	-10,33	282,51
	$N + M_{\max} + V$	-149,70	3,65	428,15
	$N_{\max} + M + V_{\max}$	-131,75	-114,17	256,30
SLV	$N_{\max} + M + V$	-99,42	-27,11	89,49
	$N + M_{\max} + V$	-58,64	0,39	107,74
	$N_{\max} + M + V_{\max}$	-67,16	-40,90	66,68

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 **0,40 m**.

L'armatura trasversale è costituita da:

- **Ø16/20** superiori
- **Ø20/20** inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

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

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti **Ø16/40x80**. 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 $N_{sd} = 56,36$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 87,39$ 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	80	1	10,05	6,4
			2	15,71	75

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 56,36 kN
 M_{xEd} 0 87,39 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

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

Materiali

B450C C25/30

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

σ_c -1,467 N/mm²
 σ_s 63,55 N/mm²

Verifica

Metodo di calcolo

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

ϵ_s 0,3178 ‰
 d 75 cm
 x 19,29 x/d 0,2571
 δ 0,7614

N° iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 1,48$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 63,55$ 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 $N_{Sd} = 97,26$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 228,89$ 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	80	1	10,05	6,4
			2	15,71	75

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

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

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 97,26 kN
 M_{xEd} 0 228,89 kNm
 M_{yEd} 0 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 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 -3,817 N/mm²
 σ_s 180,8 N/mm²

ε_s 0,9041 ‰
 d 75 cm
 x 18,04 x/d 0,2405
 δ 0,7406

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,82$ N/mm² < 0,45 f_{ck} = 11,20 N/mm²
- $\sigma_s = 180,80$ 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 $N_{sd} = 110,89$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 276,06$ kNm.

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

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	6,4
2	15,71	75
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** S.L.U. +
- 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:** $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$, $\tau_{co} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$
- Stress Results:** $\sigma_c = -4,599$ N/mm², $\sigma_s = 219,9$ N/mm²
- Other Parameters:** $\epsilon_s = 1,1$ ‰, $d = 75$ cm, $x = 17,91$, $x/d = 0,2388$, $\delta = 0,7385$
- Buttons:** Verifica, N° iterazioni: 5, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,60$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 219,90$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

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

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

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	63,55	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	180,80	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	250,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

13.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 149,70$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 428,15$ 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	80	1	10,05	6,4
			2	15,71	75

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 149,70 kN
 M_{Ed} 428,15 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro
 xN 0
 yN 0

Materiali: B450C, C25/30

M_{xRd} 499,6 kNm

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_s 3,5 ‰
 ε_s 36,72 ‰
 d 75 cm
 x 6,527 x/d 0,08703
 δ 0,7

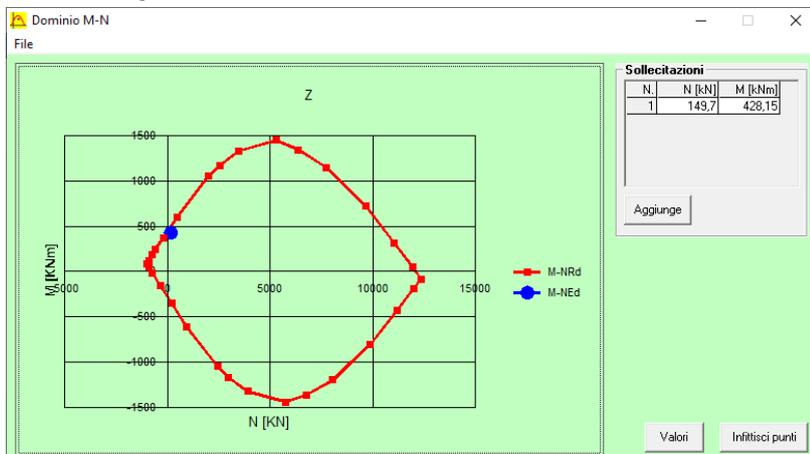
Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n
 Tipo flessione: Retta

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 499,60$ kNm > $M_{Sd} = 428,15$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 114,17$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	80,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	76,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="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:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	114,17	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	20	3,14	15,70
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				15,70

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

$$V_{R,d} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Coefficiente k:	k	1,51	
Coefficiente v_{\min} :	v_{\min}	0,325	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0021	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	247,02	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,16	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

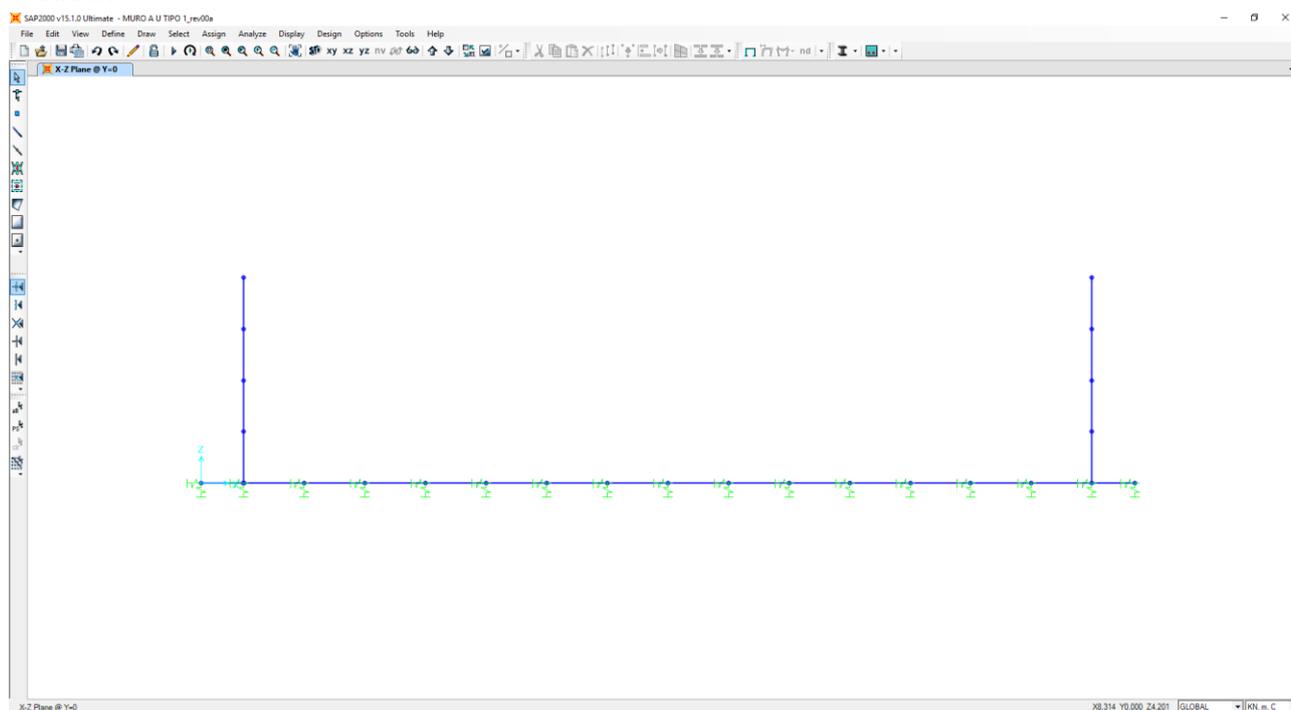
14 MURO A "U" TIPO 2 – MODELLO DI CALCOLO

14.1 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.

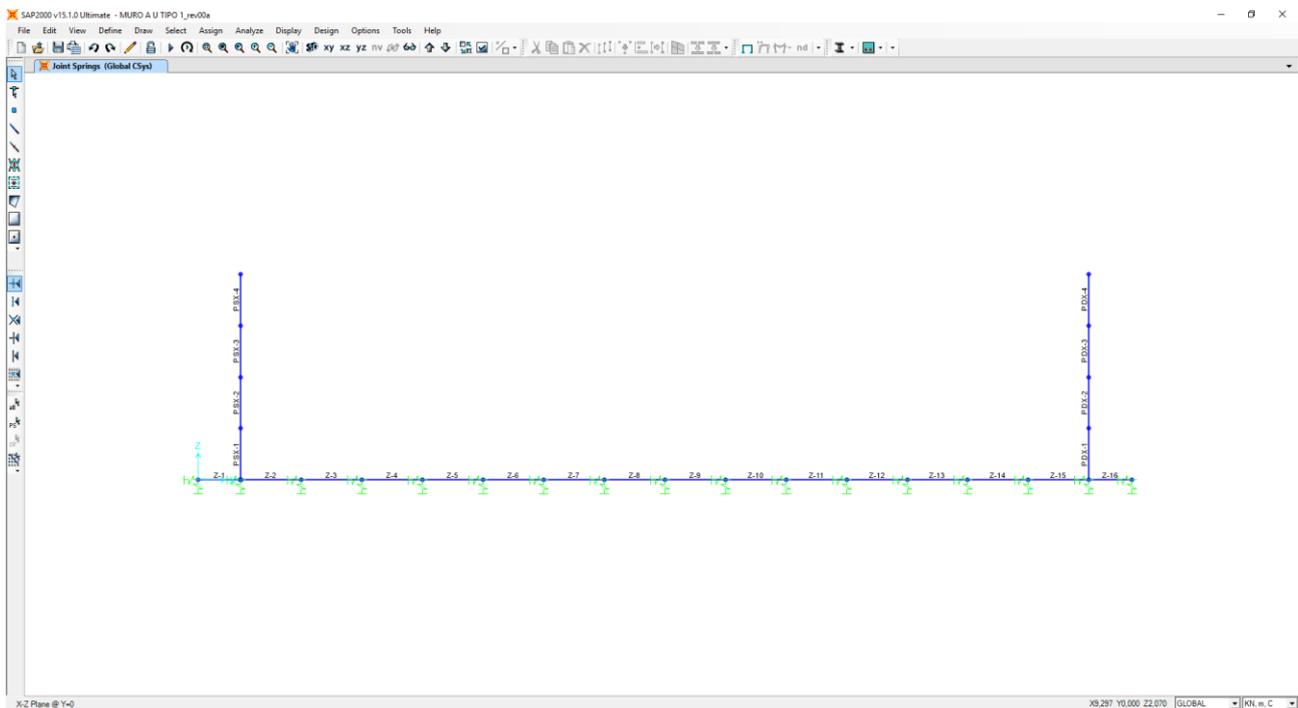
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo "beam" ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

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



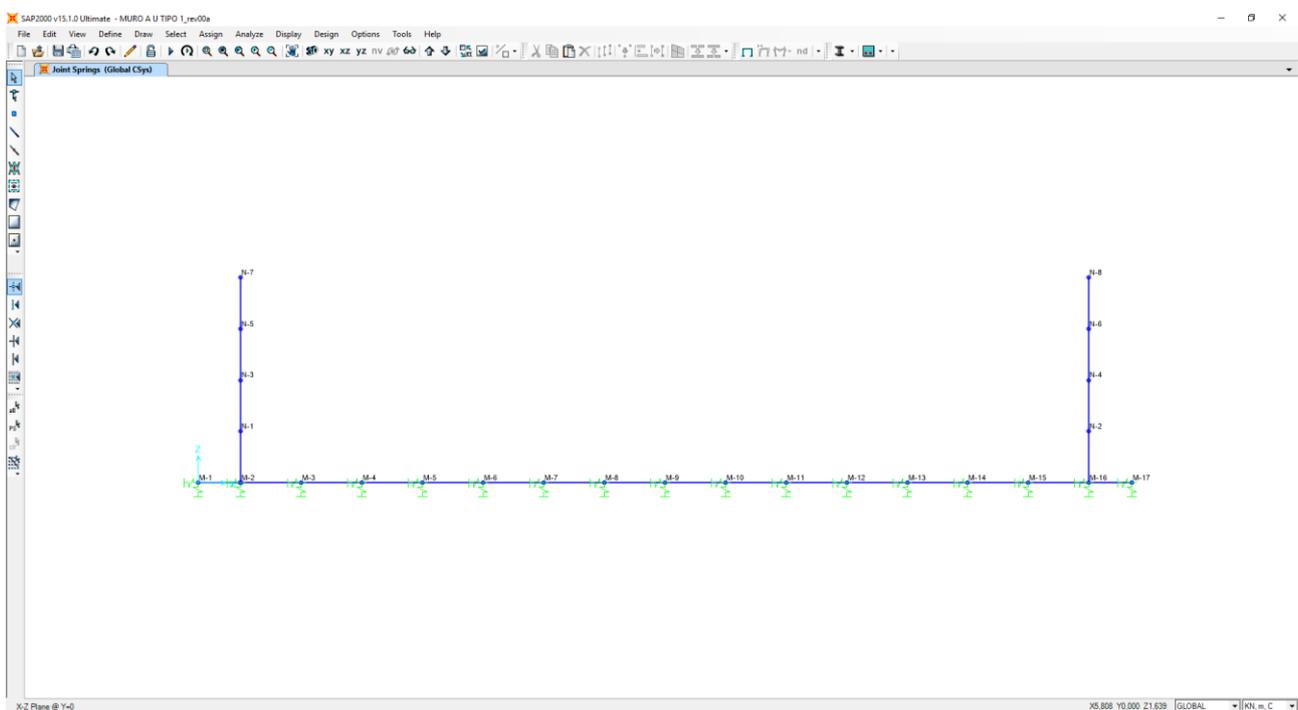
14.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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



14.3 NUMERAZIONE DEI NODI

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



14.4 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	0,700
M2	M3	0,993
M3	M4	0,993
M4	M5	0,993
M5	M6	0,993
M6	M7	0,993
M7	M8	0,993
M8	M9	0,993
M9	M10	0,993
M10	M11	0,993
M11	M12	0,993
M12	M13	0,993
M13	M14	0,993
M14	M15	0,993
M15	M16	0,993
M16	M17	0,700

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,350	5.250,00
M2	0,847	12.697,50
M3	0,993	14.895,00
M4	0,993	14.895,00
M5	0,993	14.895,00
M6	0,993	14.895,00
M7	0,993	14.895,00
M8	0,993	14.895,00
M9	0,993	14.895,00
M10	0,993	14.895,00
M11	0,993	14.895,00
M12	0,993	14.895,00
M13	0,993	14.895,00
M14	0,993	14.895,00
M15	0,993	14.895,00
M16	0,847	12.697,50
M17	0,350	5.250,00

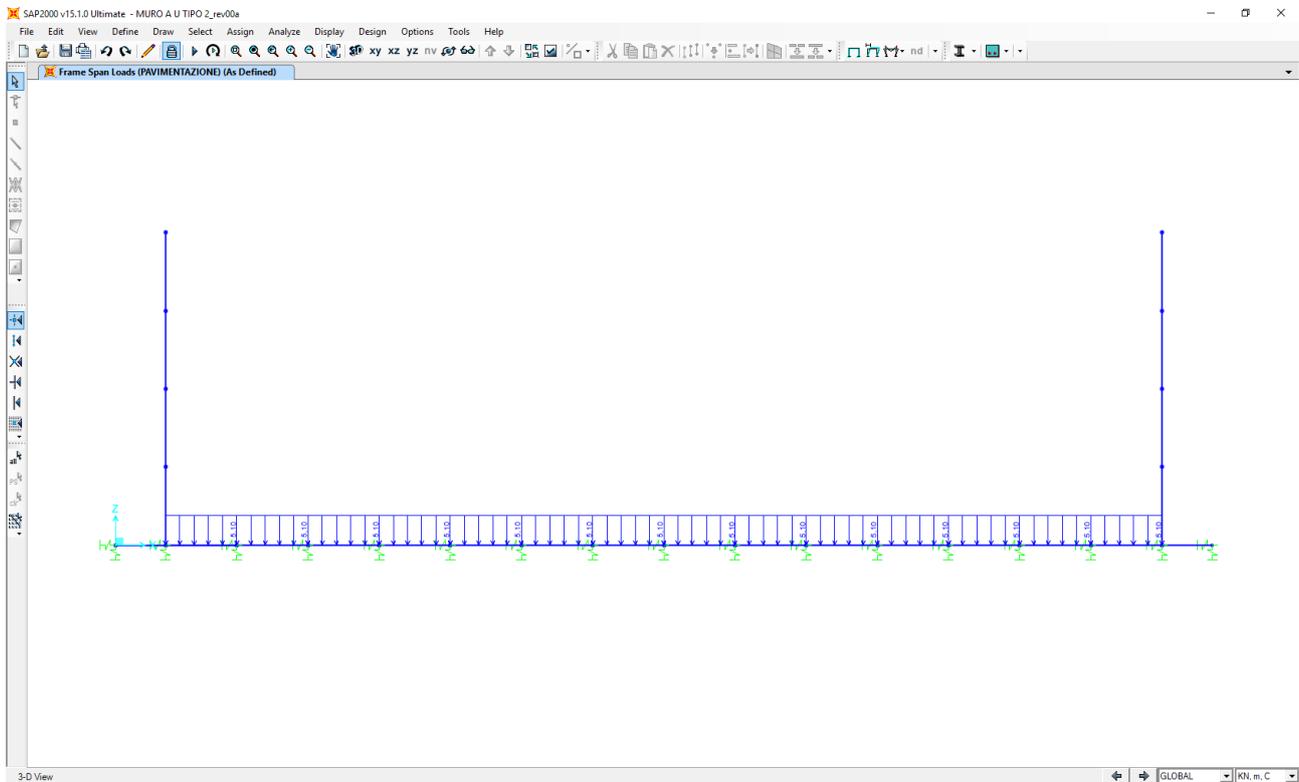
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

14.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

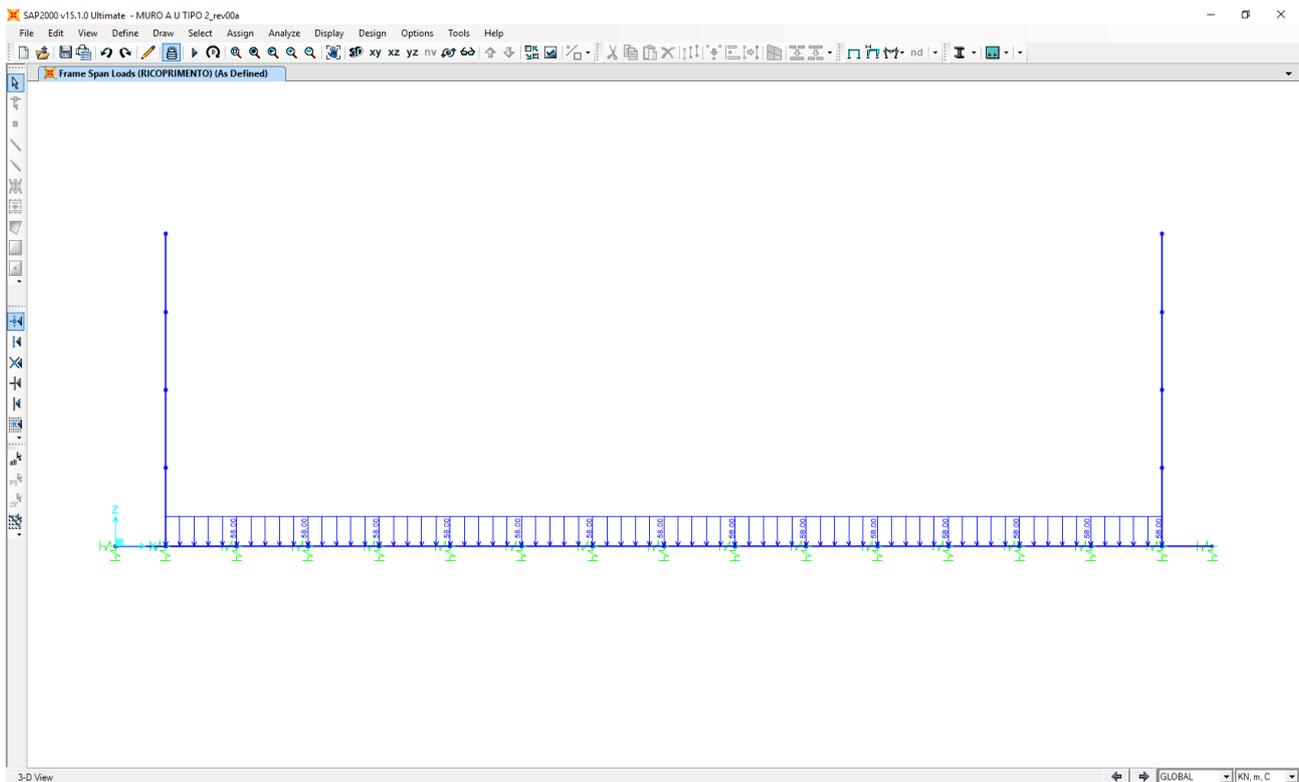
14.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

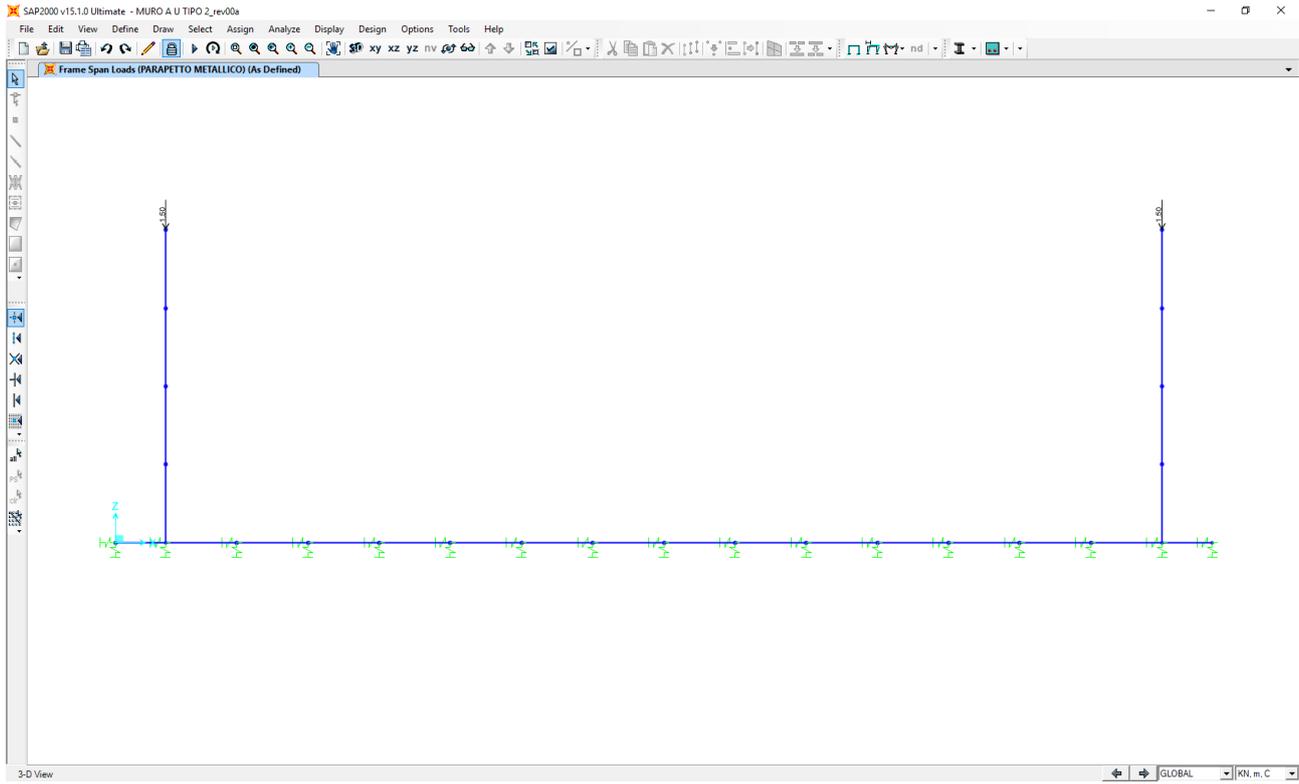
14.5.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE



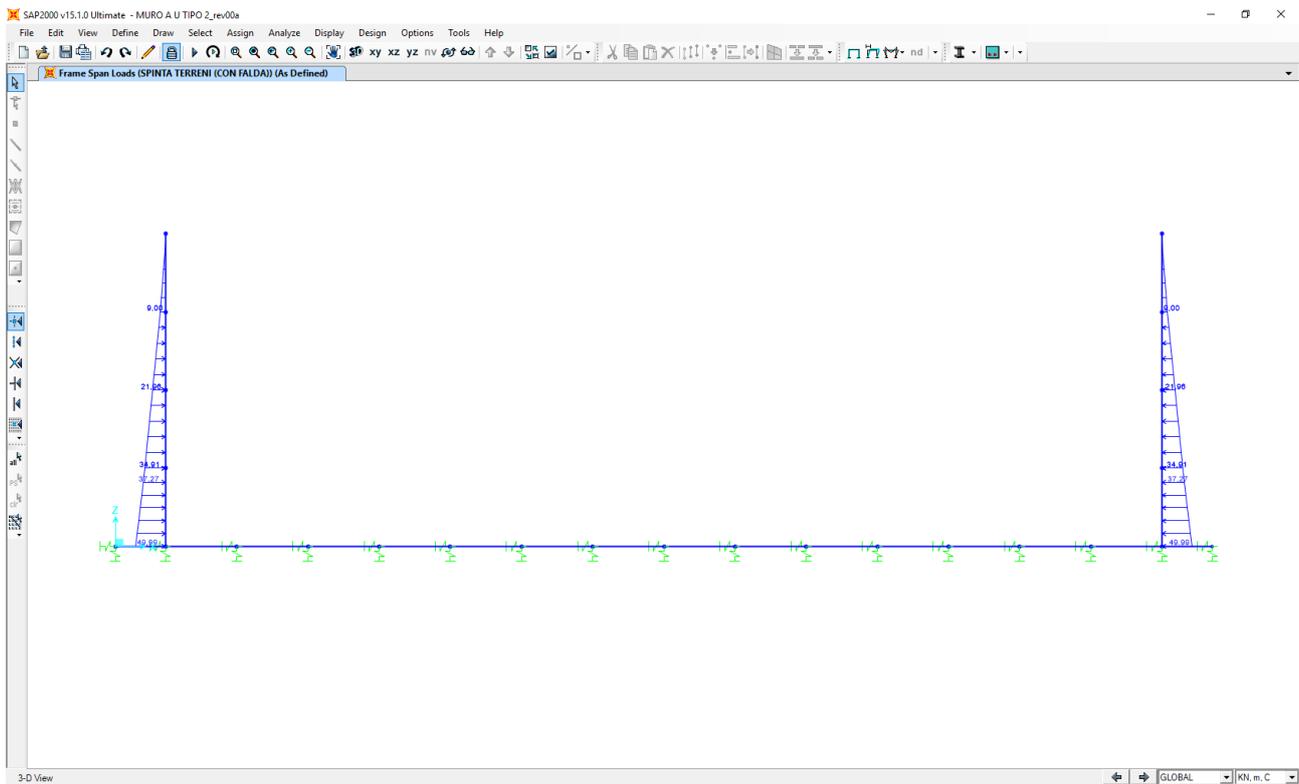
14.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



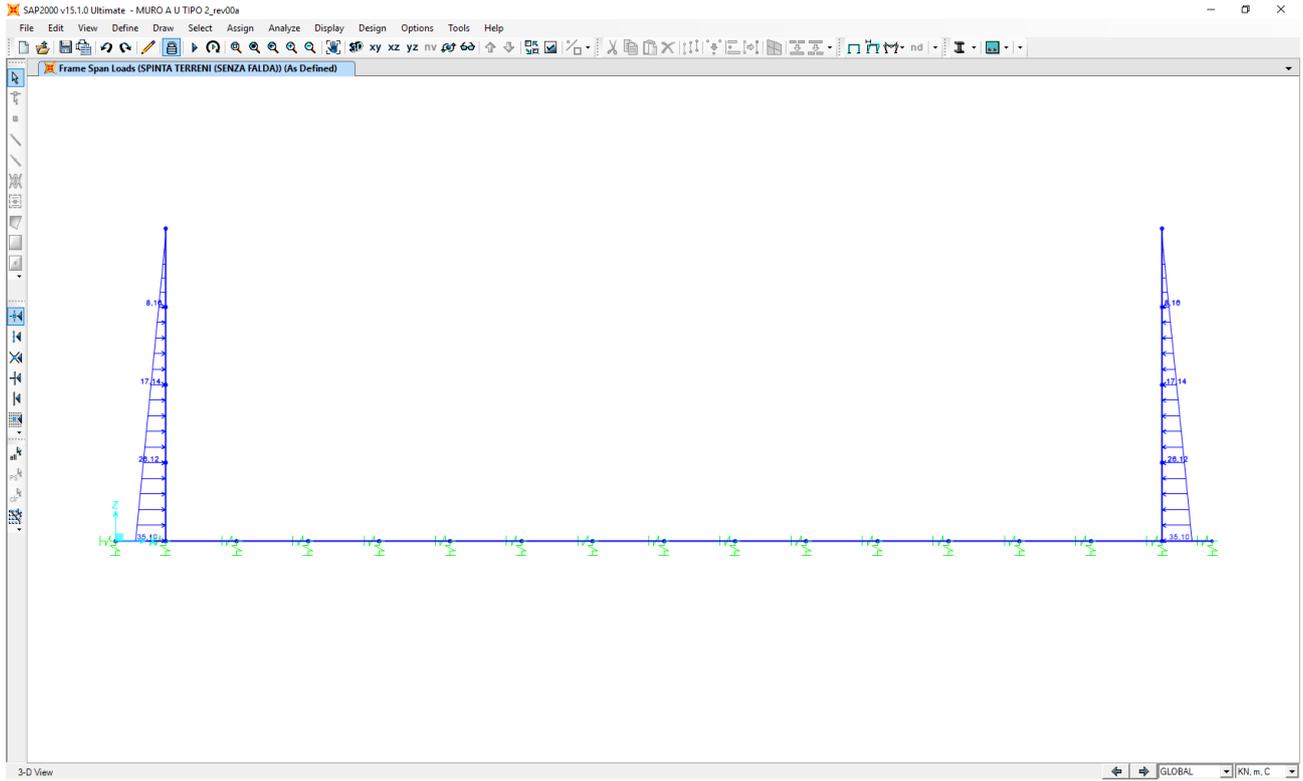
14.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



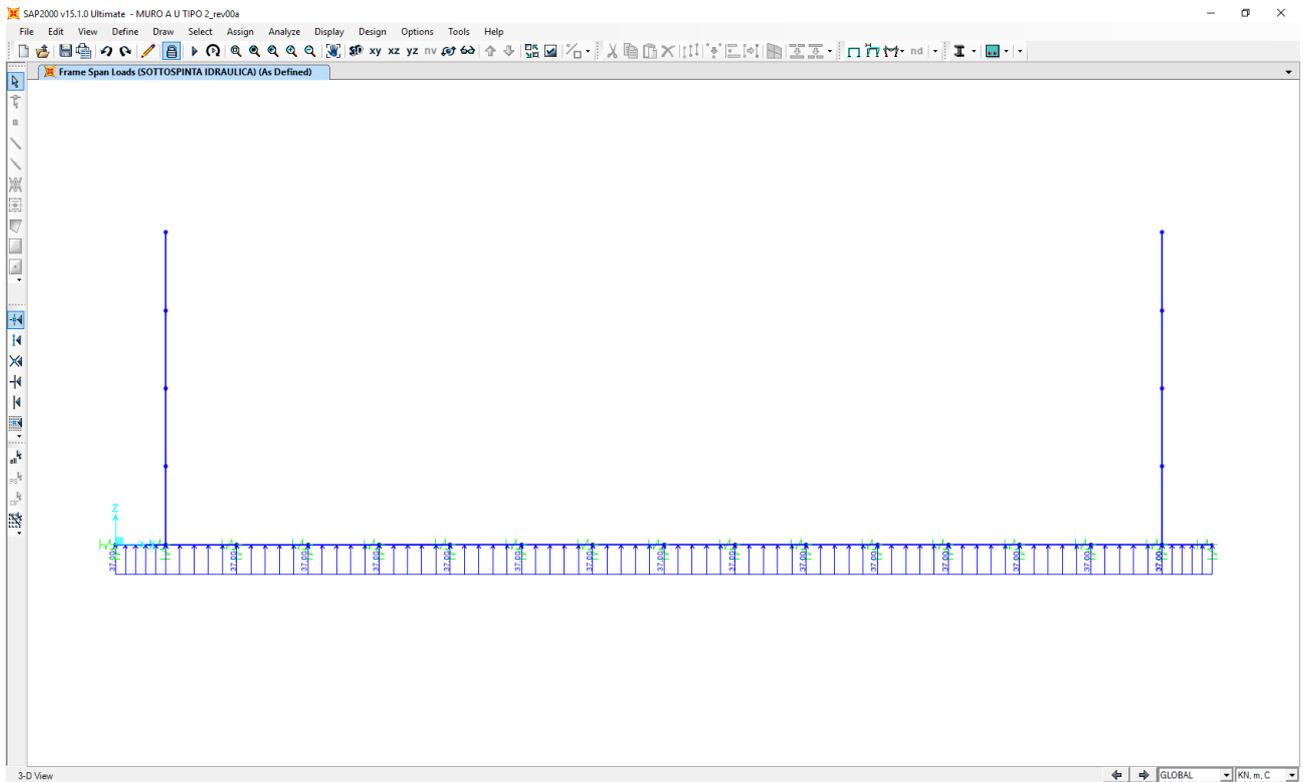
14.5.5 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA PRESENTE



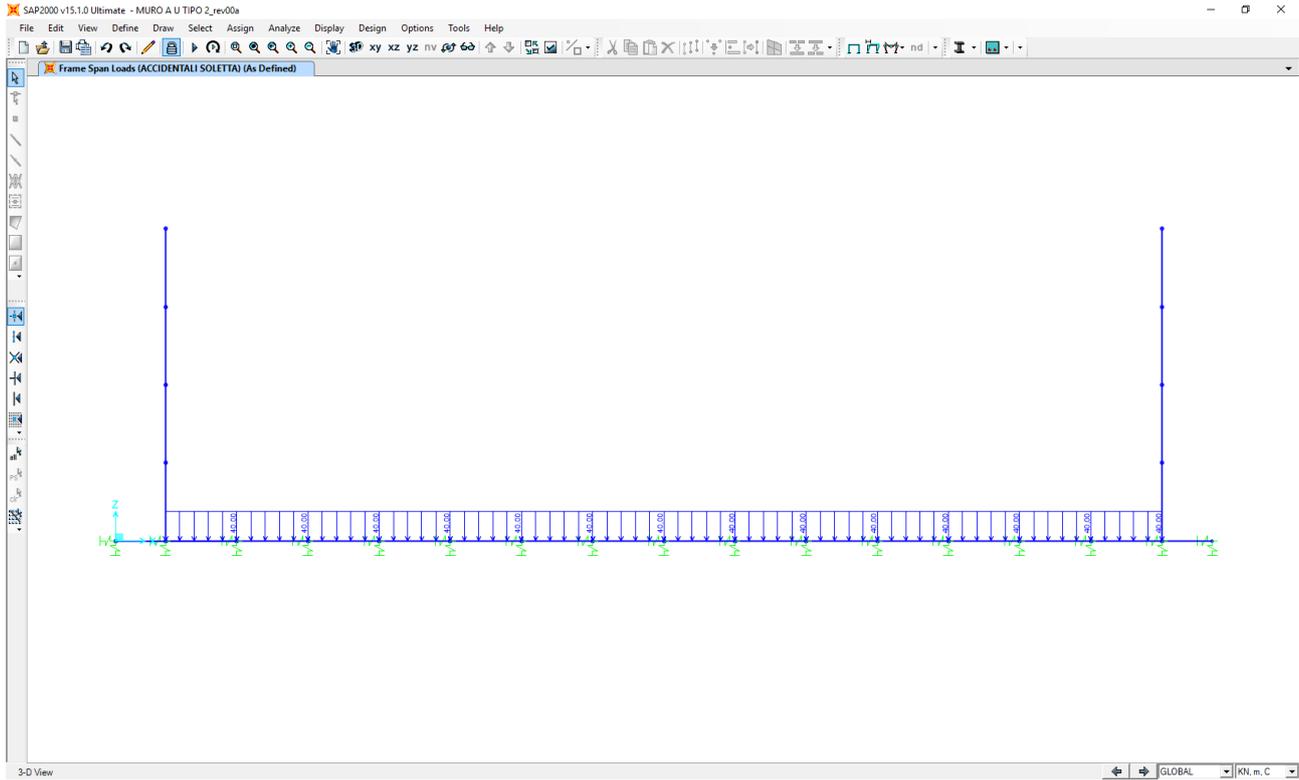
14.5.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA ASSENTE



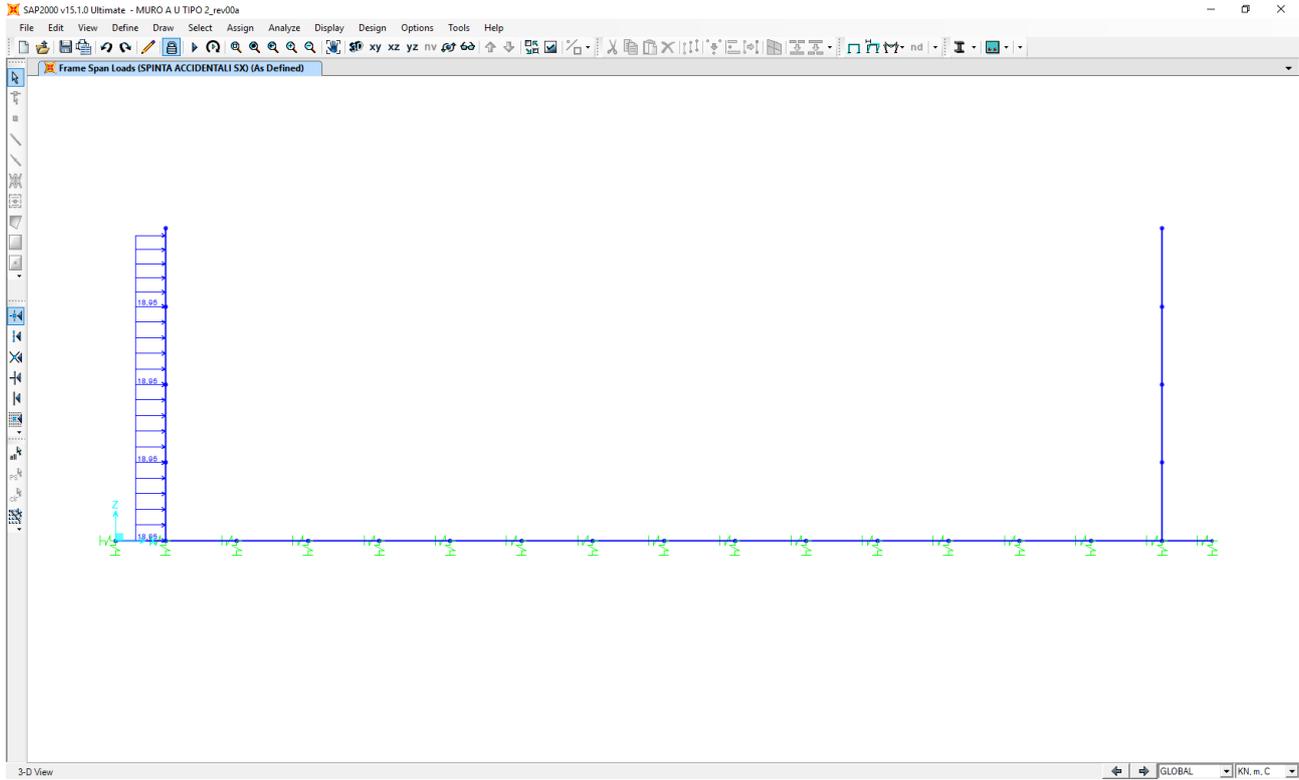
14.5.7 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA



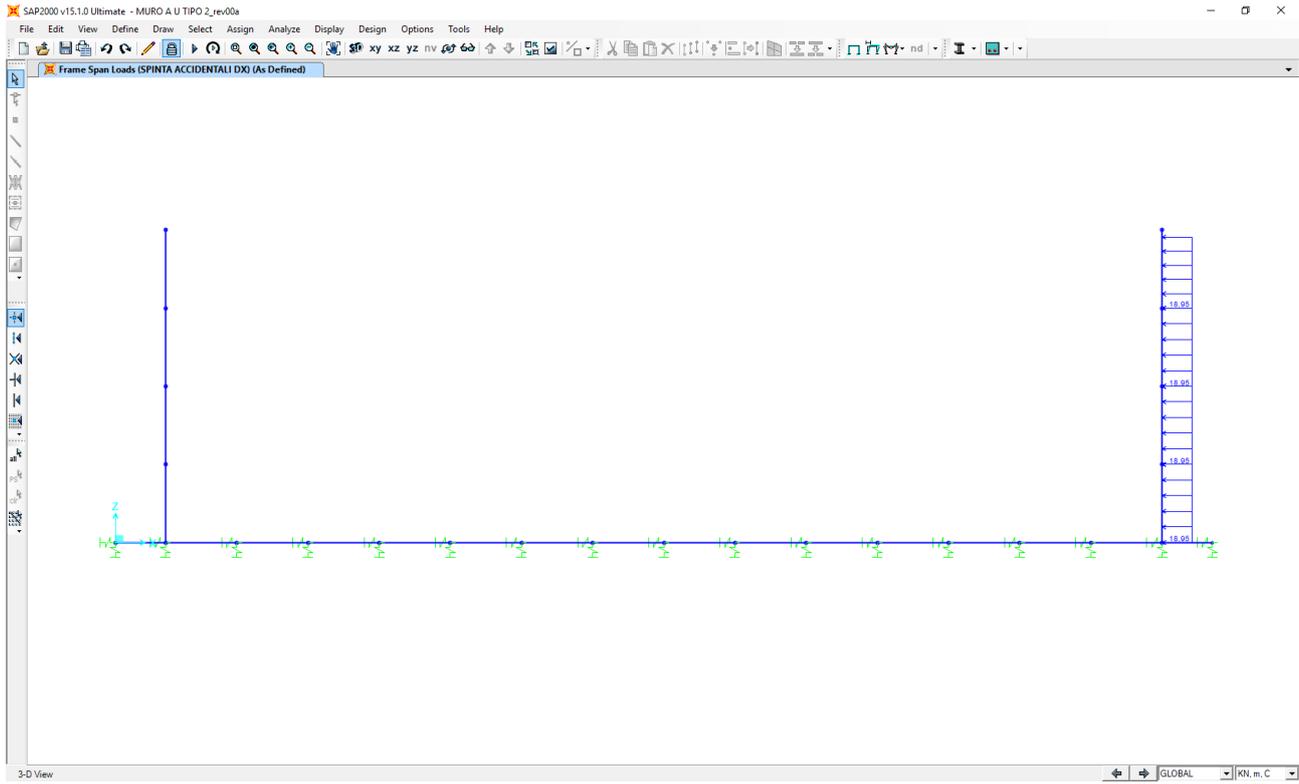
14.5.8 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



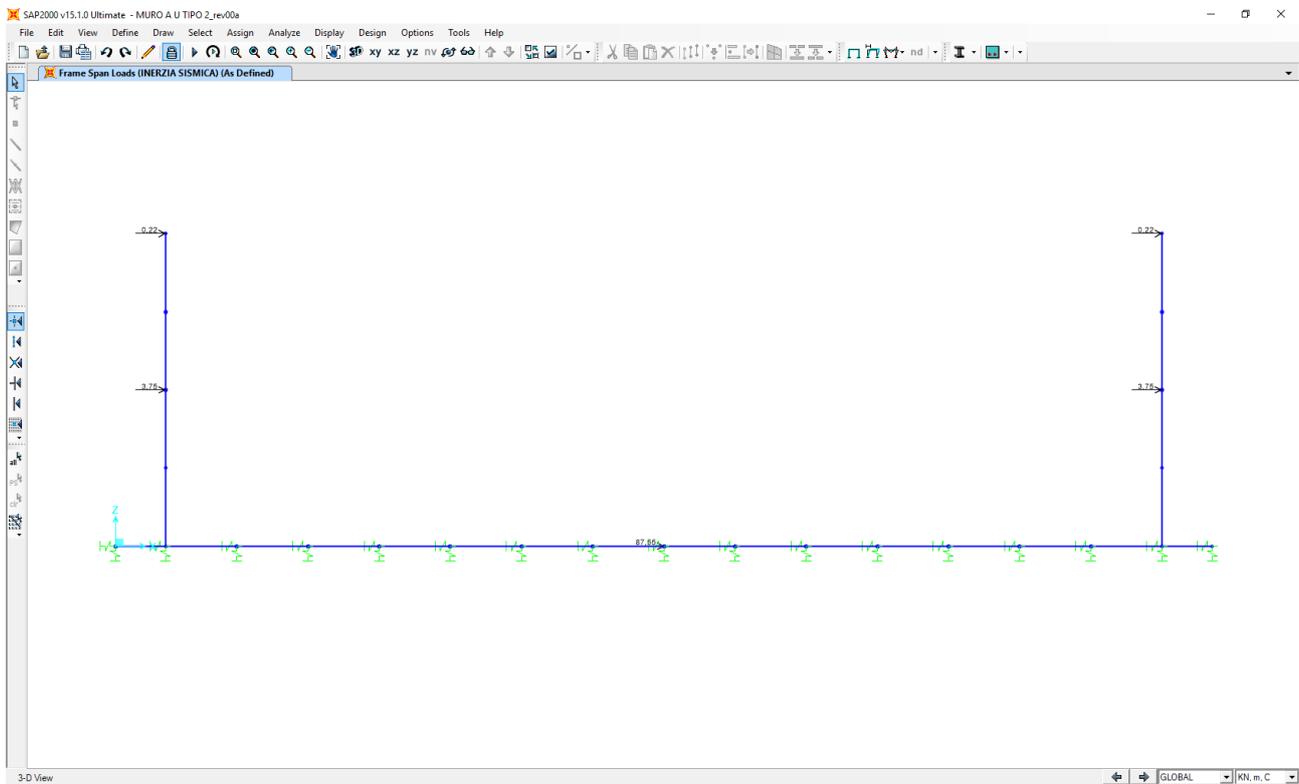
14.5.9 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



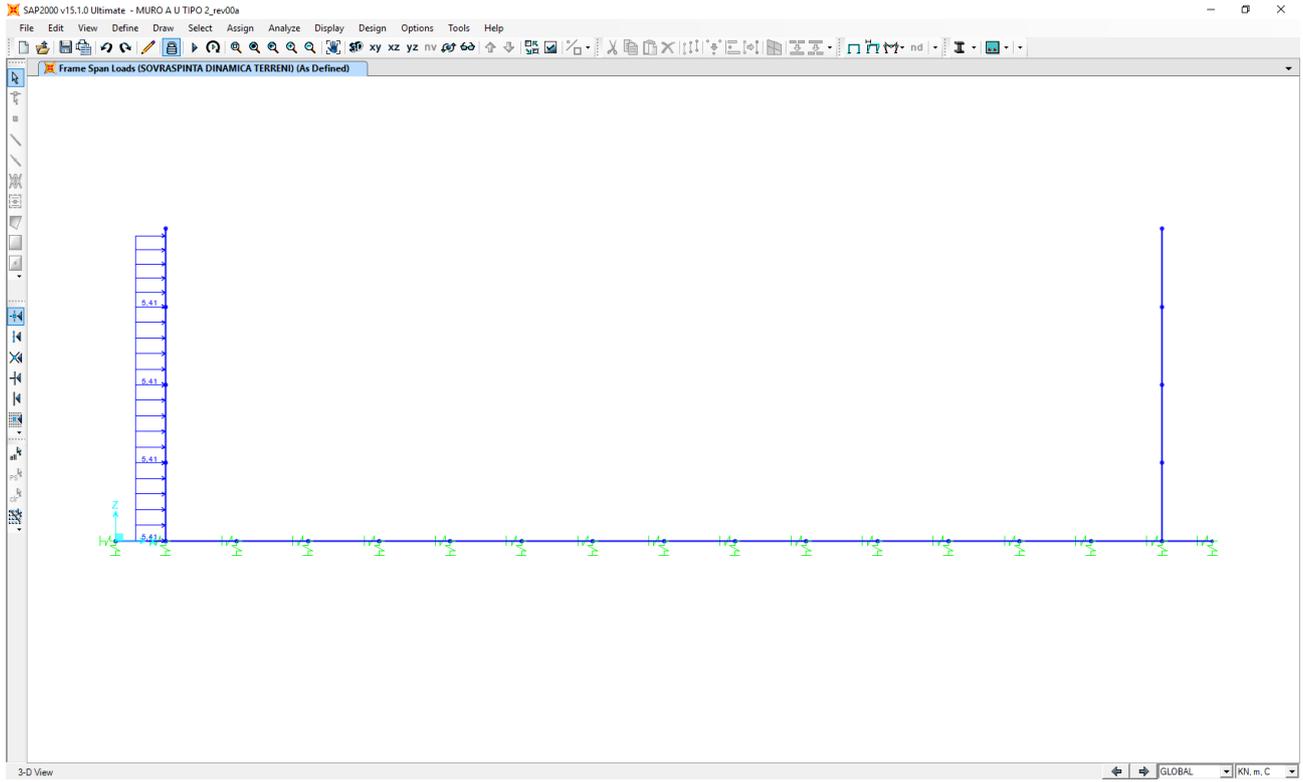
14.5.10 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



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



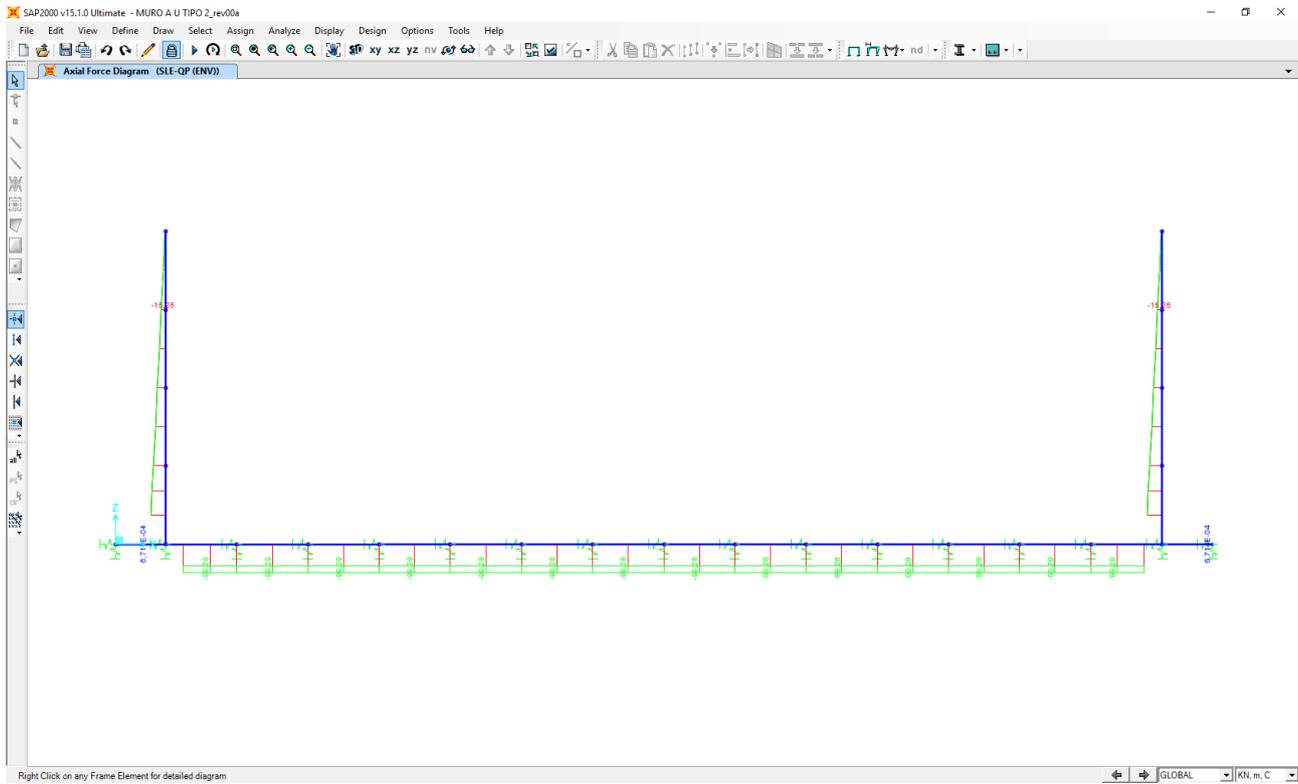
14.5.12 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



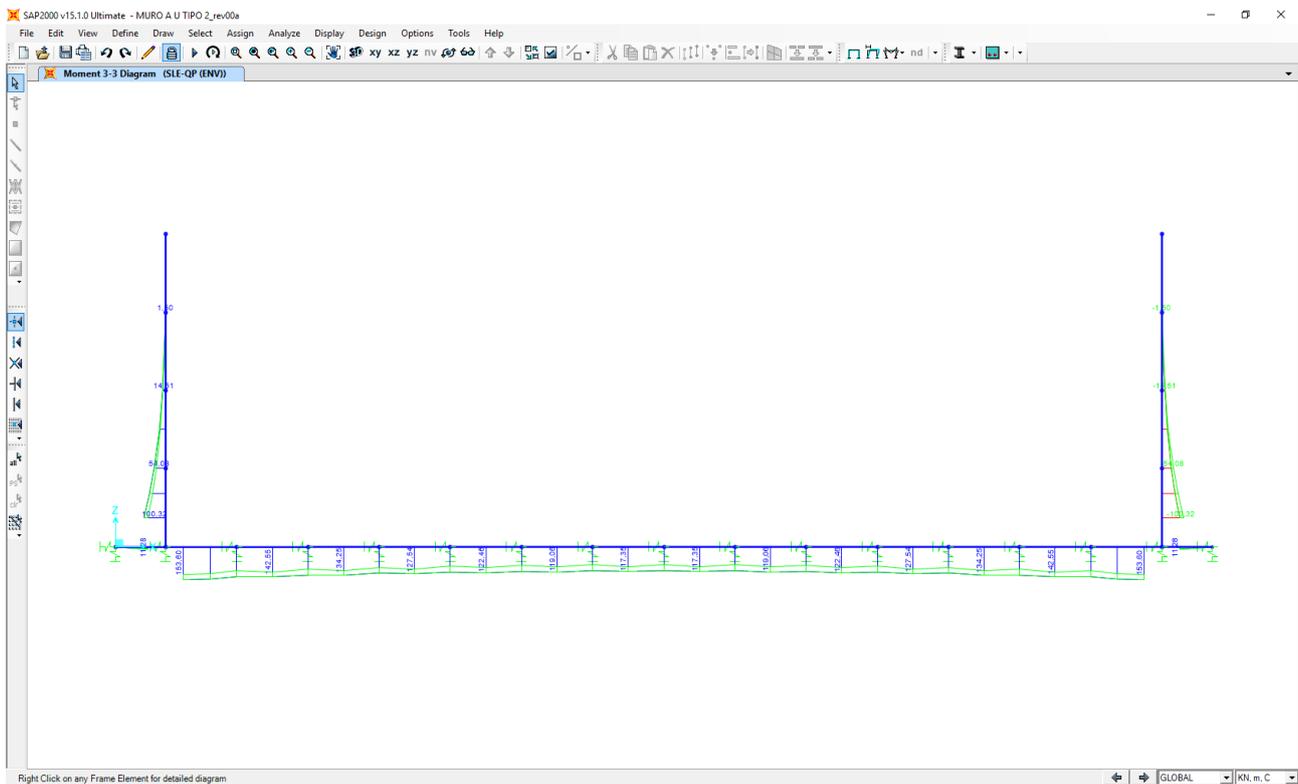
15 MURO A "U" TIPO 2- VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

15.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

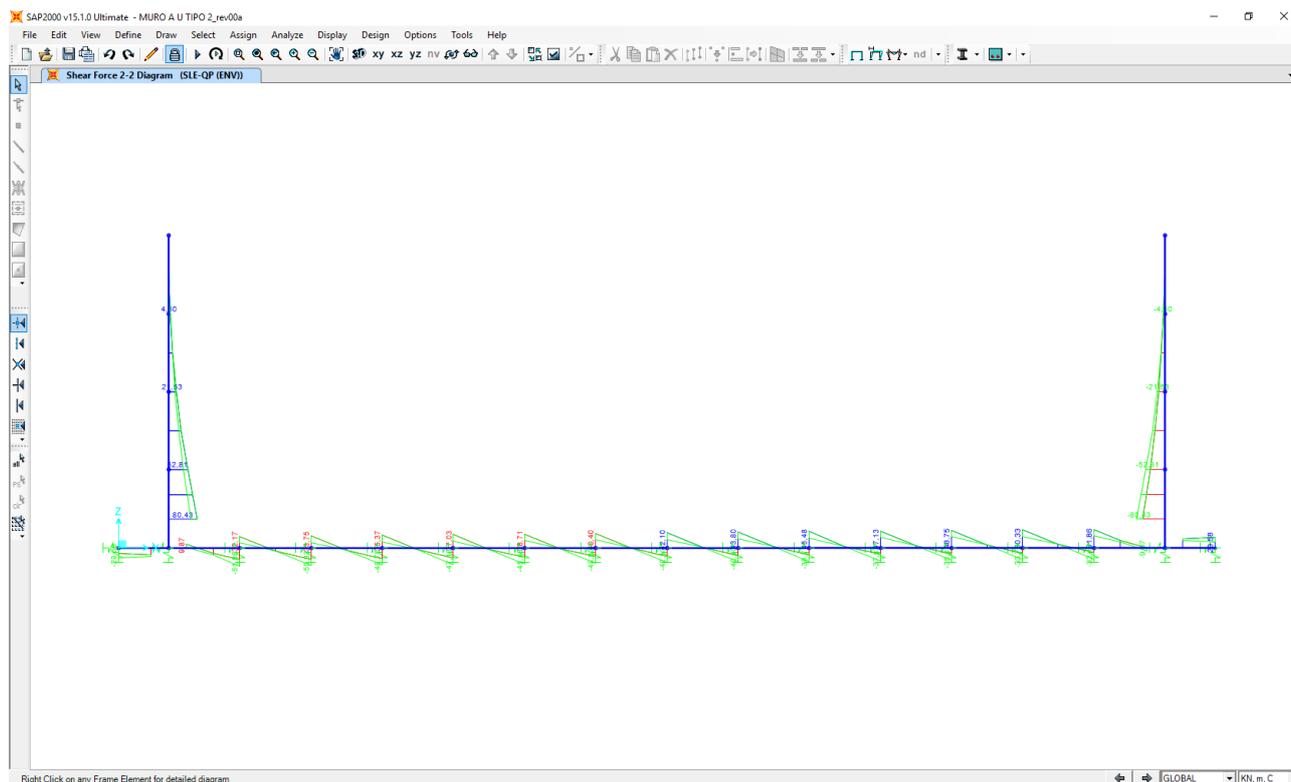
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:



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

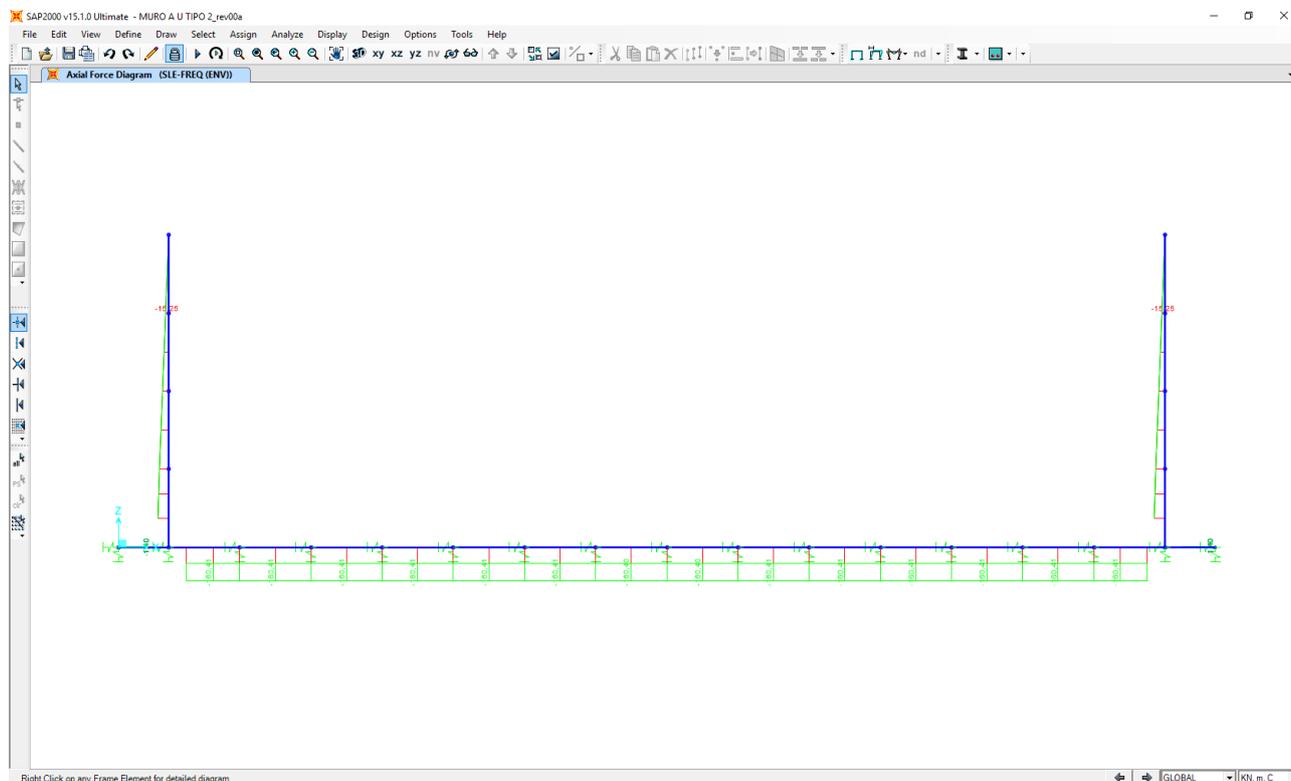


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

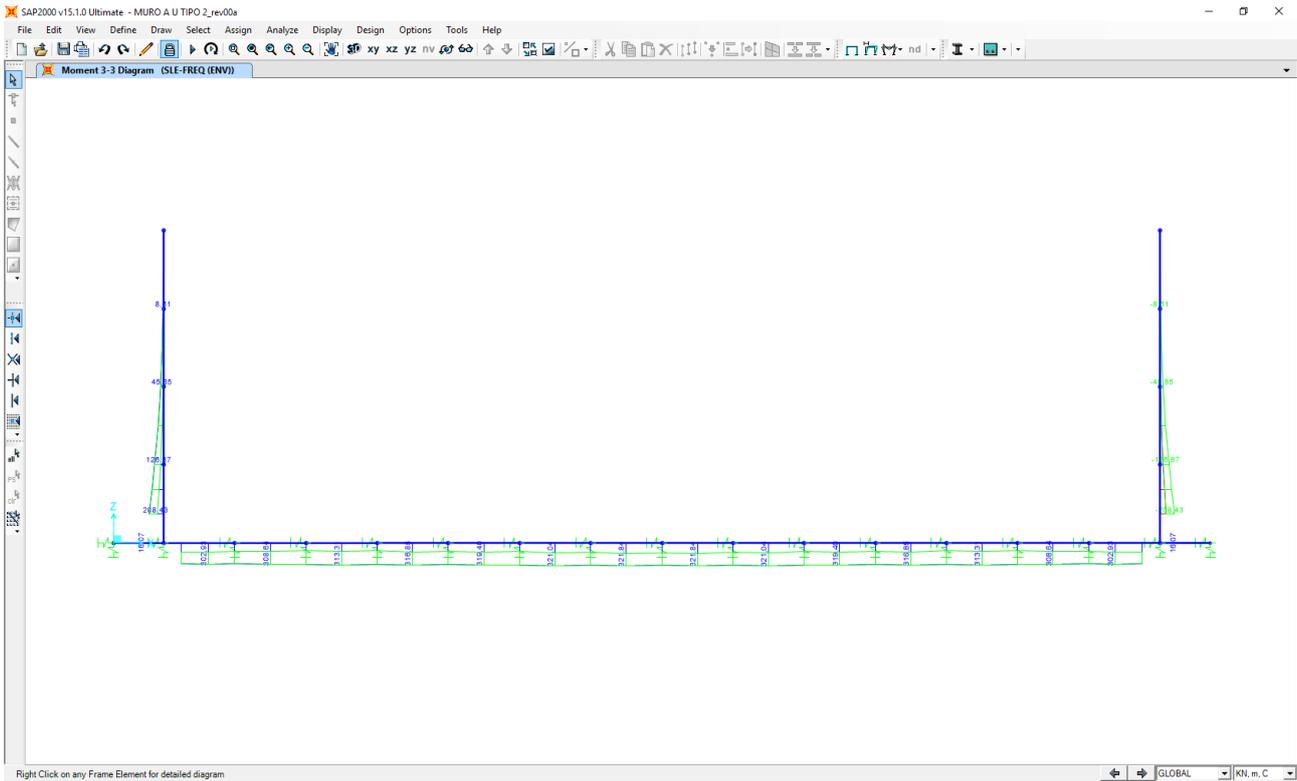


15.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

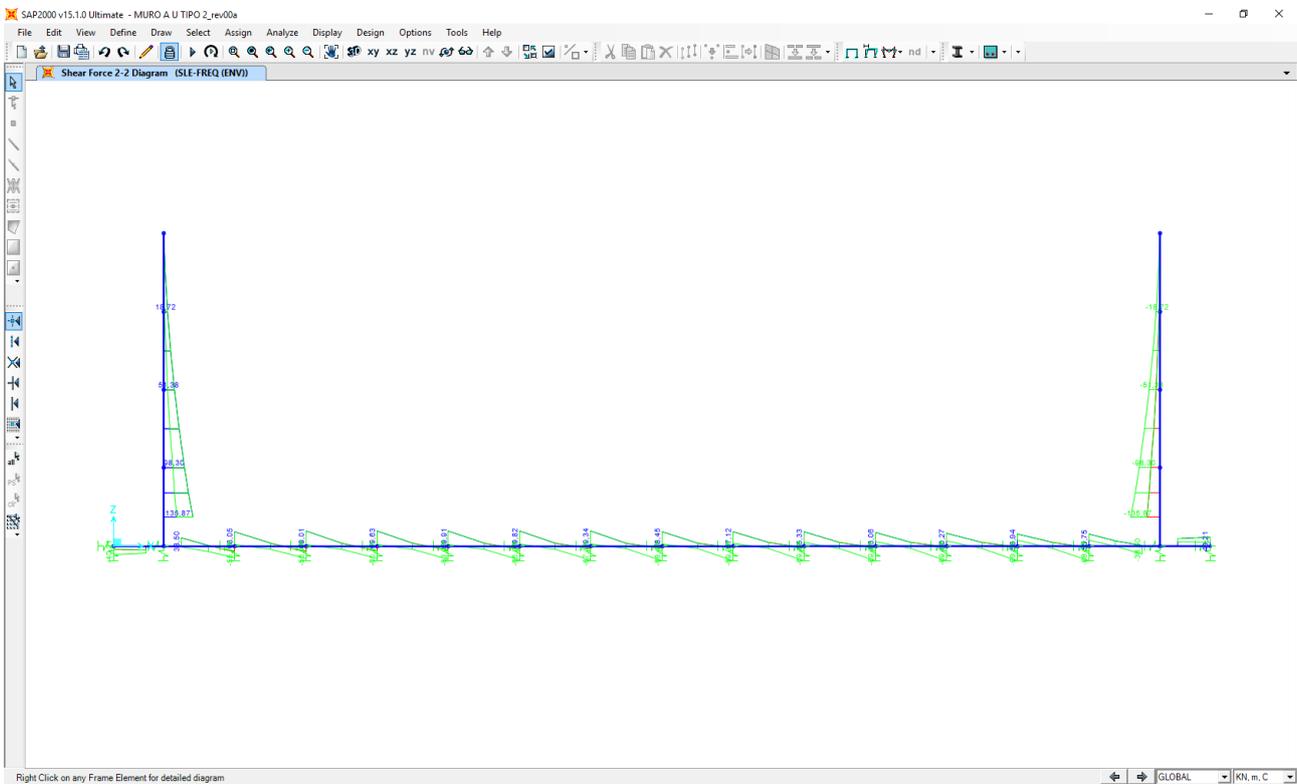
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



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:

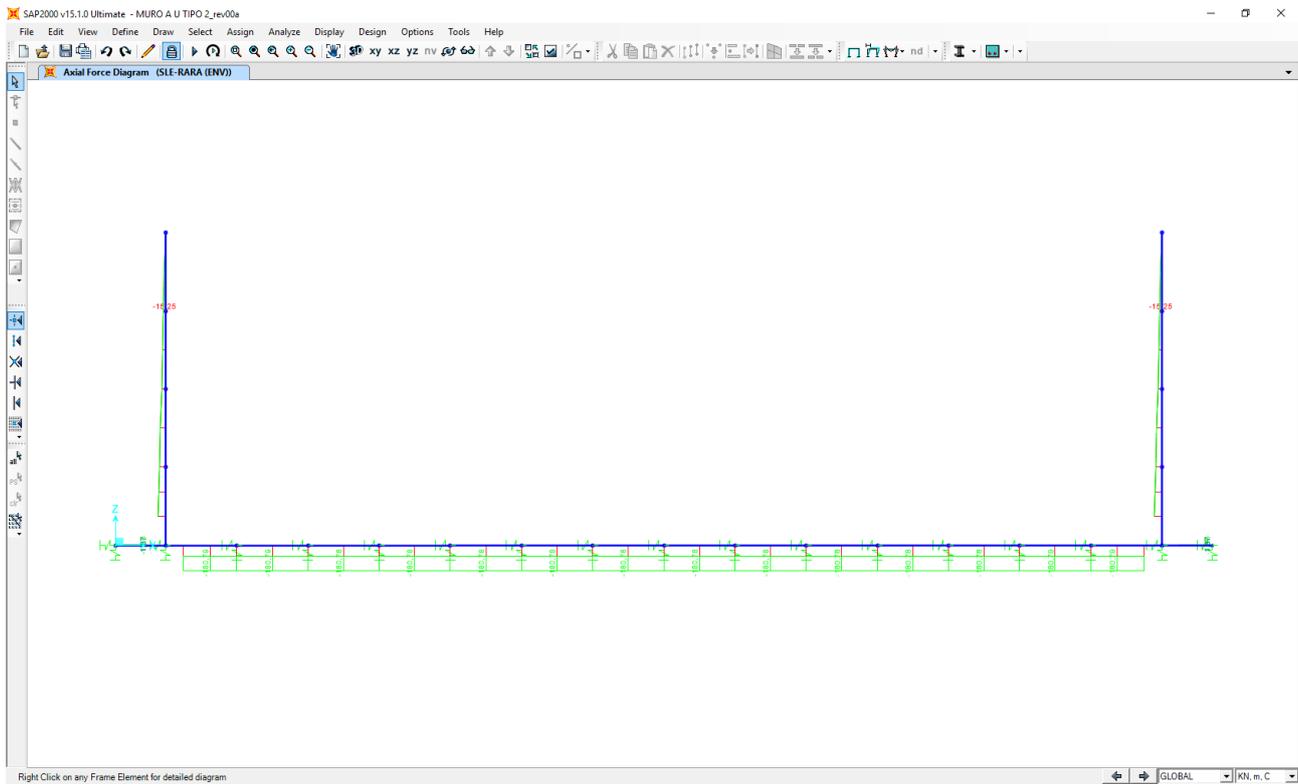


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

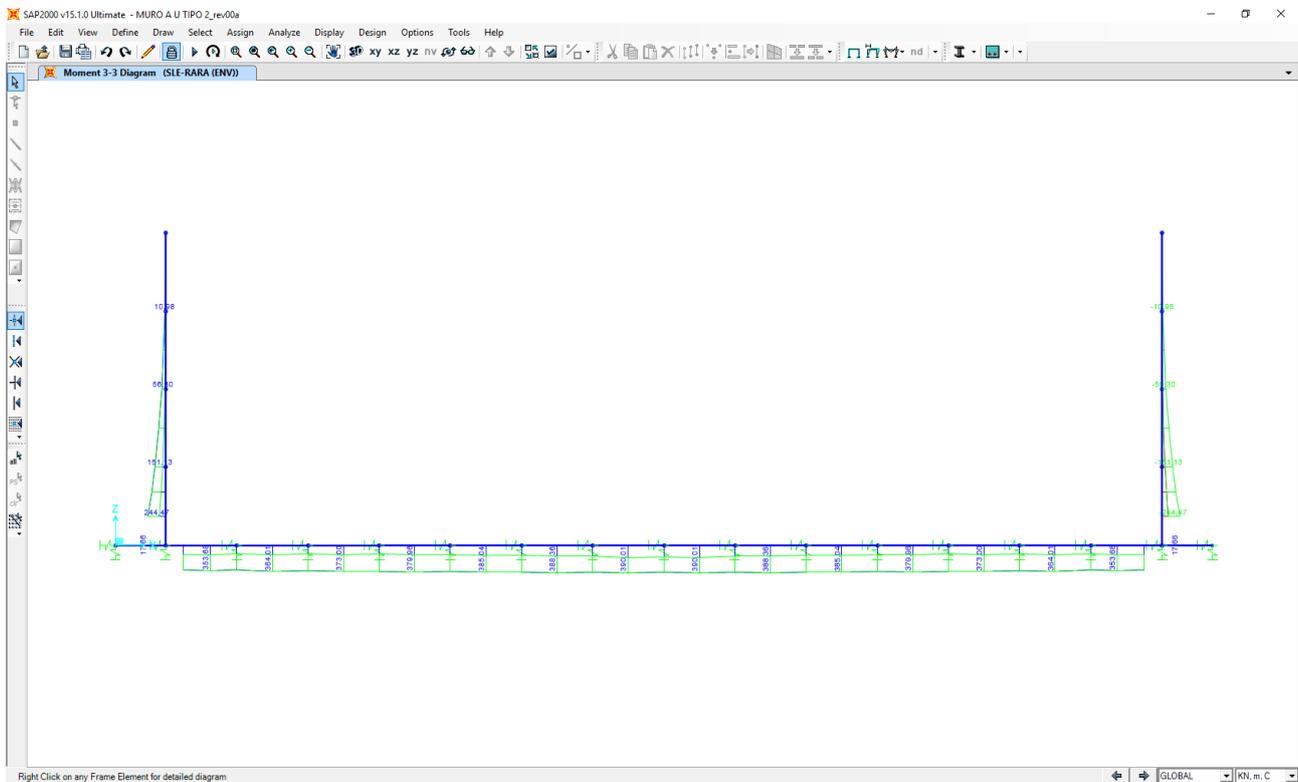


15.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

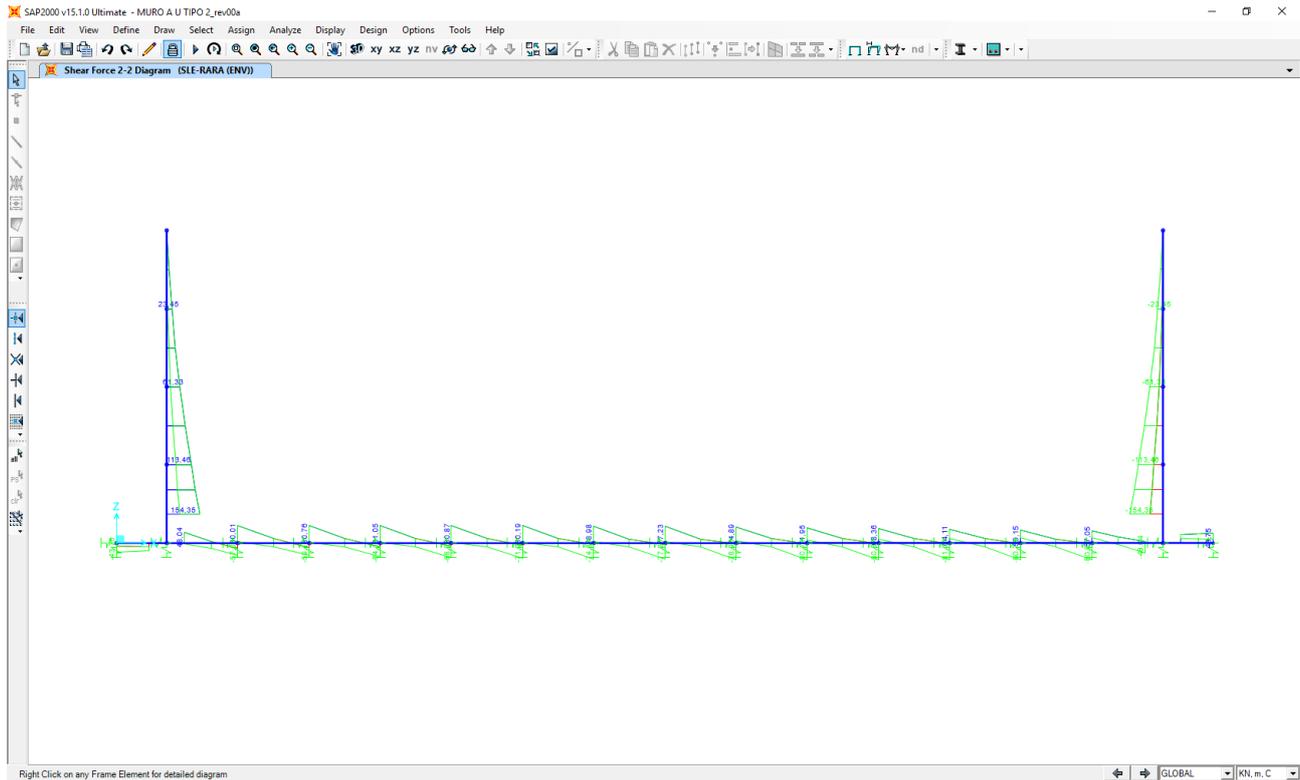
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:



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:

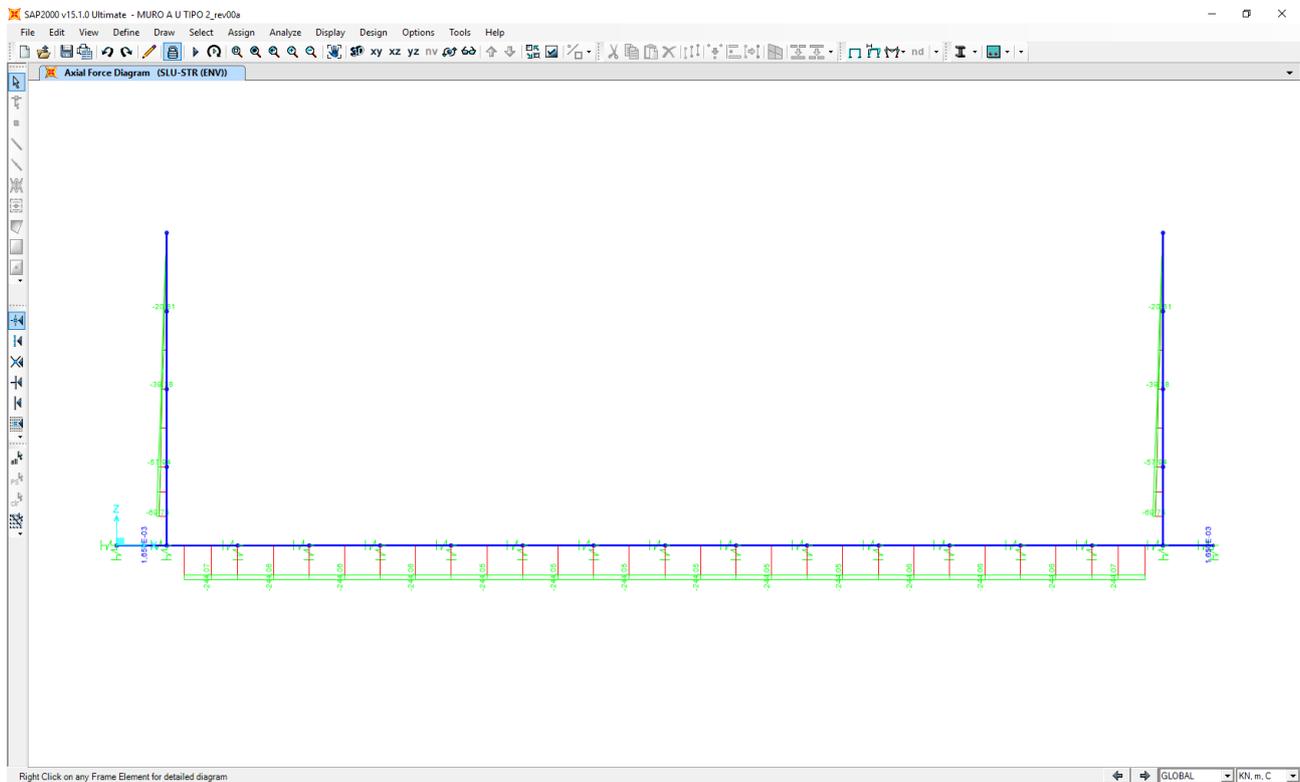


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

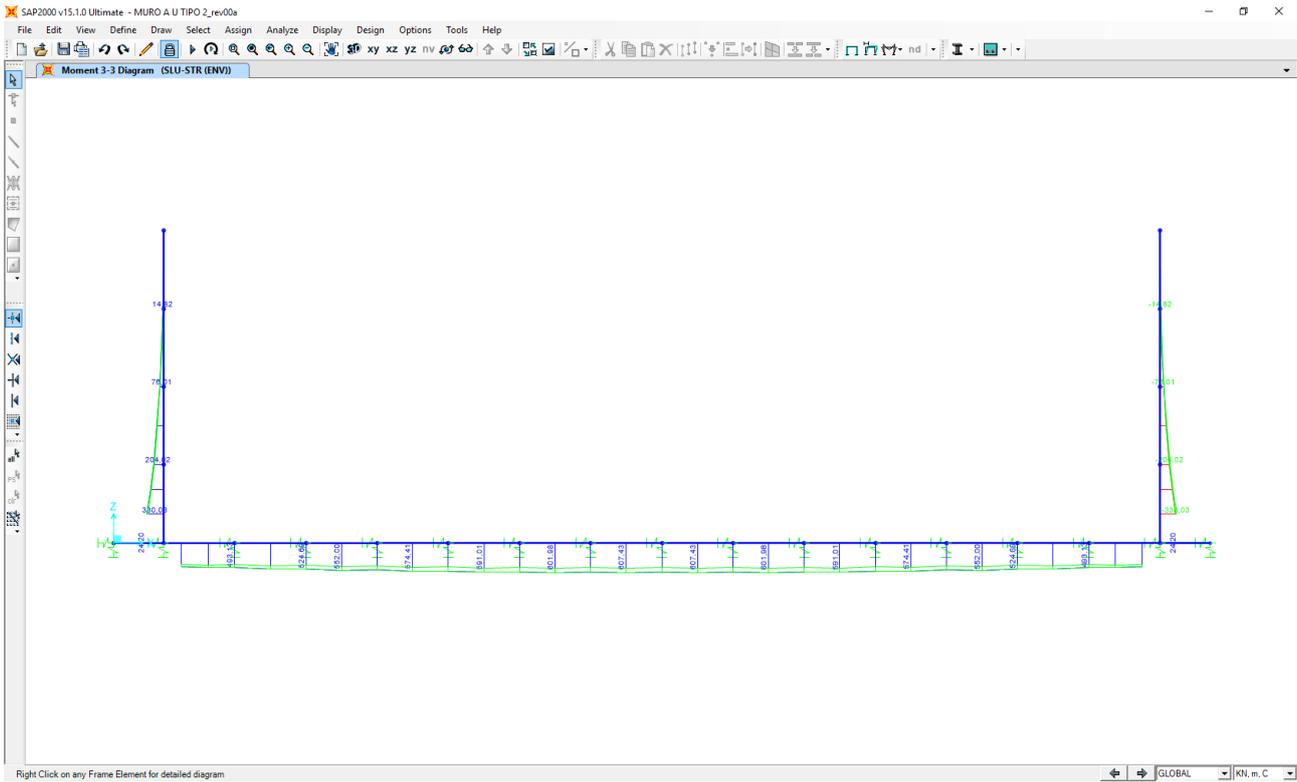


15.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

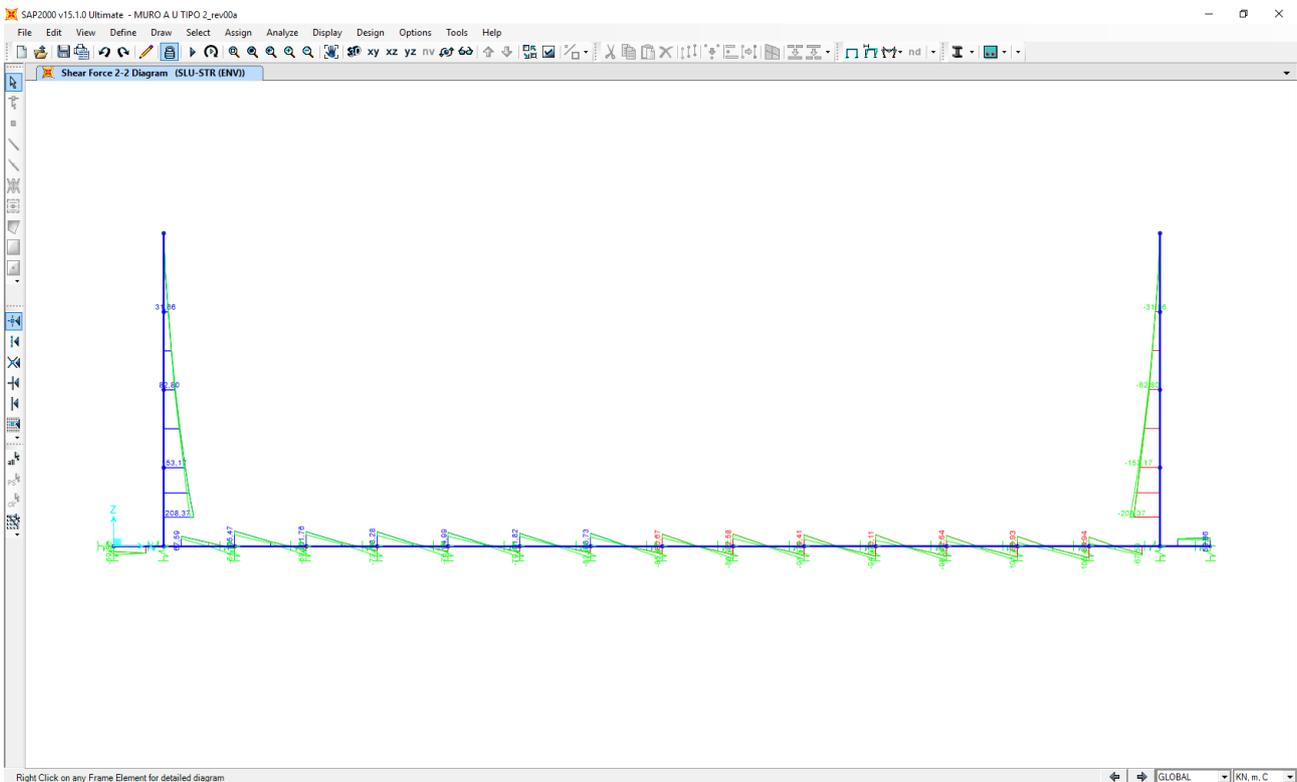
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



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

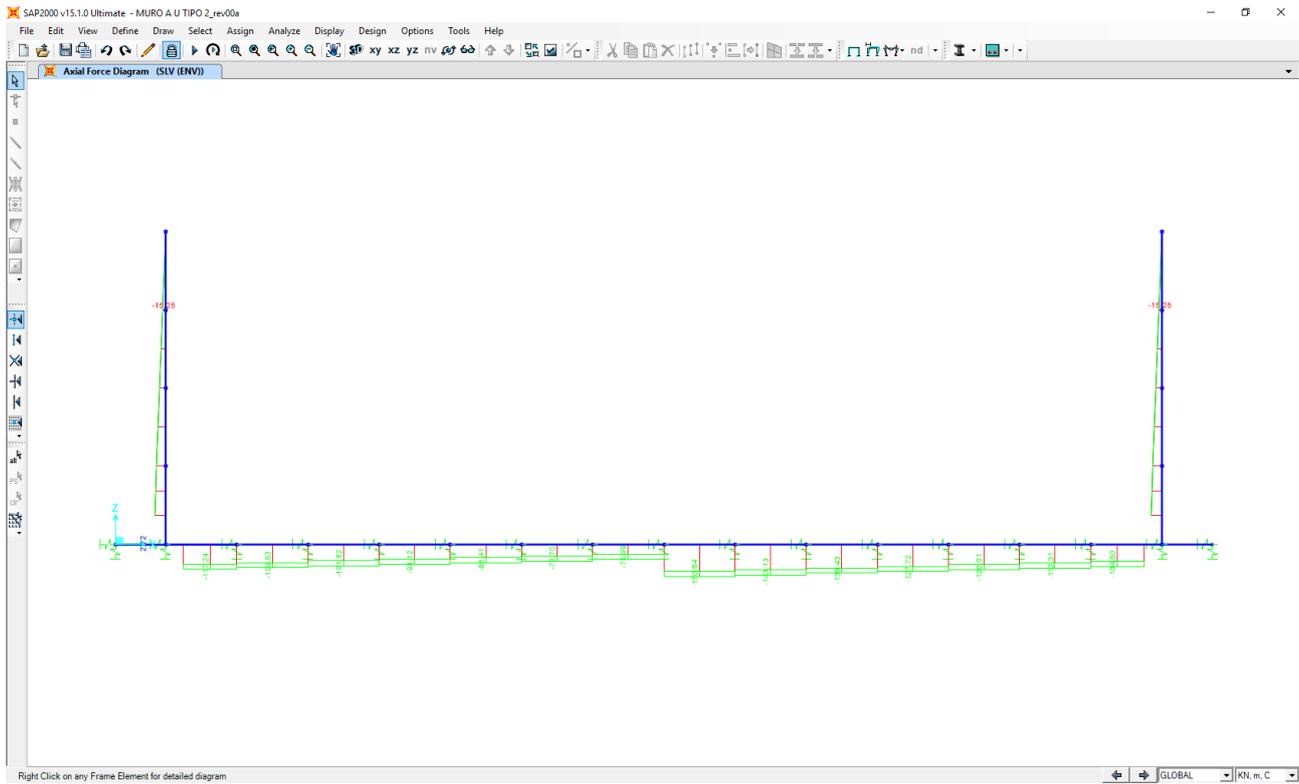


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

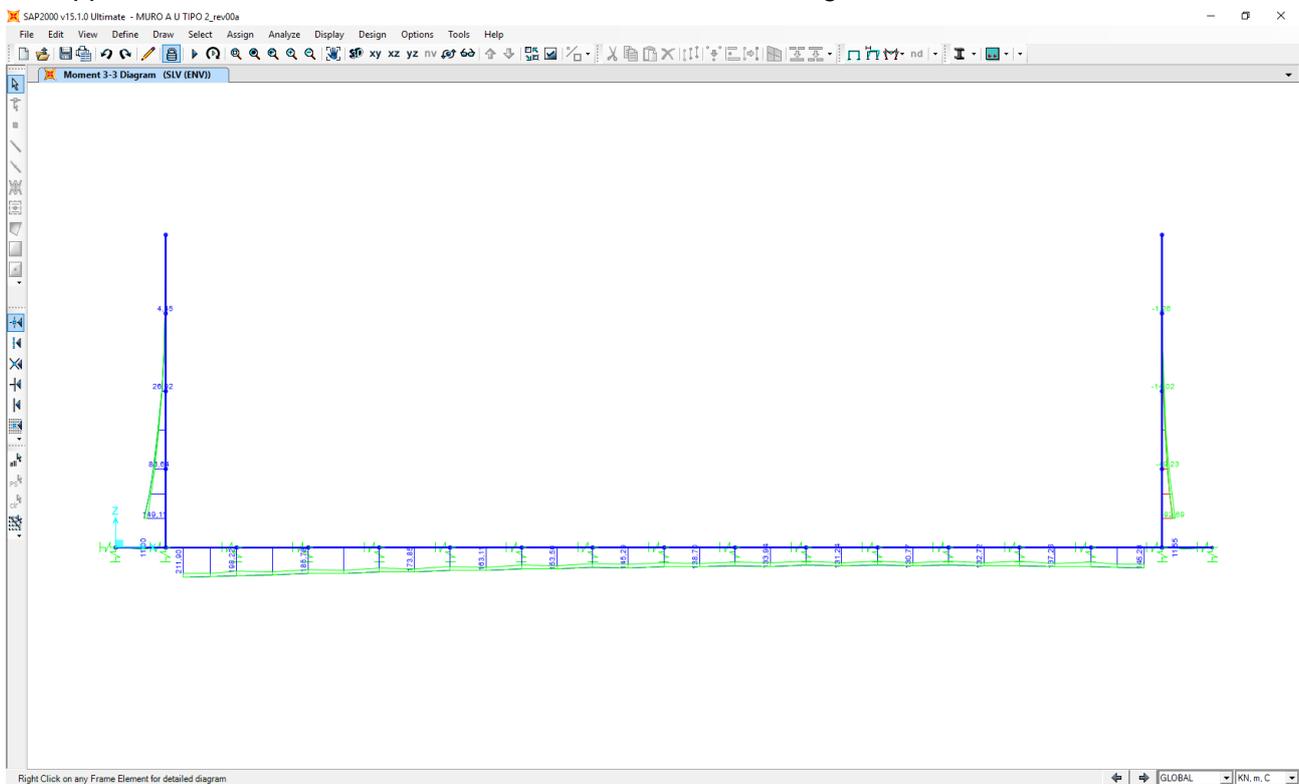


15.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

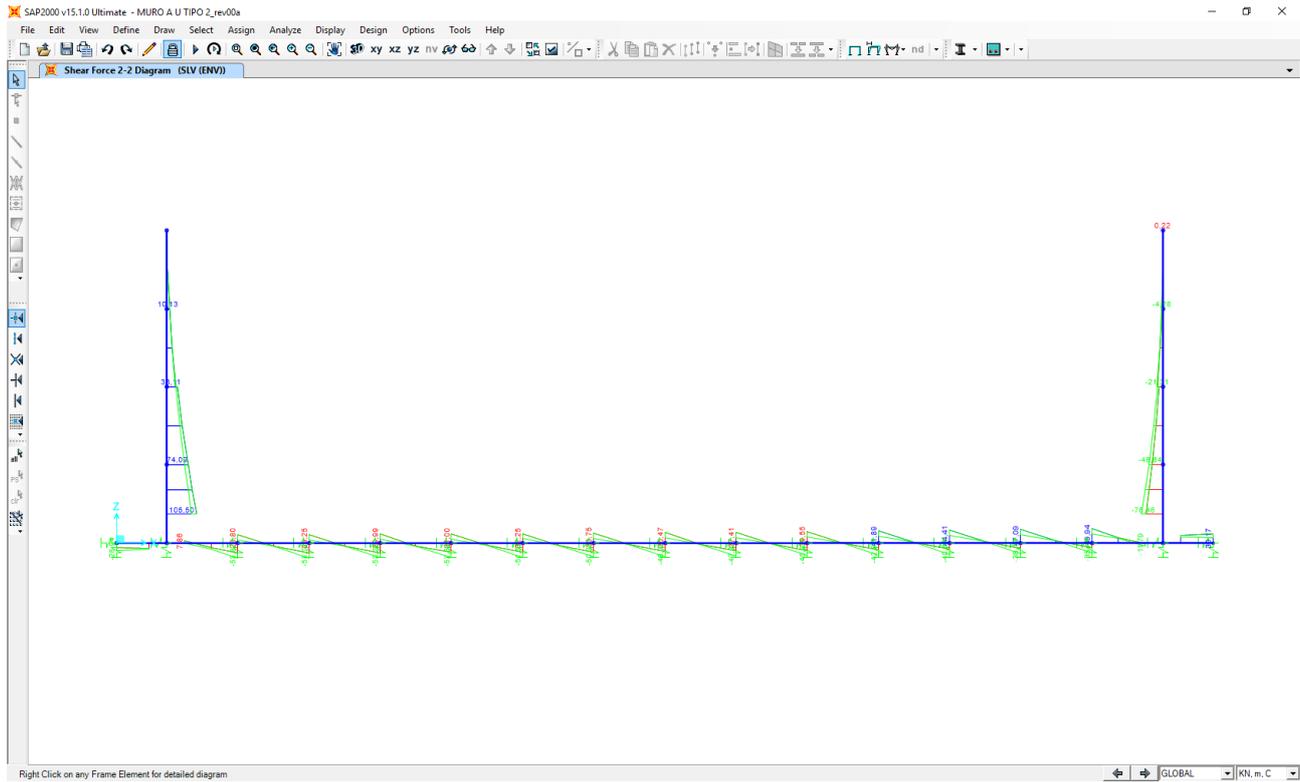
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



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 involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



16 MURO A "U" TIPO 2- PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI

16.1 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	$N_{max} + M + V$	-51,50	80,43	100,32
	$N + M_{max} + V$	-51,50	-80,43	-100,32
	$N + M + V_{max}$	-51,50	-80,43	-100,32
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-51,50	135,87	183,12
	$N + M_{max} + V$	-51,50	-135,87	-183,12
	$N + M + V_{max}$	-51,50	-135,87	-183,12
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-51,50	154,35	244,47
	$N + M_{max} + V$	-51,50	-154,35	-244,47
	$N + M + V_{max}$	-51,50	-154,35	-244,47
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-69,75	208,37	330,03
	$N + M_{max} + V$	-52,25	-208,37	-330,03
	$N + M + V_{max}$	-52,25	-208,37	-330,03
SLV	$N_{max} + M + V$	-51,50	105,50	149,11
	$N + M_{max} + V$	-51,50	105,50	149,11
	$N + M + V_{max}$	-51,50	105,50	149,11

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

16.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **0,50 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

- **Ø16/20** interni
- **Ø24/20** esterni

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

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

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Sono state comunque disposte spille di legatura **Ø10/20x40**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **45 mm**.

16.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

16.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 51,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -100,32$ kNm.

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

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

Titolo: []

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	22,62	6,7
			2	10,05	43,7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 51,50 kN
 M_{xEd} 0 -100,32 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 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 -3,518 N/mm²
 σ_s 103,9 N/mm²

ε_s 0,5197 ‰
 d 43,3 cm
 x 14,58 x/d 0,3367
 δ 0,8609

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,52$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 103,90$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

16.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 51,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -183,12$ kNm.

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

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

Titolo: []

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	22,62	6,7
			2	10,05	43,7

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 51,50 kN
 M_{xEd} 0 -183,12 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

σ_c -6,37 N/mm²
 σ_s 198,7 N/mm²

ε_s 0,9933 ‰
 d 43,3 cm
 x 14,06 x/d 0,3248
 δ 0,846

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,37$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 198,70$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

16.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 51,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -244,47$ kNm.

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

- Titolo:** Z
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

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

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22,62	6,7
2	10,05	43,7
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n
- Materiali:** B450C, C25/30
- Results:**
 - $\sigma_c = -8,481$ N/mm²
 - $\sigma_s = 268,9$ N/mm²
 - $\epsilon_s = 1,344$ ‰
 - $\delta = 0,8415$

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 8,48$ N/mm² < $0,60 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 268,90$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

16.3.4 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:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	103,90	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	24	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	198,70	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	24	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	250,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

16.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 52,25$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -330,03$ 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	50	1	22,62	6,7
			2	10,05	43,7

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 52,25 kN
 M_{xEd}: -330,03 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro
 xN: 0
 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: -364,6 kNm

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

σ_c: -14,17 N/mm², σ_s: 391,3 N/mm², ε_c: 3,5‰, ε_s: 17,22‰, d: 43,3 cm, x: 7,315, x/d: 0,1689, 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

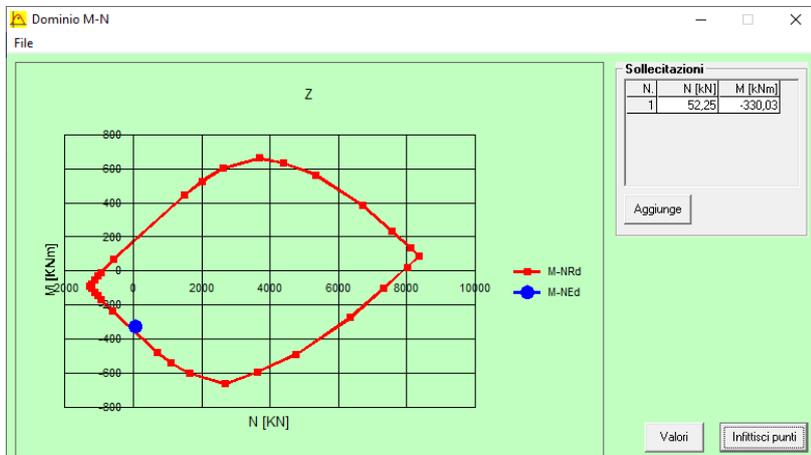
L₀: 0 cm, Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -364,60$ kNm > $M_{Sd} = -330,03$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

16.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 208,37$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	45,50	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="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:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	208,37	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	24	4,52	22,60
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				22,60

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Coefficiente k:	k	1,66	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,375	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0050	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	209,98	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,01	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

17 MURI A "U" TIPO 2- ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

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	$N_{max} + M + V$	-99,29	-33,53	141,41
	$N + M_{max} + V$	-99,29	0,71	153,60
	$N + M + V_{max}$	-75,46	-51,86	113,44
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-160,41	-31,09	296,63
	$N + M_{max} + V$	-160,41	0,40	321,84
	$N + M + V_{max}$	-96,10	-69,91	179,94
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-180,79	-30,27	348,37
	$N + M_{max} + V$	-180,78	0,82	390,01
	$N + M + V_{max}$	-97,70	-81,06	189,74
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-244,07	-20,58	493,13
	$N + M_{max} + V$	-244,05	2,74	607,43
	$N + M + V_{max}$	-211,90	-105,47	439,97
SLV	$N_{max} + M + V$	-150,84	-28,65	130,15
	$N + M_{max} + V$	-117,24	-1,30	211,90
	$N + M + V_{max}$	-93,42	-53,87	170,25

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 **0,40 m**.

L'armatura trasversale è costituita da:

- **Ø16/20** superiori
- **Ø24/20** inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

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

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti **Ø16/40x80**. 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 $N_{sd} = 99,29$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 153,60$ kNm.

Materiali

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

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 2,27$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 79,49$ 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 $N_{Sd} = 160,41$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 321,84$ 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	80	1	10,05	6,4
			2	22,62	74,8

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 160,41 kN
 M_{xEd} 0 321,84 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 -4,724 N/mm²
 σ_s 175,7 N/mm²

ε_s 0,8785 ‰
 d 74,8 cm
 x 21,5 x/d 0,2874
 δ 0,7993

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,72 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 175,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 180,78$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 390,01$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several input panels. The 'Titolo' field is set to 'Z'. The 'Tipo Sezione' panel shows 'Rettan.re' selected. The 'Sollecitazioni' panel shows $N_{Ed} = 180,78$ kN and $M_{Ed} = 390,01$ kNm. The 'Materiali' panel shows properties for B450C and C25/30. The 'P.to applicazione N' panel shows 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' panel shows 'Metodo n' selected. The 'Verifica' panel shows $\sigma_c = -5,714$ N/mm² and $\sigma_s = 215,5$ N/mm². The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	100	80	1	10,05	6,4
			2	22,62	74,8

Material	Property	Value	Unit
B450C	ϵ_{su}	67,5	%
	f_{yd}	391,3	N/mm ²
C25/30	ϵ_{c2}	2	%
	ϵ_{cu}	3,5	%
C25/30	E_s	200.000	N/mm ²
	f_{cd}	14,17	N/mm ²
C25/30	E_s/E_c	15	
	f_{cc}/f_{cd}	0,8	
C25/30	ϵ_{syd}	1,957	%
	$\sigma_{c,adm}$	9,75	N/mm ²
C25/30	$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm ²
	τ_{co}	0,6	N/mm ²
C25/30	τ_{c1}	1,829	N/mm ²
	σ_c	-5,714	N/mm ²
C25/30	σ_s	215,5	N/mm ²
	ϵ_s	1,078	%
C25/30	d	74,8	cm
	x	21,28	x/d
C25/30	x/d	0,2845	
	δ	0,7957	

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,71$ N/mm² < 0,45 $f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 215,50$ N/mm² < 0,80 $f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

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

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

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:		$\sigma_{s,max}$	79,49 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:		\varnothing_{max}	24 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:		s_{max}	200,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:		\varnothing_{max}	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:		s_{max}	200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:		$\sigma_{s,max}$	175,70 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:		\varnothing_{max}	24 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:		s_{max}	200,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:		\varnothing_{max}	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:		s_{max}	250,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

17.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 244,05$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 607,43$ kNm.

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

Titolo: Z

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	10,05	6,4
			2	22,62	74,8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 244,05 kN
 M_{Ed}: 607,43 kNm
 M_{Ed}: 0

P.to applicazione N: Centro

M_{Rd}: 715,4 kNm

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, G_{s,adm}: 255 N/mm², τ_{co}: 0,6, τ_{c1}: 1,829

σ_c: -14,17 N/mm², σ_s: 391,3 N/mm², ε_c: 3,5 ‰, ε_s: 27,74 ‰, d: 74,8 cm, x: 8,381, x/d: 0,112, δ: 0,7

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

Tipo flessione: Retta

N° rett.: 100

Calcola MRd, Dominio M-N

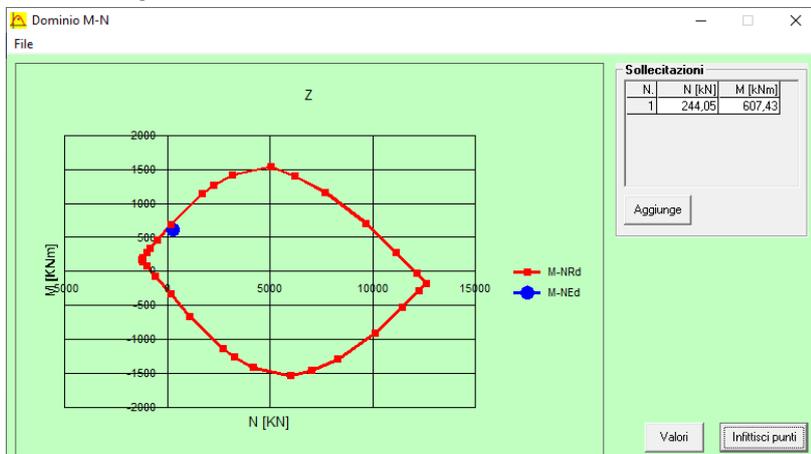
L₀: 0 cm, Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 715,40$ kNm > $M_{Sd} = 607,43$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 105,47$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	80,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	76,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="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:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	105,47	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	24	4,52	22,60
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				22,60

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Coefficiente k:	k	1,51	
Coefficiente v_{\min} :	v_{\min}	0,325	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0030	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	268,94	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,55	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

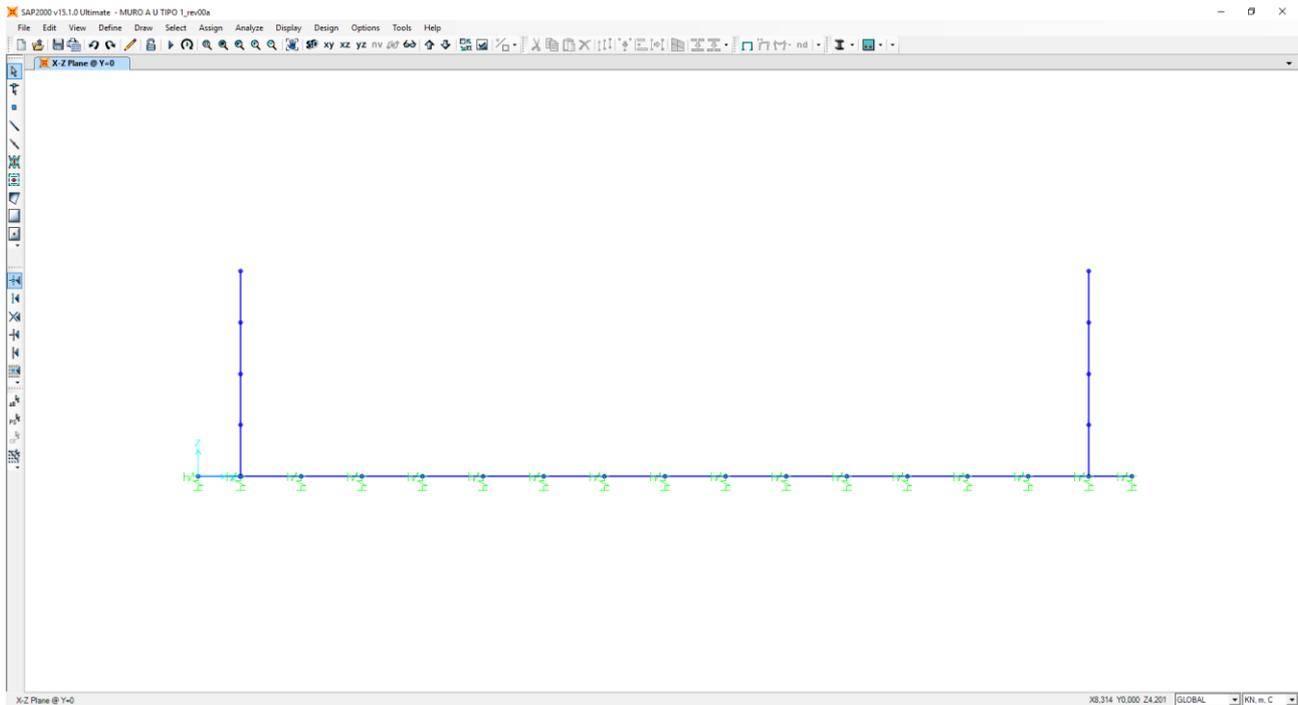
18 MURO A "U" TIPO 3/4 – MODELLO DI CALCOLO

18.1 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.

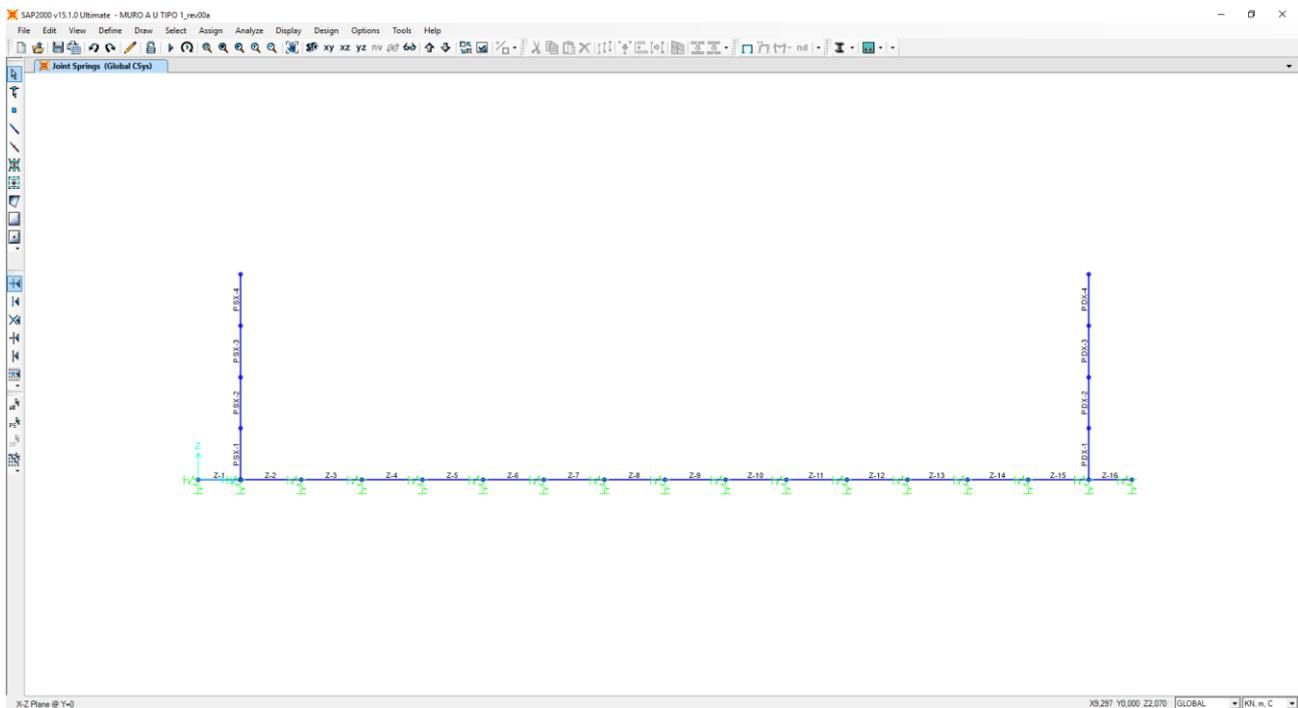
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo "beam" ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

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



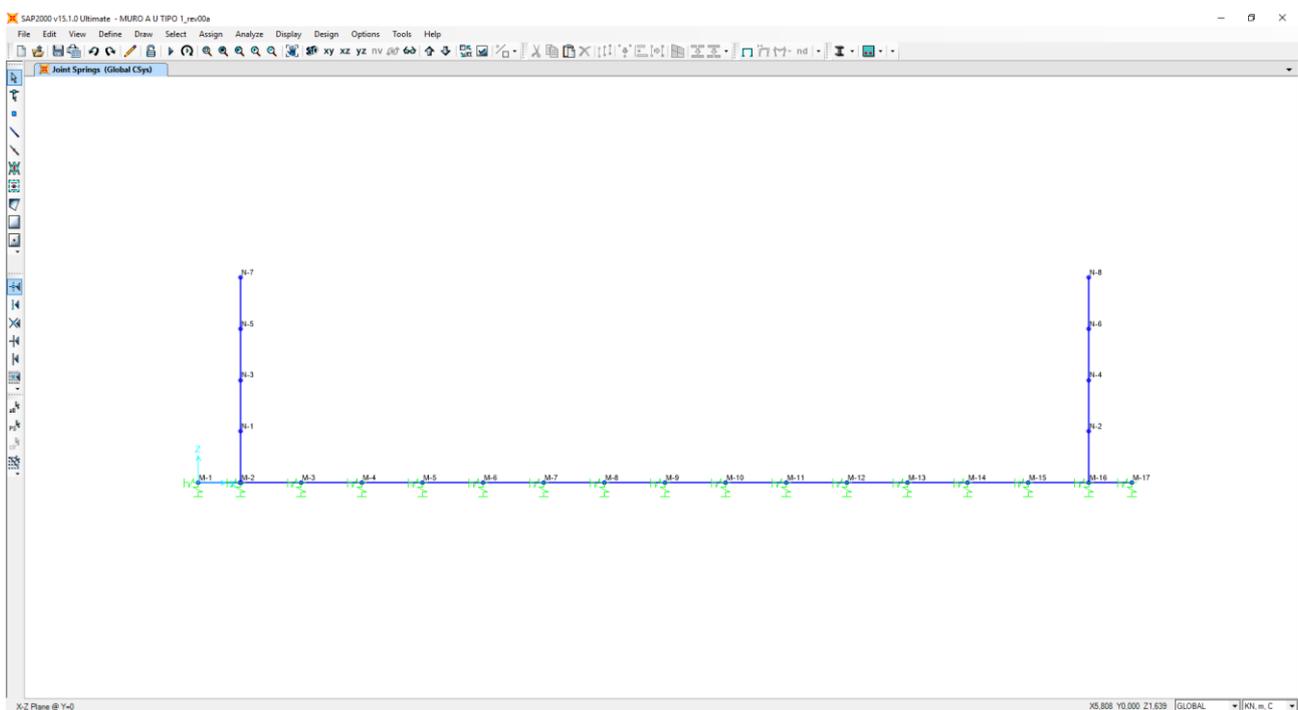
18.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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



18.3 NUMERAZIONE DEI NODI

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



18.4 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
1,00	m

Larghezza della striscia di calcolo L_c :

INTERASSI		
PUNTO INIZIALE	PUNTO FINALE	DISTANZA (m)
M1	M2	0,700
M2	M3	0,993
M3	M4	0,993
M4	M5	0,993
M5	M6	0,993
M6	M7	0,993
M7	M8	0,993
M8	M9	0,993
M9	M10	0,993
M10	M11	0,993
M11	M12	0,993
M12	M13	0,993
M13	M14	0,993
M14	M15	0,993
M15	M16	0,993
M16	M17	0,700

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,350	5.250,00
M2	0,847	12.697,50
M3	0,993	14.895,00
M4	0,993	14.895,00
M5	0,993	14.895,00
M6	0,993	14.895,00
M7	0,993	14.895,00
M8	0,993	14.895,00
M9	0,993	14.895,00
M10	0,993	14.895,00
M11	0,993	14.895,00
M12	0,993	14.895,00
M13	0,993	14.895,00
M14	0,993	14.895,00
M15	0,993	14.895,00
M16	0,847	12.697,50
M17	0,350	5.250,00

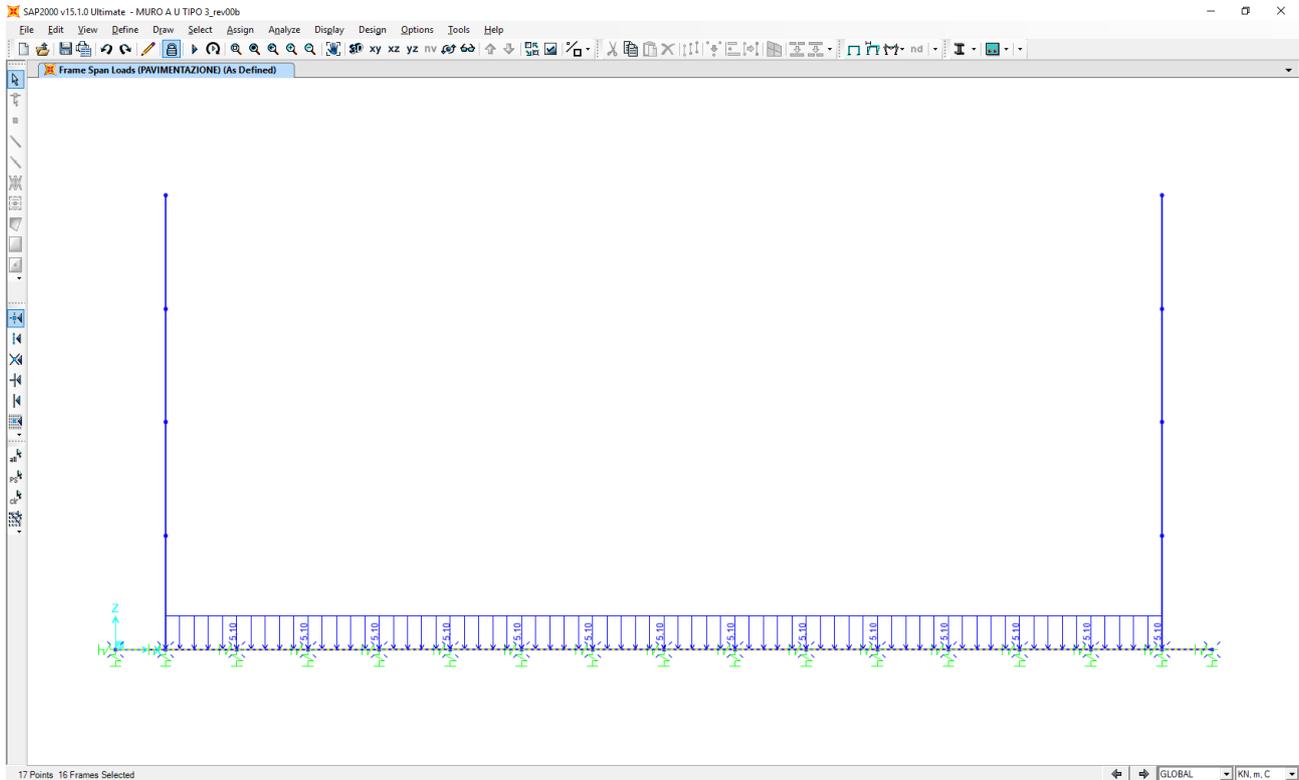
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

18.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

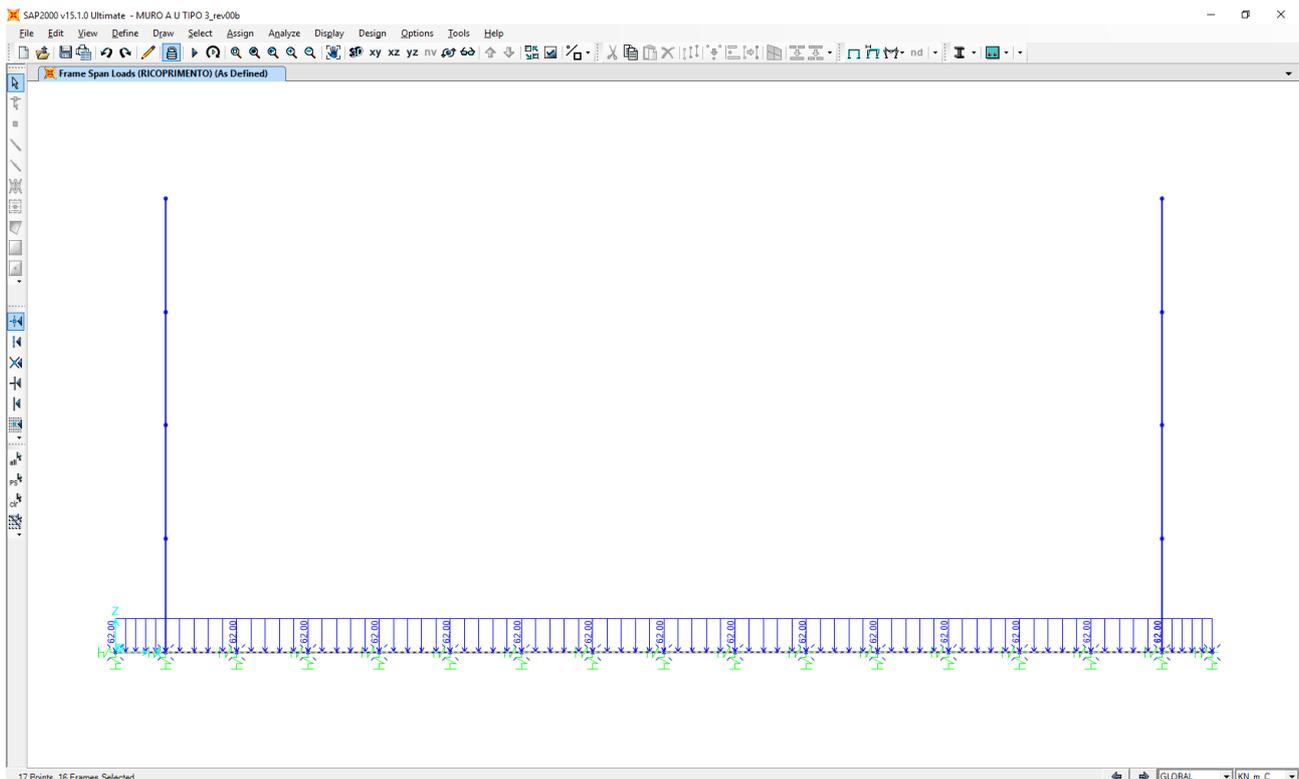
18.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

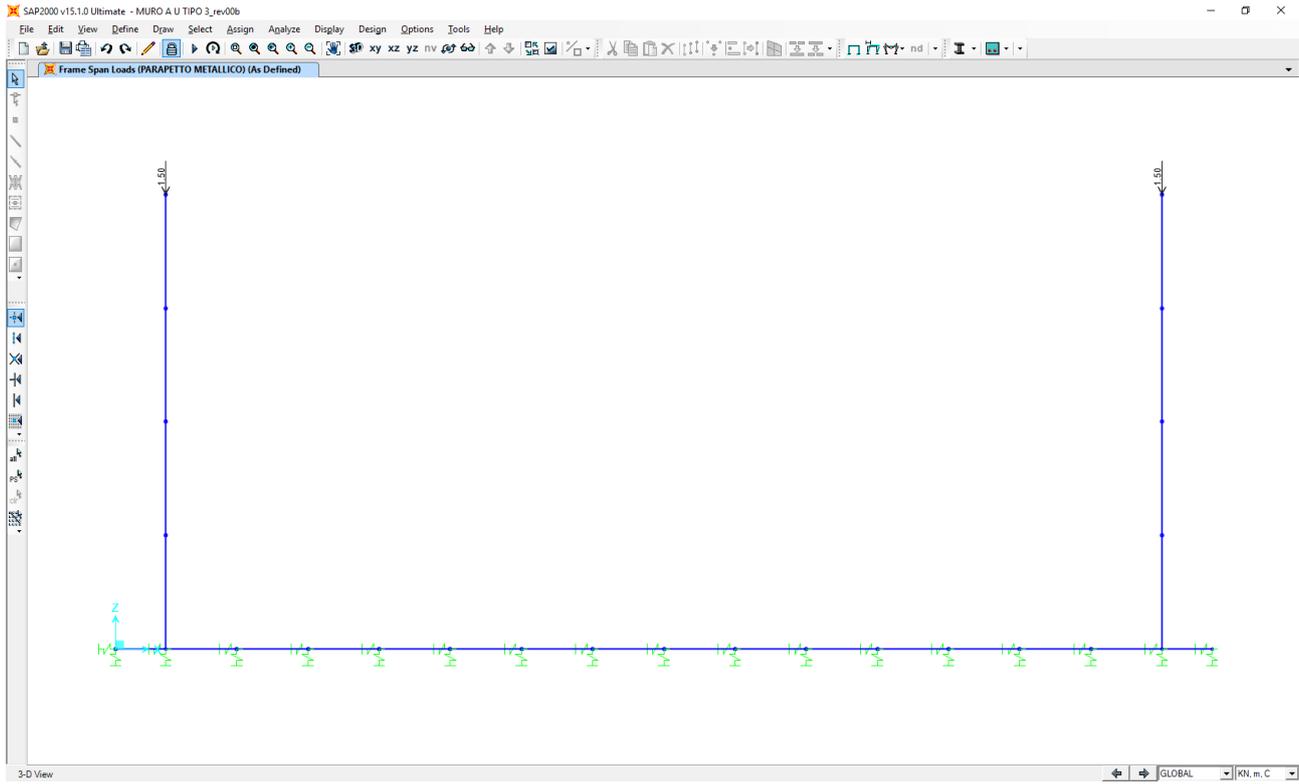
18.5.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE



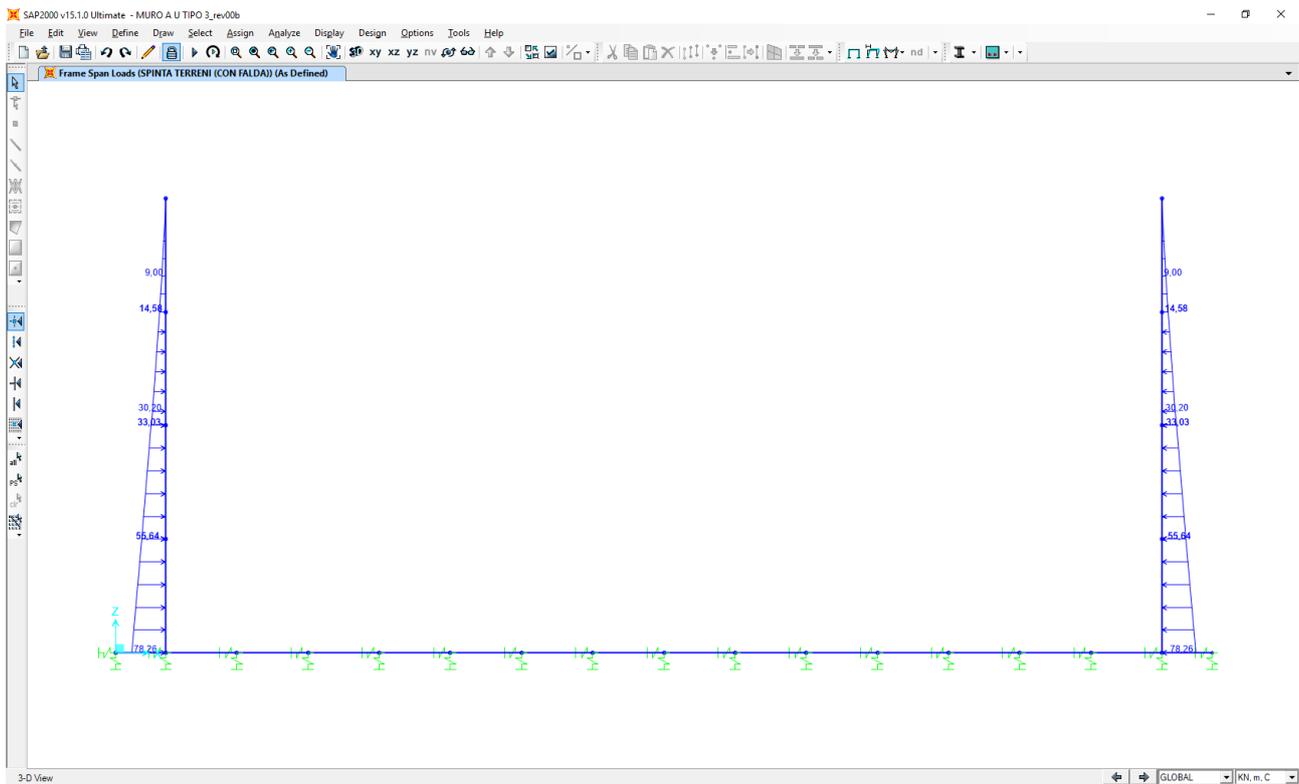
18.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



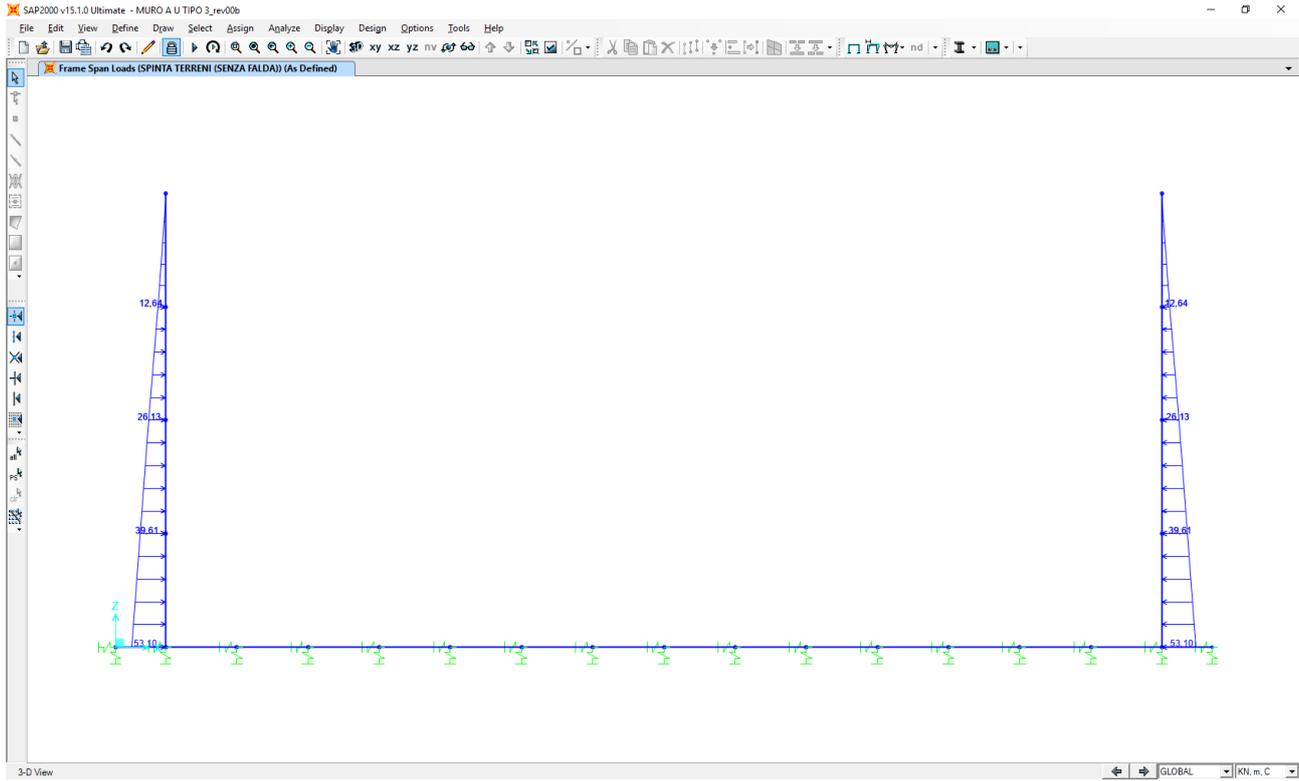
18.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



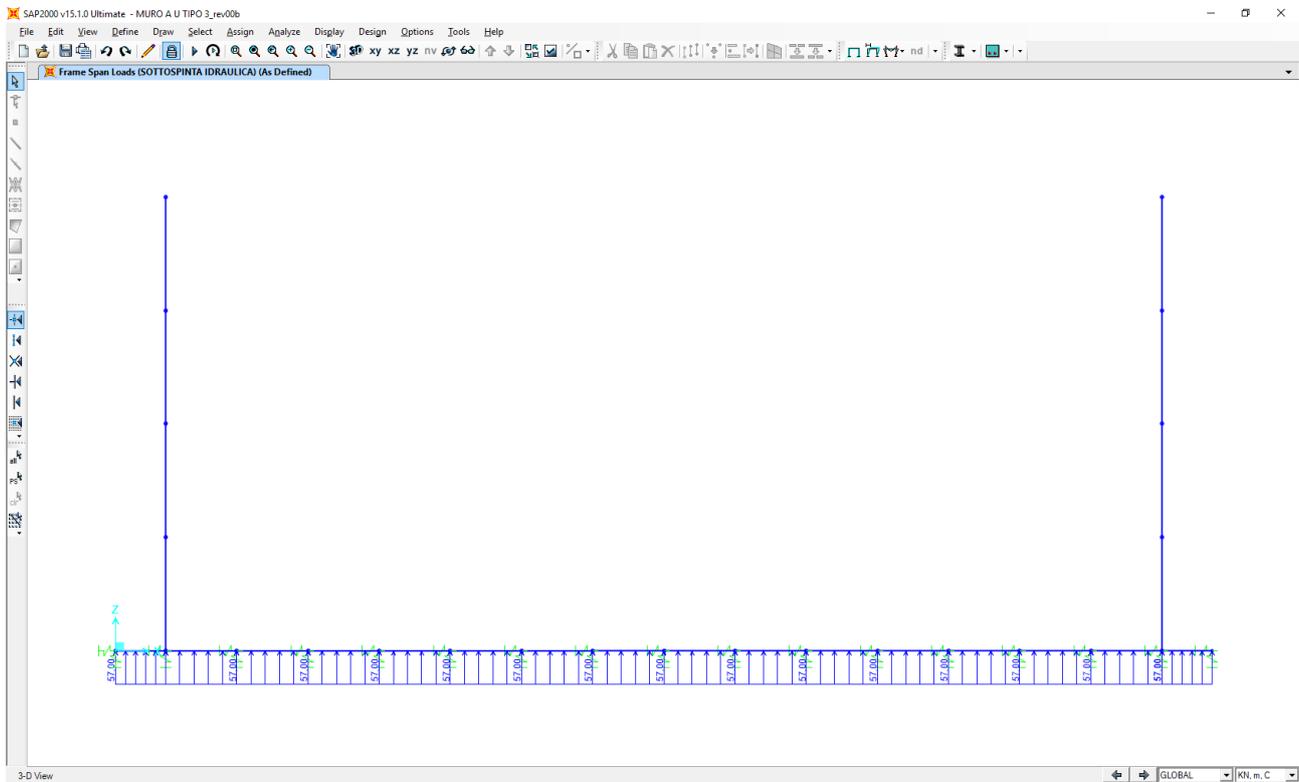
18.5.5 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA PRESENTE



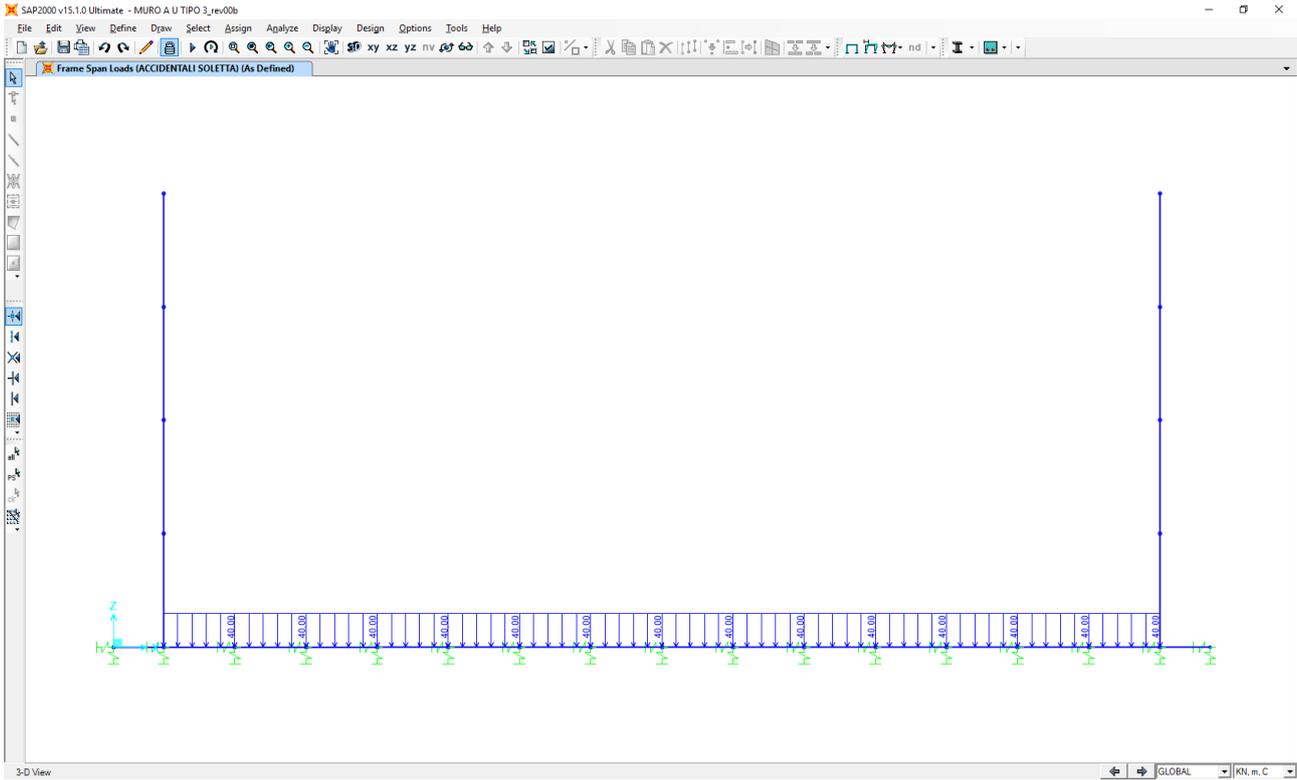
18.5.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA ASSENTE



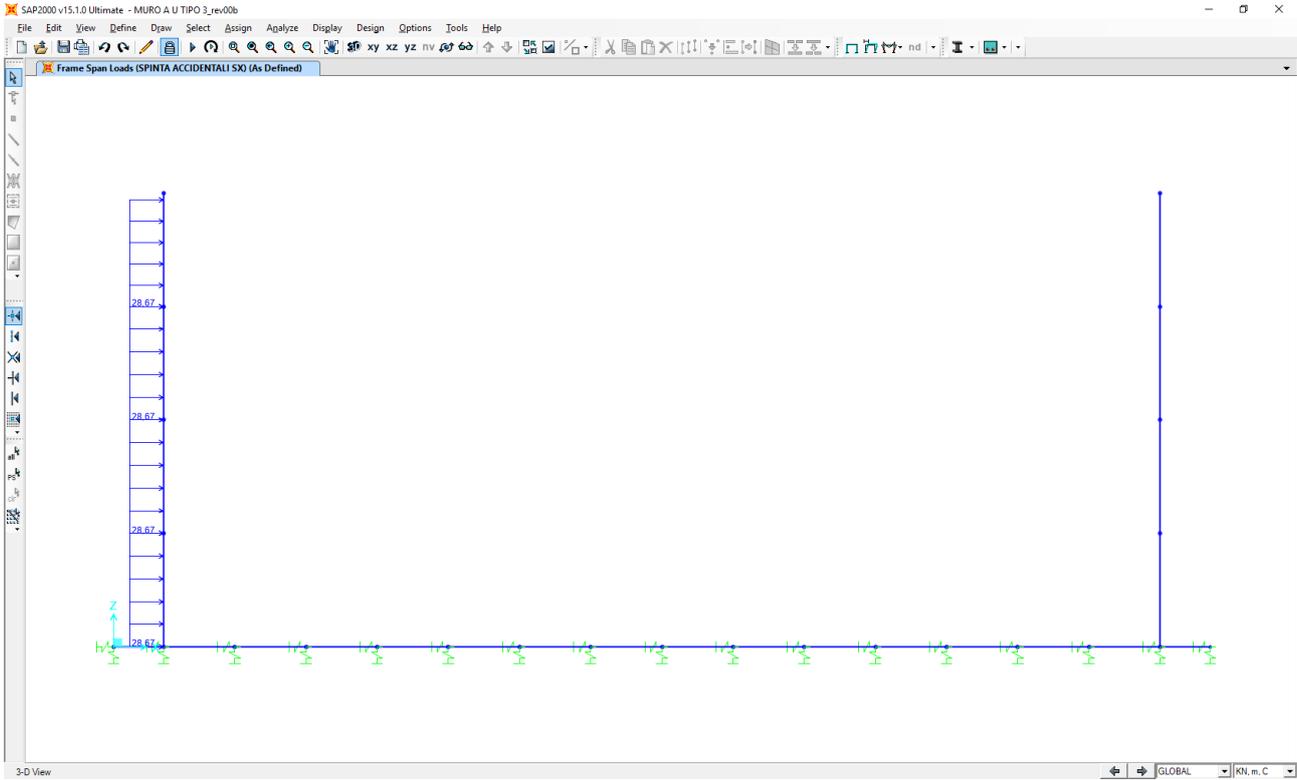
18.5.7 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA



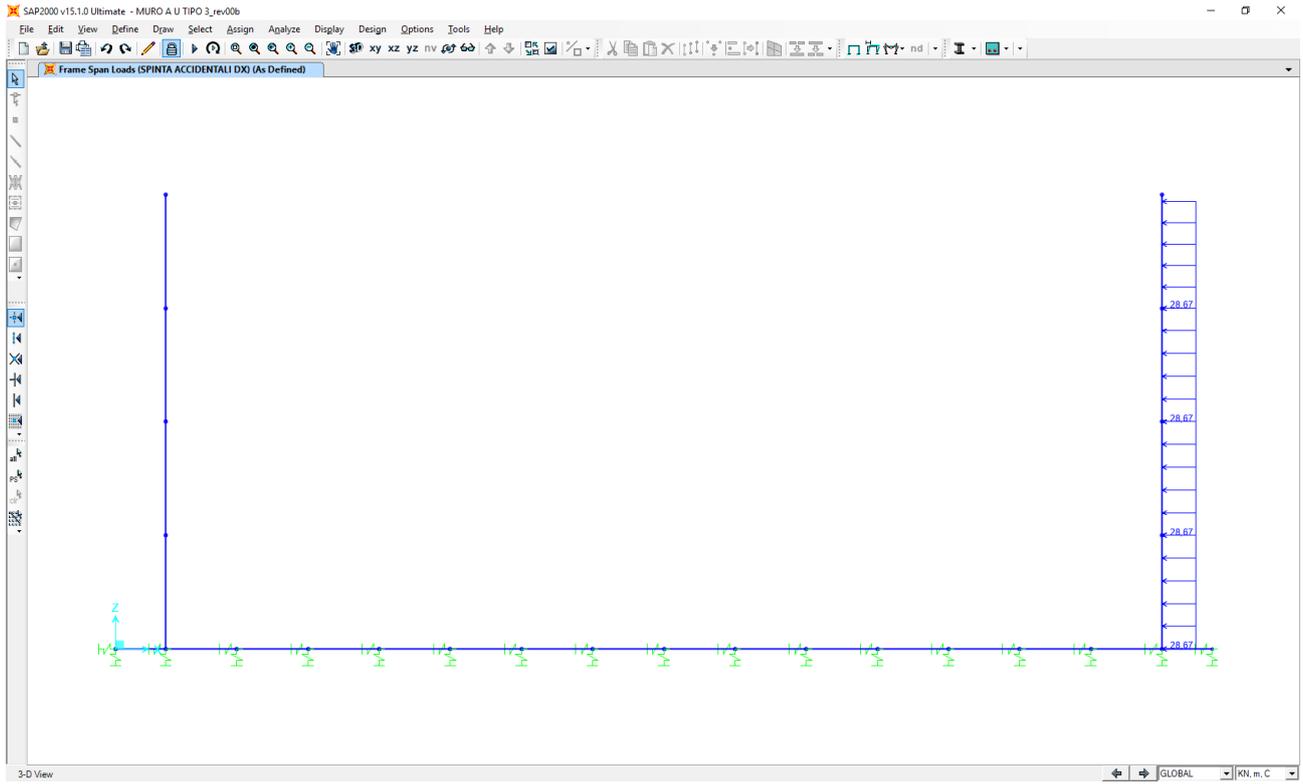
18.5.8 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



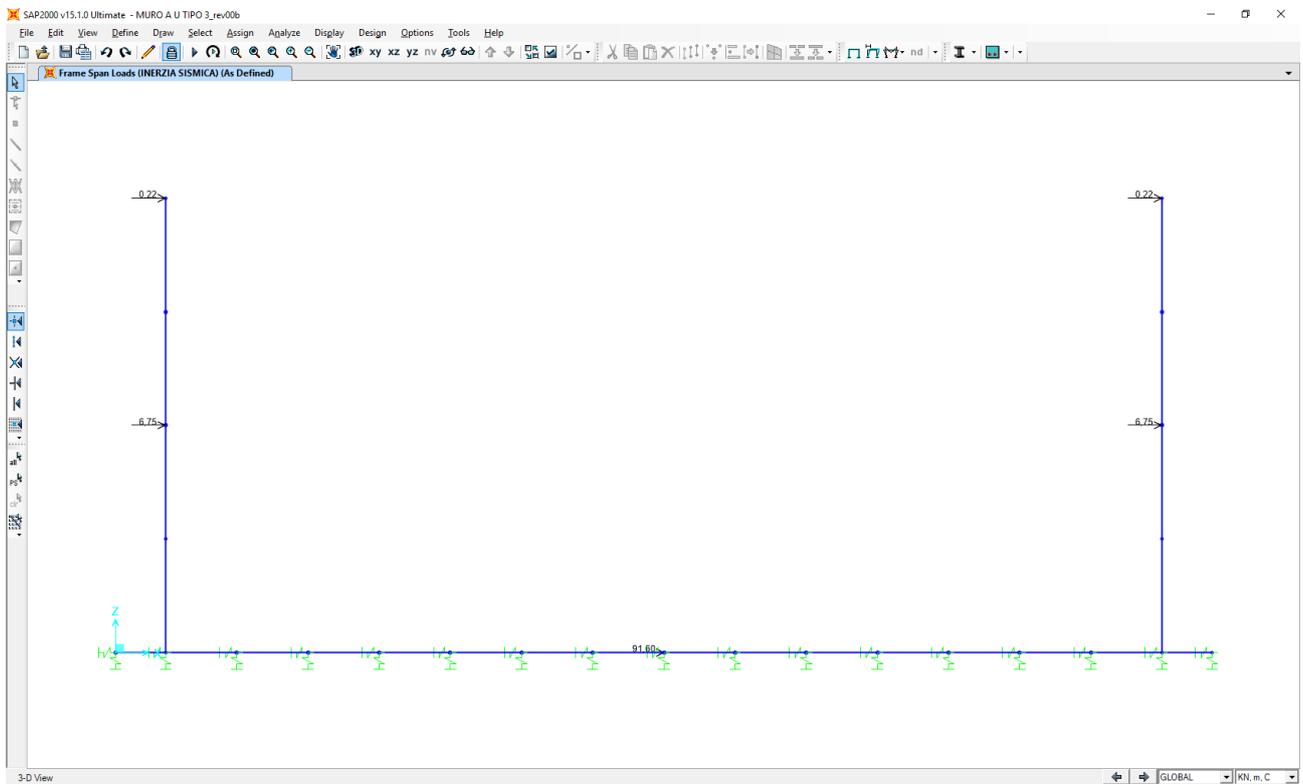
18.5.9 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



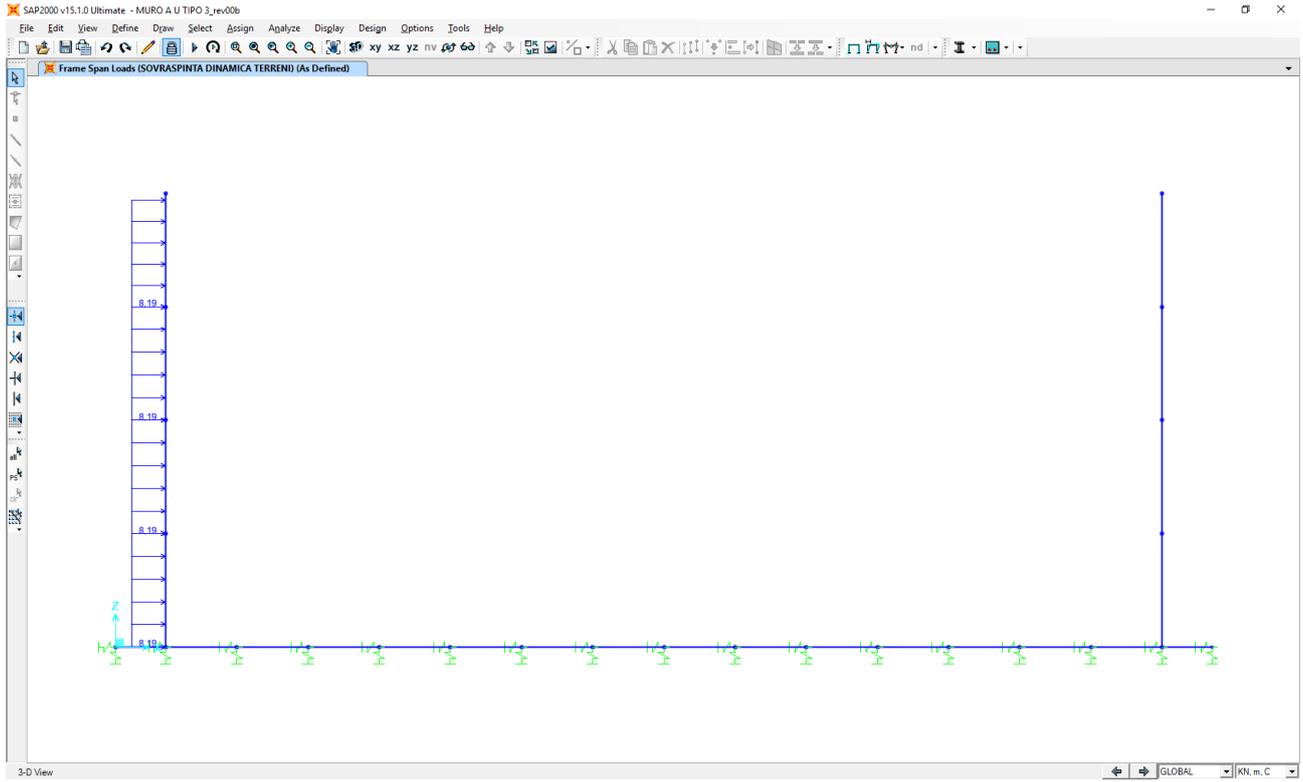
18.5.10 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



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



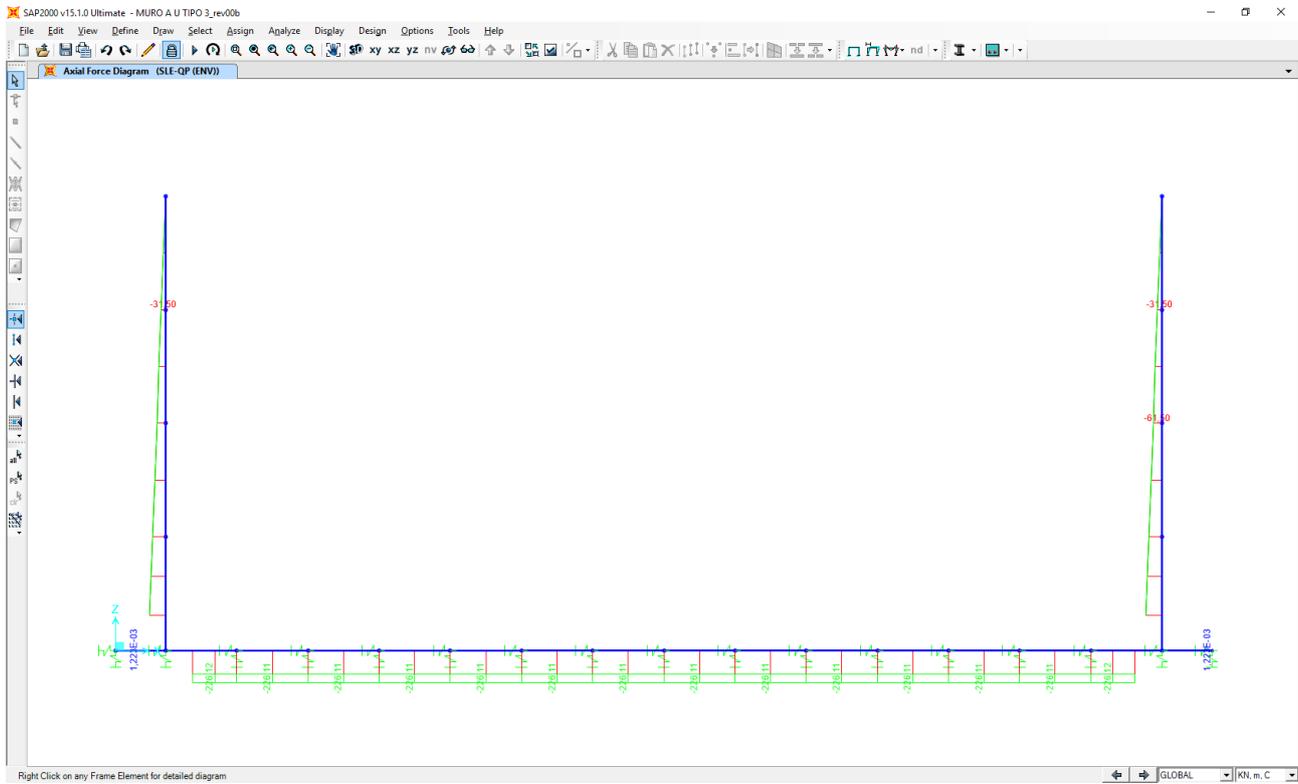
18.5.12 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



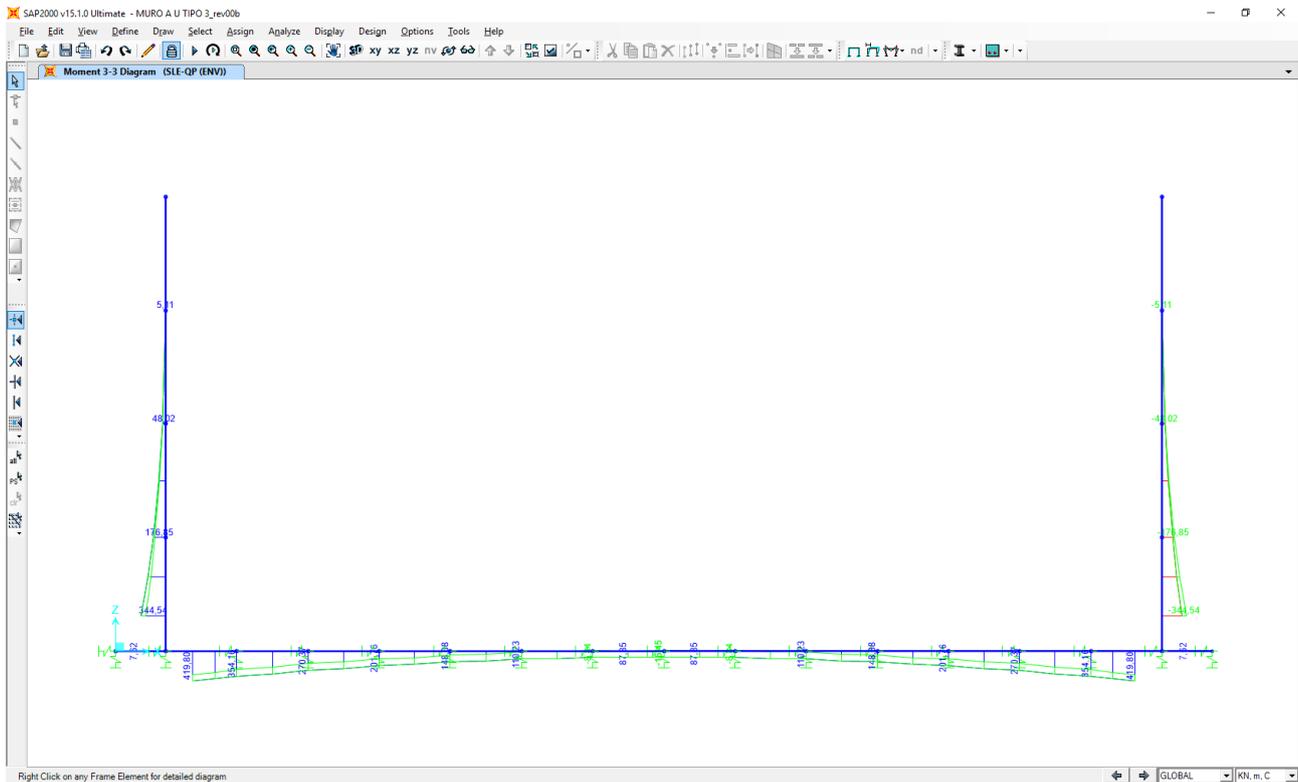
19 MURO A "U" TIPO 3/4- VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

19.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

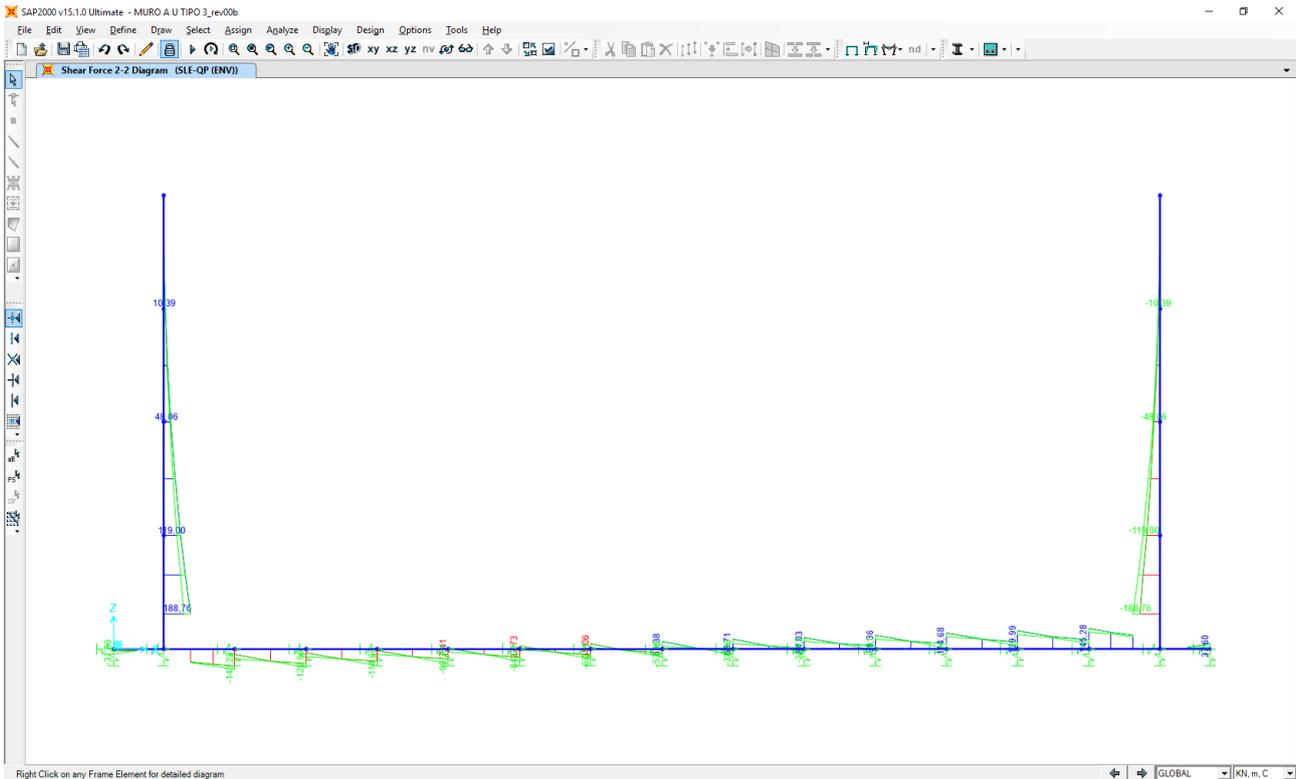
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:



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:

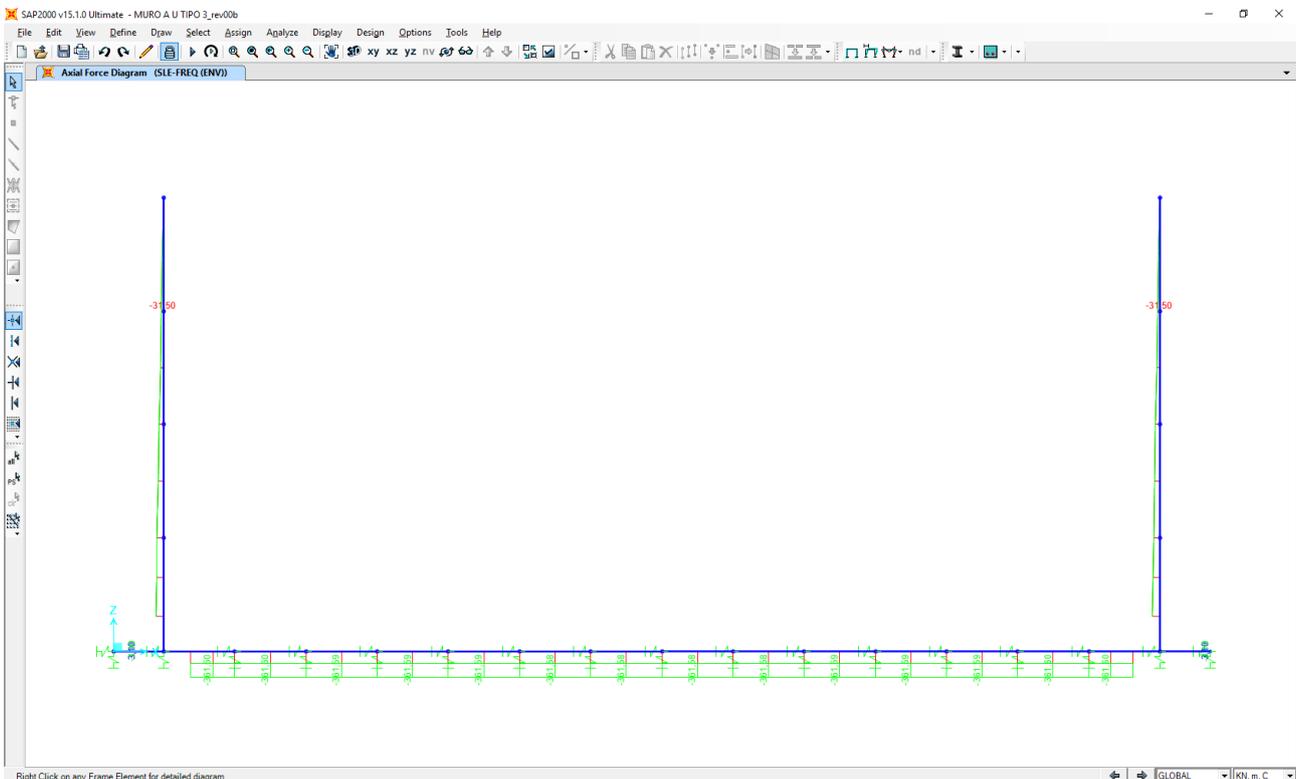


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

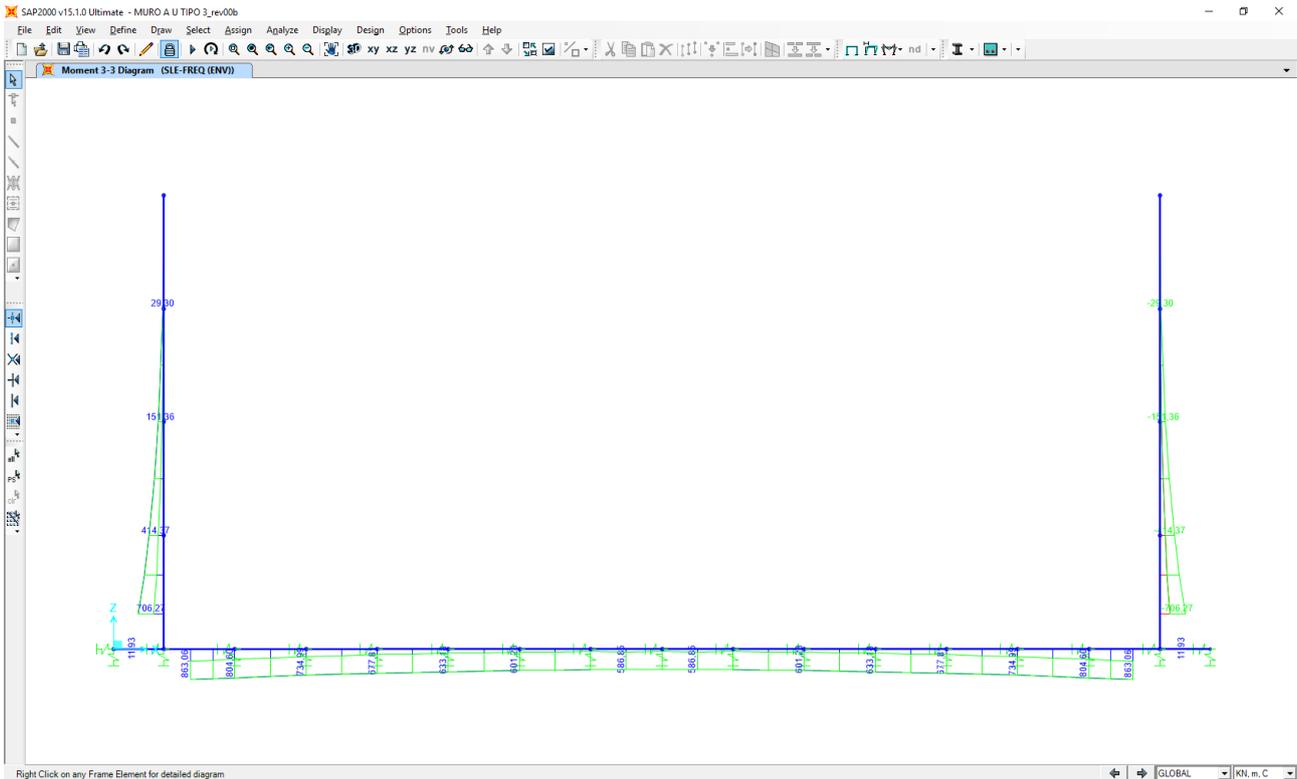


19.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

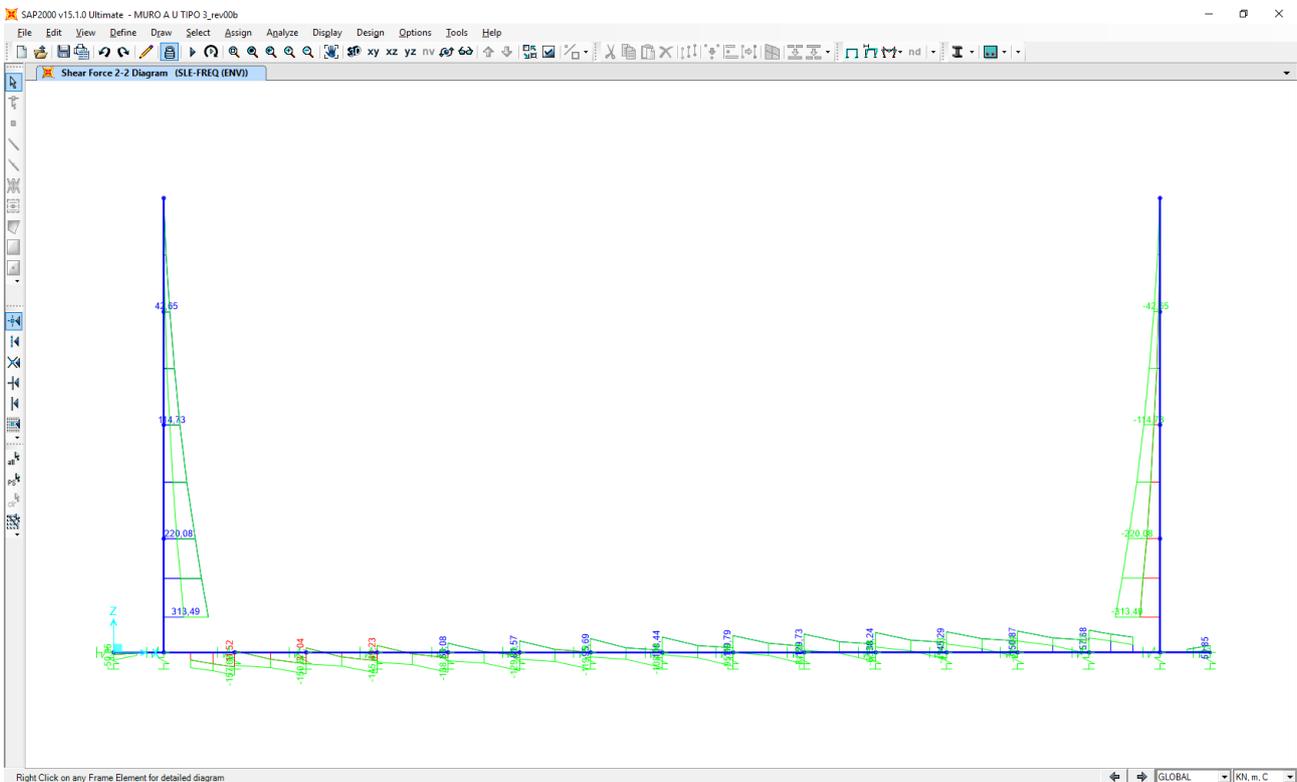
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



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:

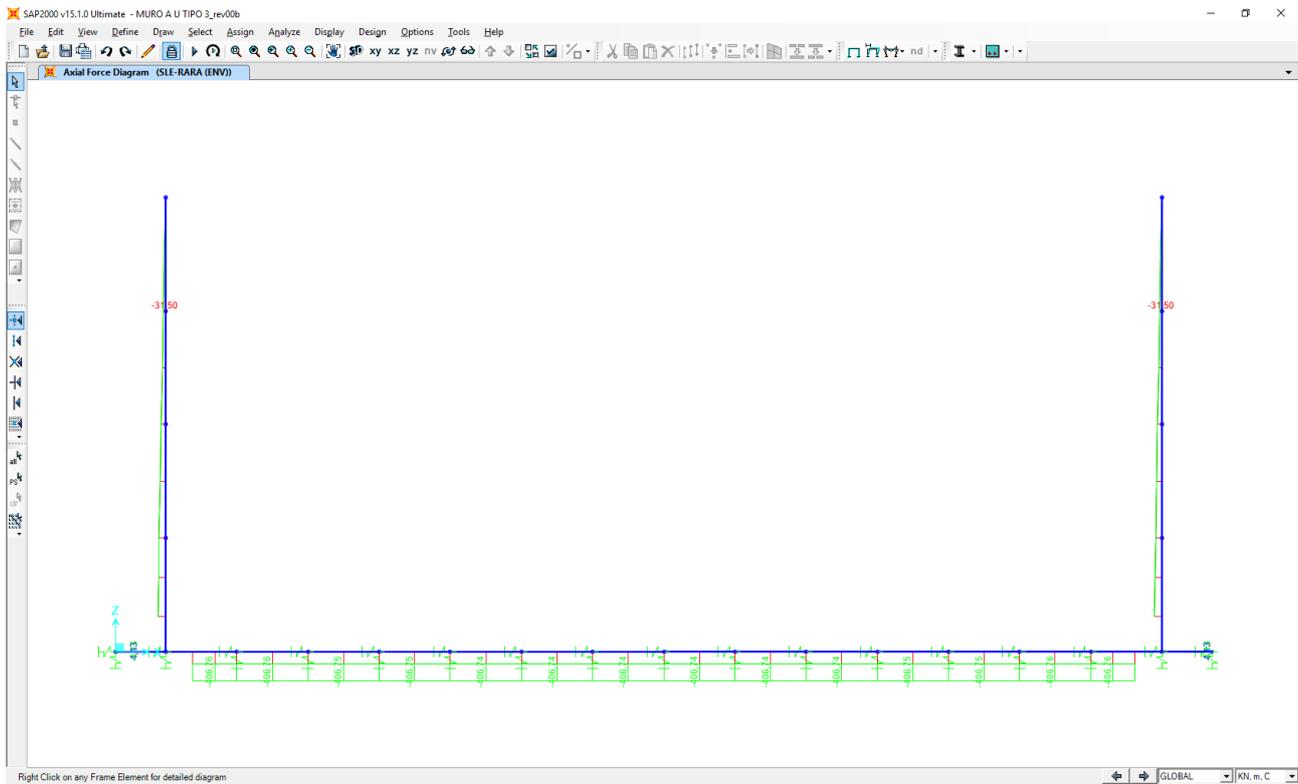


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

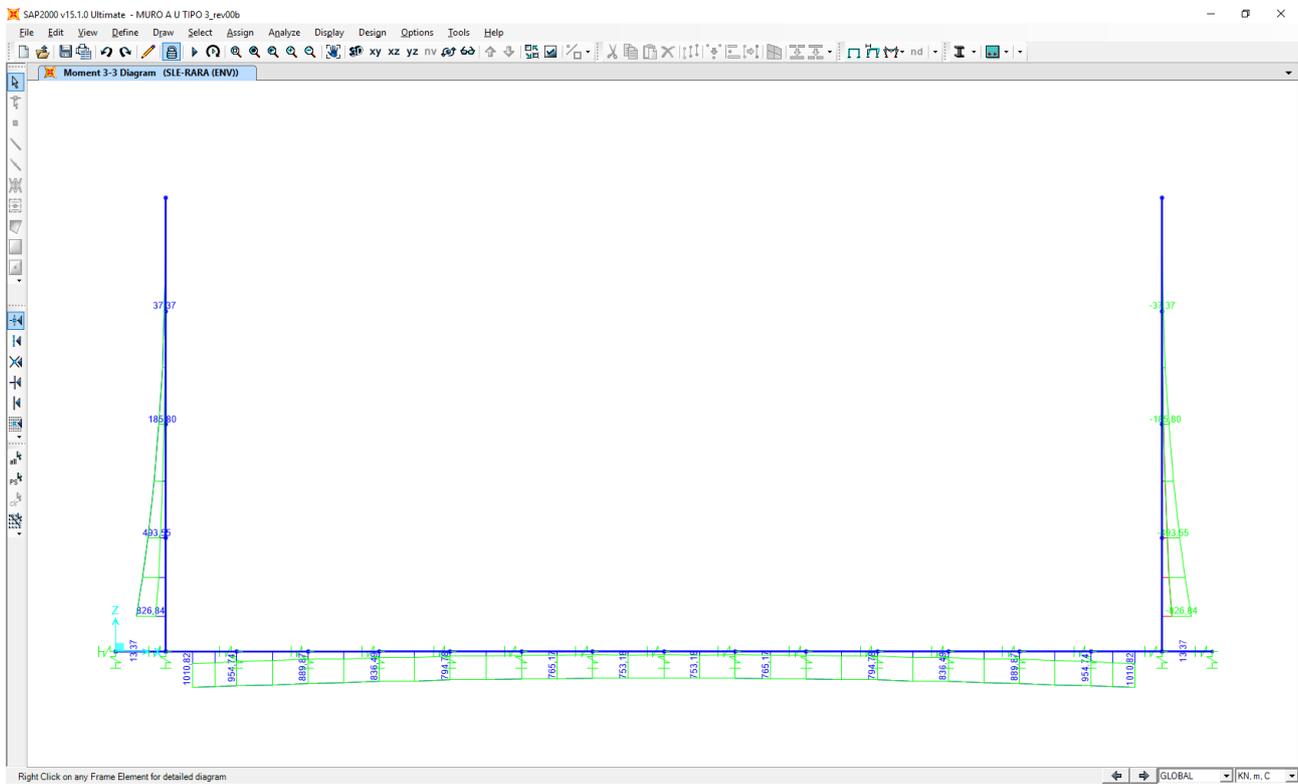


19.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

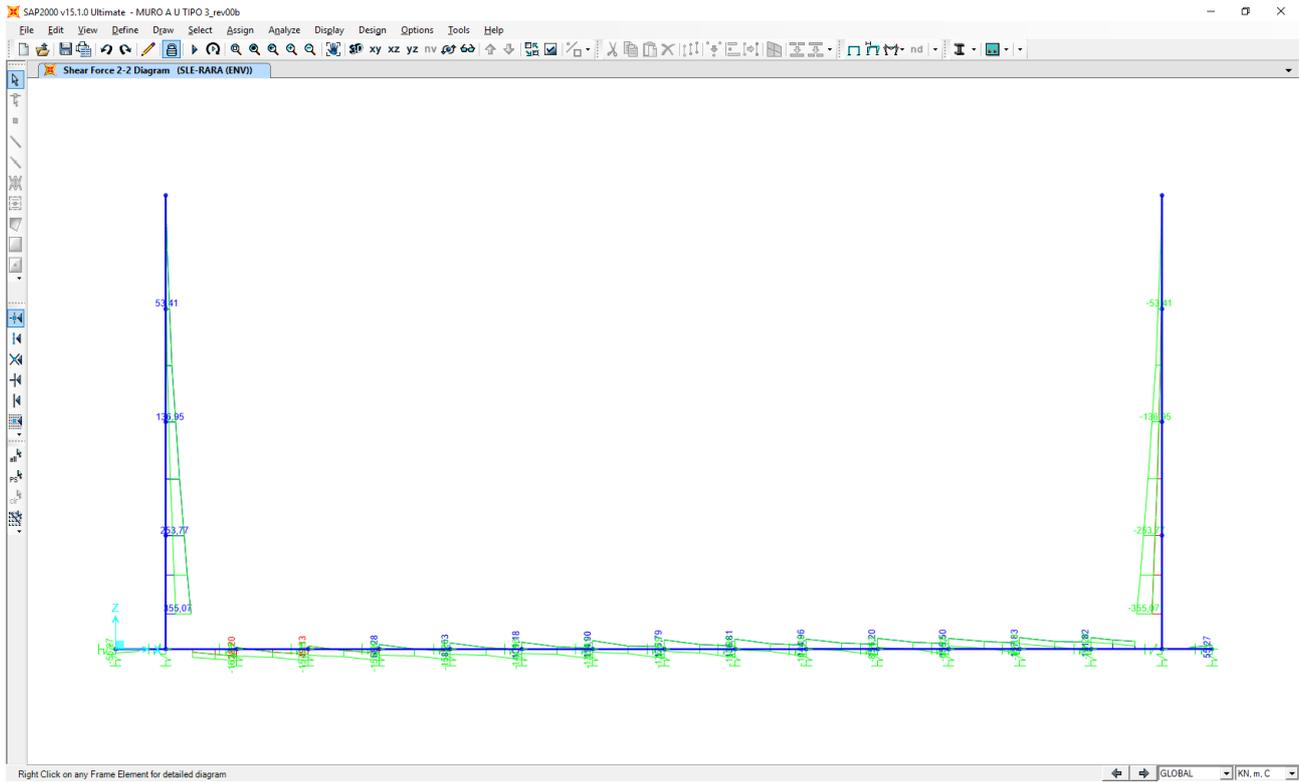
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Rare:



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:

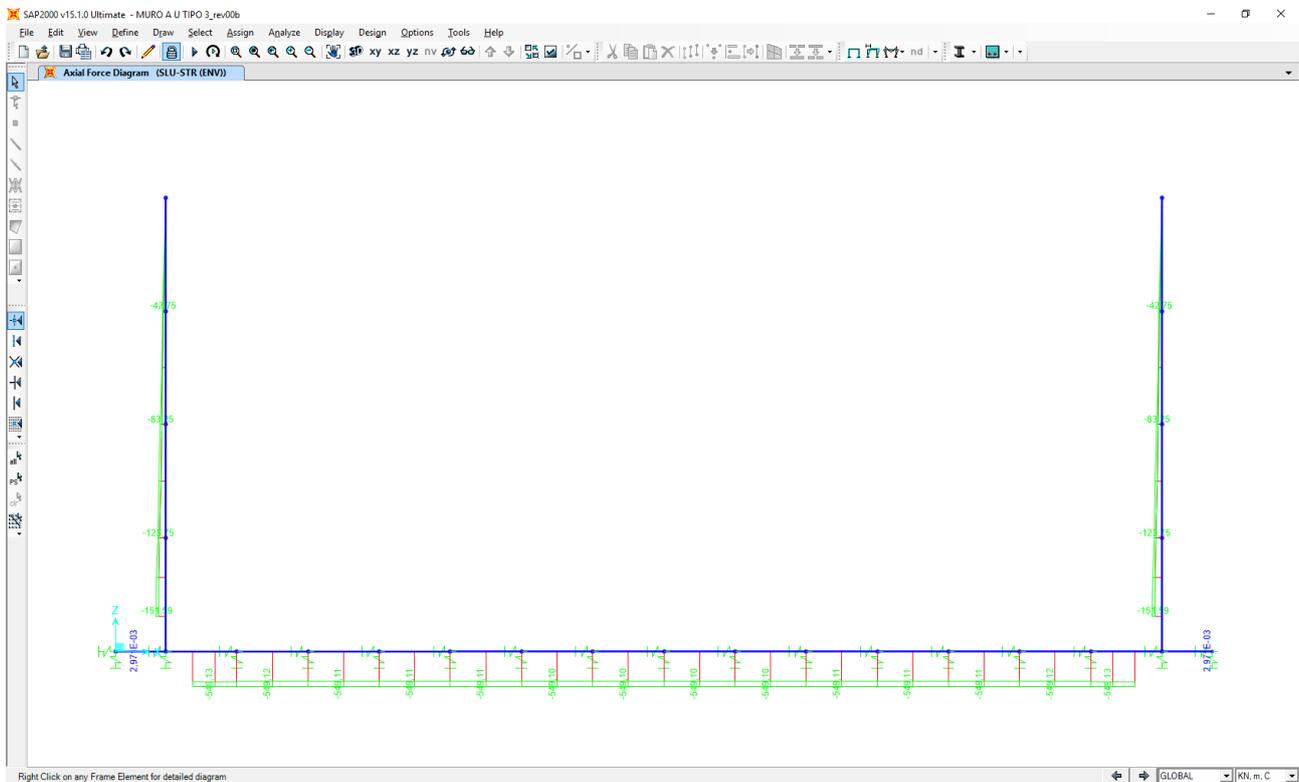


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

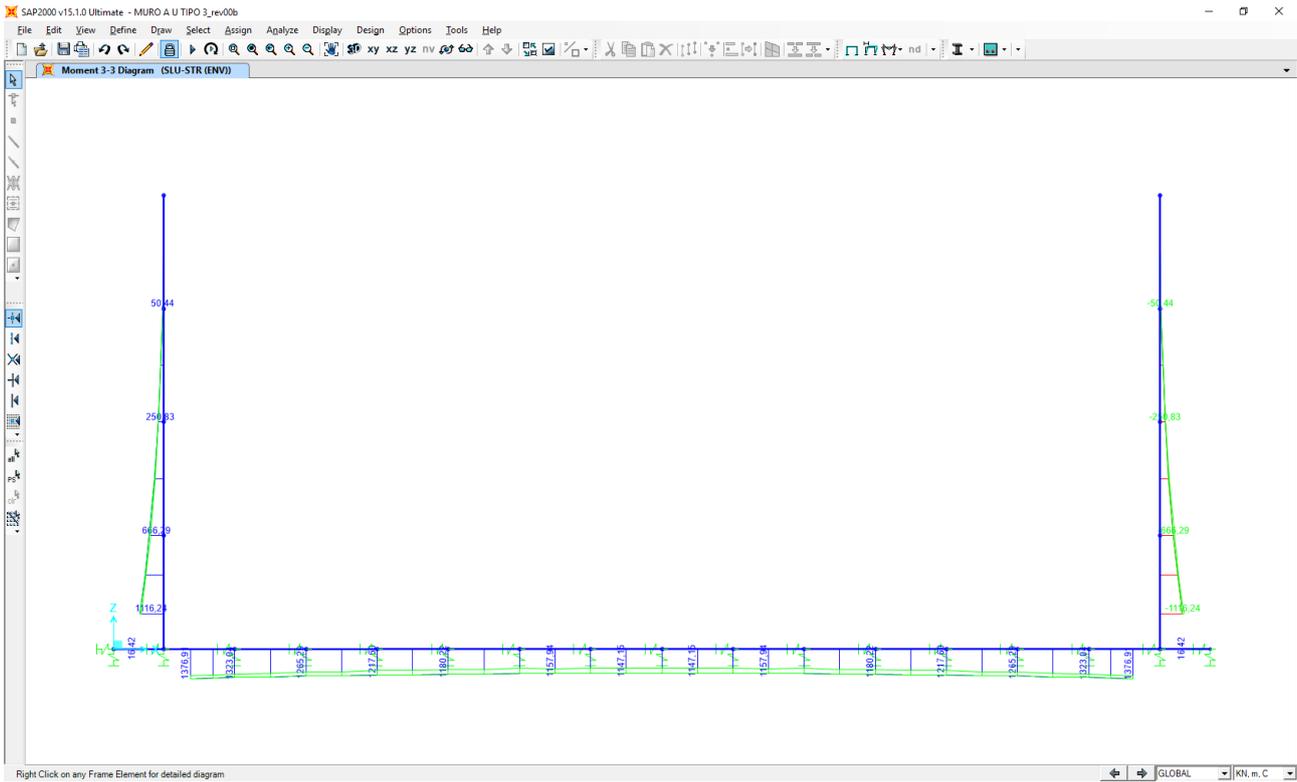


19.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

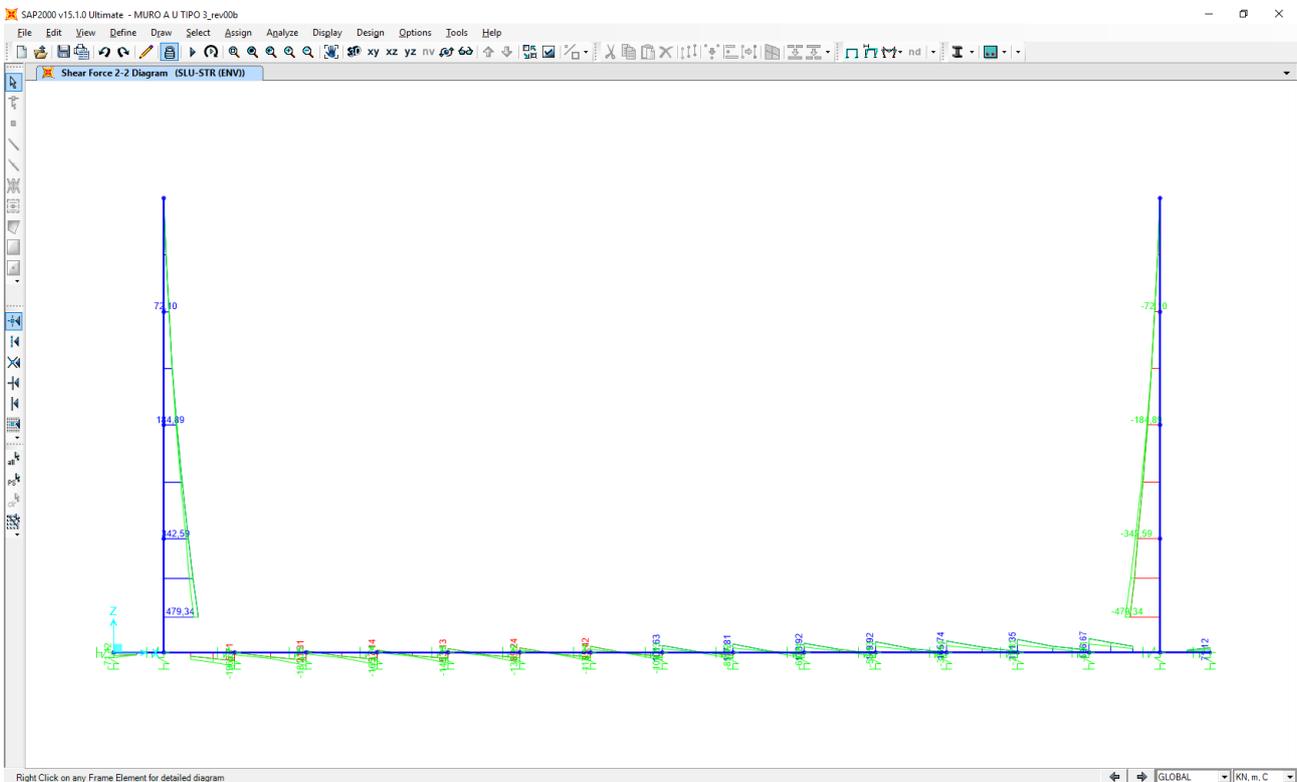
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



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

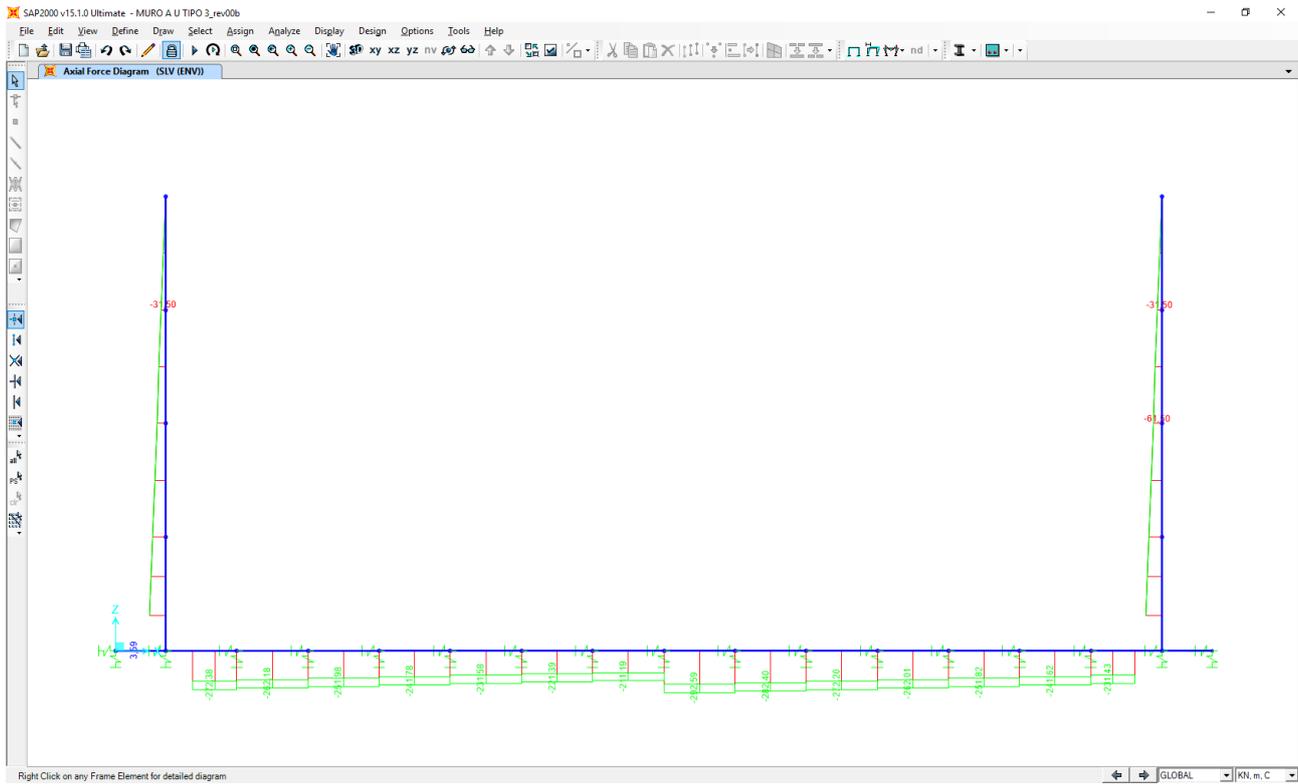


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

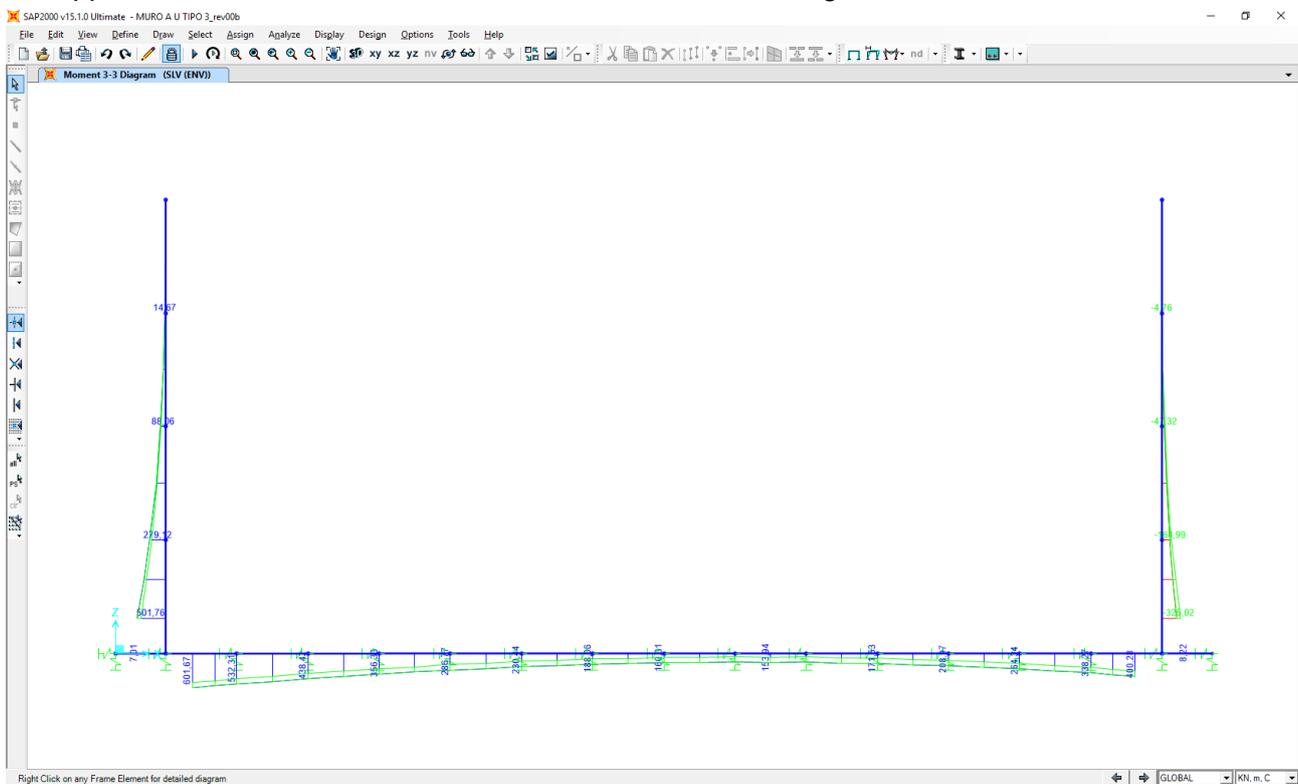


19.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

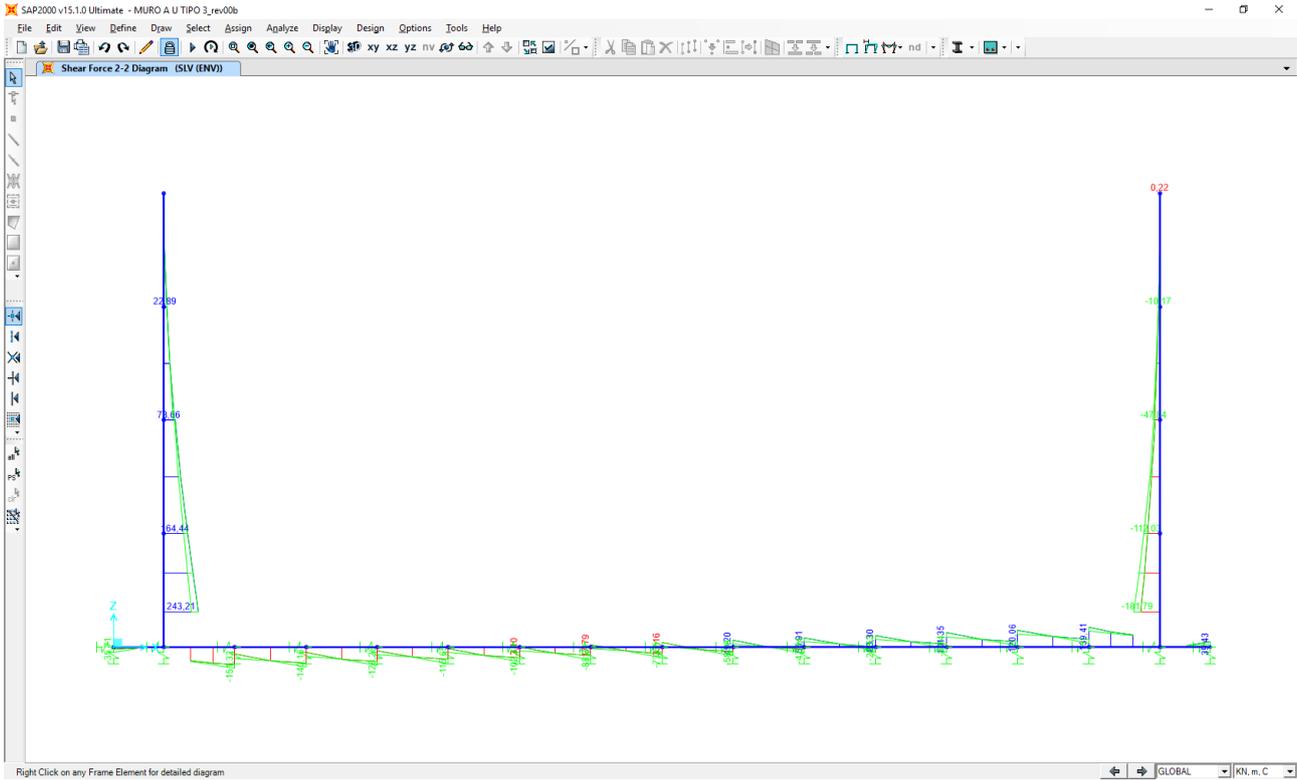
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



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 involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



20 MURO A "U" TIPO 3/4- PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI

20.1 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	$N_{max} + M + V$	-112,13	188,76	344,54
	$N + M_{max} + V$	-112,13	-188,76	-344,54
	$N + M + V_{max}$	-112,13	-188,76	-344,54
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-112,13	313,49	706,27
	$N + M_{max} + V$	-112,13	-313,49	-706,27
	$N + M + V_{max}$	-112,13	-313,49	-706,27
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-112,13	355,07	826,84
	$N + M_{max} + V$	-112,13	-355,07	-826,84
	$N + M + V_{max}$	-112,13	-355,07	-826,84
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-151,59	479,34	1116,24
	$N + M_{max} + V$	-112,88	-479,34	-1116,24
	$N + M + V_{max}$	-112,88	-479,34	-1116,24
SLV	$N_{max} + M + V$	-112,13	243,21	501,76
	$N + M_{max} + V$	-112,13	243,21	501,76
	$N + M + V_{max}$	-112,13	243,21	501,76

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

20.2 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:

- **Ø16/20** interni
- **Ø24/10** 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 **45 mm**.

20.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

20.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 112,13$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -344,54$ kNm.

Titolo: []

N° strati barre: 2 **Zoom:** []

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	45,24	6,7
			2	10,05	68,7

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

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

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

Verifica:
 σ_c -4,556 N/mm²
 σ_s 114,9 N/mm²
 ϵ_s 0,5745 ‰
 d 68,3 cm
 x 25,47 x/d 0,3729
 δ 0,9062

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,56$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 114,90$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

20.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 112,13$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -706,27$ 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	45,24	6,7
			2	10,05	68,7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 112,13 kN
 M_{xEd} 0 -706,27 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 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -9,195 N/mm²
 σ_s 246,8 N/mm²

ε_s 1,234 ‰
 d 68,3 cm
 x 24,49 x/d 0,3585
 δ 0,8881

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 9,20$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 246,80$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

20.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 112,13$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -826,84$ 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	45,24	6,7
			2	10,05	68,7

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed 0 112,13 kN
 M xEd 0 -826,84 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

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

σ_c -10,74 N/mm²
 σ_s 290,8 N/mm²

ϵ_s 1,454 ‰
 d 68,3 cm
 x 24,35 w/d 0,3565
 δ 0,8856

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 10,74$ N/mm² < $0,60 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 290,80$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

20.3.4 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:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	114,90	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	24	[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:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	246,80	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	24	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	12,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	150,00	[mm]

VERIFICA NEGATIVA - PROCEDERE CON LA VERIFICA ANALITICA

20.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – COMBINAZIONE 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	45,24	cm ²	A_s'	10,05	cm ²	
$c_{f,effettivo}$	4,5	cm	$y_{G,As} (*)$	6,70	cm	(*) da lembo teso	$y_{G,As'} (*)$	68,70	cm
$c_{f,norma}$	4,5	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
d	68,30	cm	6,7	10	24	68,7	5	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	35,56	cm	N	112,13	kN	carico assiale agente			
A_{ideale}	8329	cm ²	M	706,27	kN m	momento agente			
I_{ideale}	4274658	cm ⁴	e	629,87	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
Fessurazione indotta da:			en	13,01	cm	estremità nocciolo d'inerzia			
carichi			d_G	57,03	cm	baricentro armature			
Caratteristiche ambiente:			u	592,37	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
molto o moderatamente aggressivo			p	-1020380,7	cm ²				
β_1	1		q	-394707735	cm ³				
β_2	0,5		y_p	616,85	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
k_1	0,8		y_c	24,49	cm	asse neutro			
k_2	0,5		A^*	3278	cm ²	area ideale			
k	-		S_n^*	2986	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
$h_{A,cls,eff}$	16,75	cm	I_n^*	1841886,6	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
$A_{cls,eff}$	1675,00	cm ²	σ_c	9,19	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
ρ_r	0,0270		σ_s	246,80	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
σ_s	246,80	MPa	Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
σ_{sr}	109,45	MPa	N	112	kN	carico assiale agente			
ϵ_{sm}	0,00106		M_F	330	kN m	momento di prima fessurazione			
s_{rm}	138,9	mm	e	293,93	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
w_m	0,147	mm	u	256,43	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
β	1,7		p	-181676,95	cm ²				
χ	1		q	-28807443	cm ³				
w_k	0,25	mm	y_p	281,99	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
w_k limite	0,3	mm	y_c	25,56	cm	asse neutro			
w_k	<	w_k limite	A^*	3385	cm ²	area ideale			
			S_n^*	6568	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I_n^*	1852137,9	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ_{cr}	4,36	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ_{sr}	109,45	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			

20.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 112,88$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -1116,24$ 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	75	1	45,24	6,7
			2	10,05	68,7

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 112,88 kN
 M_{xEd} -1116,24 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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} -1.145 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 14,61 ‰
 d 68,3 cm
 x 13,2 x/d 0,1933
 δ 0,7

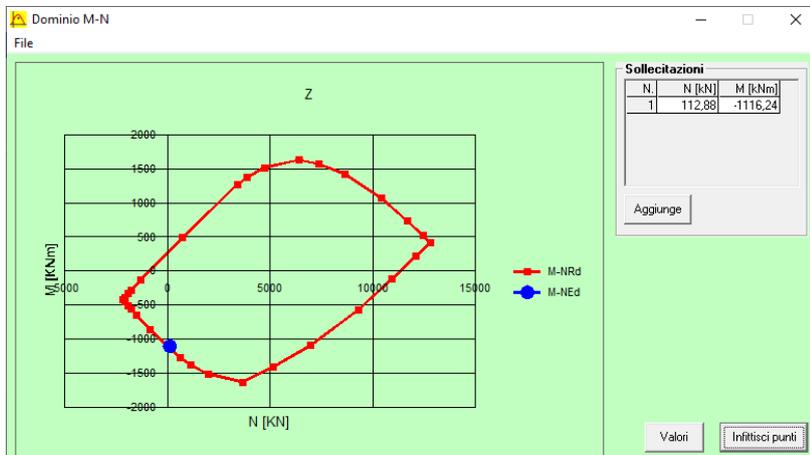
N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -1.145,00$ kNm > $M_{Sd} = -1116,24$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

20.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{sd} = -479,34$ kN.

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	75,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	70,50	[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:	$V_{S,d}$	479,34	[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}	490,36	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	2.238,20	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	490,36	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,02	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

21 MURI A "U" TIPO 3/4- ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

21.1 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	$N_{max} + M + V$	-226,12	-117,08	354,16
	$N + M_{max} + V$	-226,12	-95,39	419,80
	$N + M + V_{max}$	-167,26	-145,28	257,41
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-361,60	-114,74	804,60
	$N + M_{max} + V$	-361,60	-74,52	863,06
	$N + M + V_{max}$	-292,15	-157,68	669,15
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-406,76	-113,97	954,74
	$N + M_{max} + V$	-406,76	-67,57	1010,82
	$N + M + V_{max}$	-333,78	-161,82	806,40
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-549,13	-118,92	1323,04
	$N + M_{max} + V$	-549,13	-55,47	1376,91
	$N + M + V_{max}$	-469,67	-196,67	1158,72
SLV	$N_{max} + M + V$	-292,60	-29,97	147,86
	$N + M_{max} + V$	-272,38	-101,42	601,67
	$N + M + V_{max}$	-213,52	-151,32	435,56

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

21.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

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

L'armatura trasversale è costituita da:

- **Ø16/20** superiori
- **Ø24/10** inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

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

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti **Ø16/40x80**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

21.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

21.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 226,12$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 419,80$ kNm.

Titolo: []

N° strati barre: 2 **Zoom:** []

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	20,11	6,4
			2	45,24	94,8

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 226,12 kN
 M_{xEd} 0 419,80 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 -3,204 N/mm²
 σ_s 86,88 N/mm²

ε_s 0,4344 ‰
 d 94,8 cm
 x 33,76 x/d 0,3561
 δ 0,8852

Verifica Precompresso

N° iterazioni: 4

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,20 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 86,88 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

21.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 361,60$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 863,06$ 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	100	1	20,11	6,4
			2	45,24	94,8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 361,60 kN
 M_{xEd} 0 863,06 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 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -6,509 N/mm²
 σ_s 188 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,51$ N/mm² < 0,45 f_{ck} = 11,20 N/mm²
- $\sigma_s = 188,00$ N/mm² < 0,80 f_{yk} = 360,00 N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

21.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 406,76 \text{ kN}$.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1010,82 \text{ kNm}$.

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

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

Titolo : []

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	20,11	6,4
			2	45,24	94,8

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 406,6 kN
 M_{xEd} 0 1010,82 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

σ_c -7,609 N/mm²
 σ_s 221,7 N/mm²

ε_s 1,109 ‰
 d 94,8 cm
 x 32,22 x/d 0,3398
 δ 0,8648

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,61 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 221,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

21.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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:

Aggressive

Armatura:

Poco sensibile

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **86,88** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} **24** [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:

$\sigma_{s,max}$ **188,00** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 24 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 100,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 250,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

21.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 549,13$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 1376,91$ kNm.

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

Titolo: Z

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	20.11	6.4
			2	45.24	94.8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 549.13 kN
 M_{Ed}: 1376.91 kNm

P.to applicazione N: Centro

Materiali: B450C, C25/30

M_{xRd}: 1.815 kNm

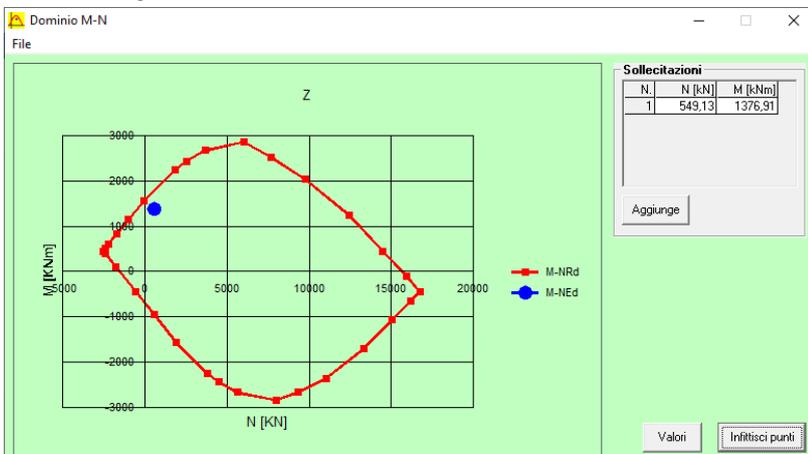
σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_s: 3.5 ‰
 ε_c: 20.76 ‰

Calcola MRd Dominio M-N

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 1.815,00$ kNm > $M_{sd} = 1376,91$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

21.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 196,67$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	100,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	96,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="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:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	196,67	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	10	24	4,52	45,20
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				45,20

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Coefficiente k:	k	1,46	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,307	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0047	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	381,15	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,94	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

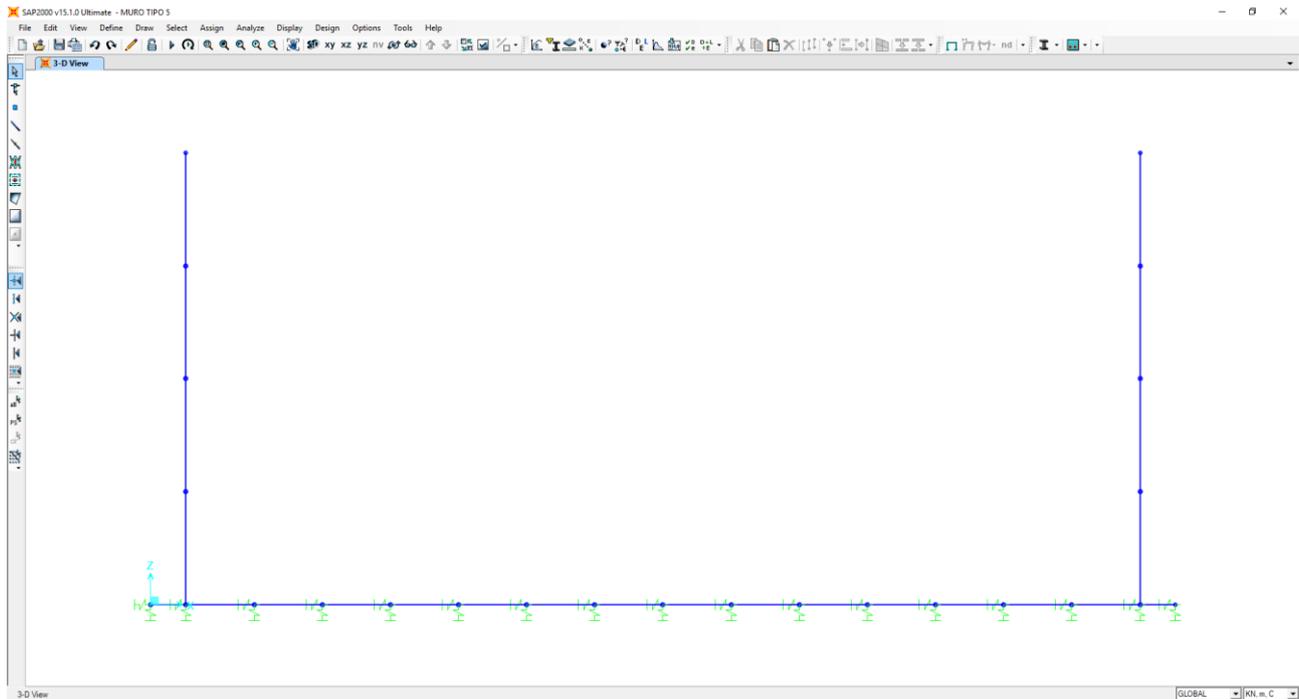
22 MURO A "U" TIPO 5 – MODELLO DI CALCOLO

22.1 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.

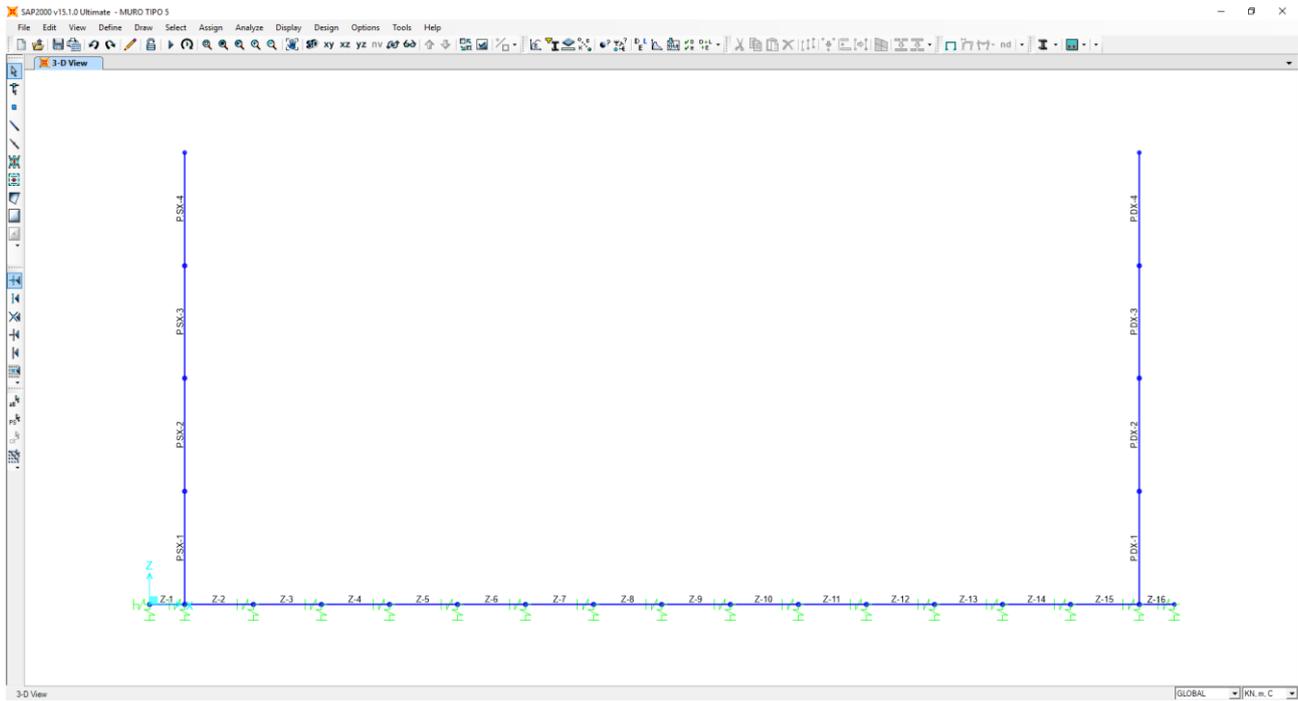
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo "beam" ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

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



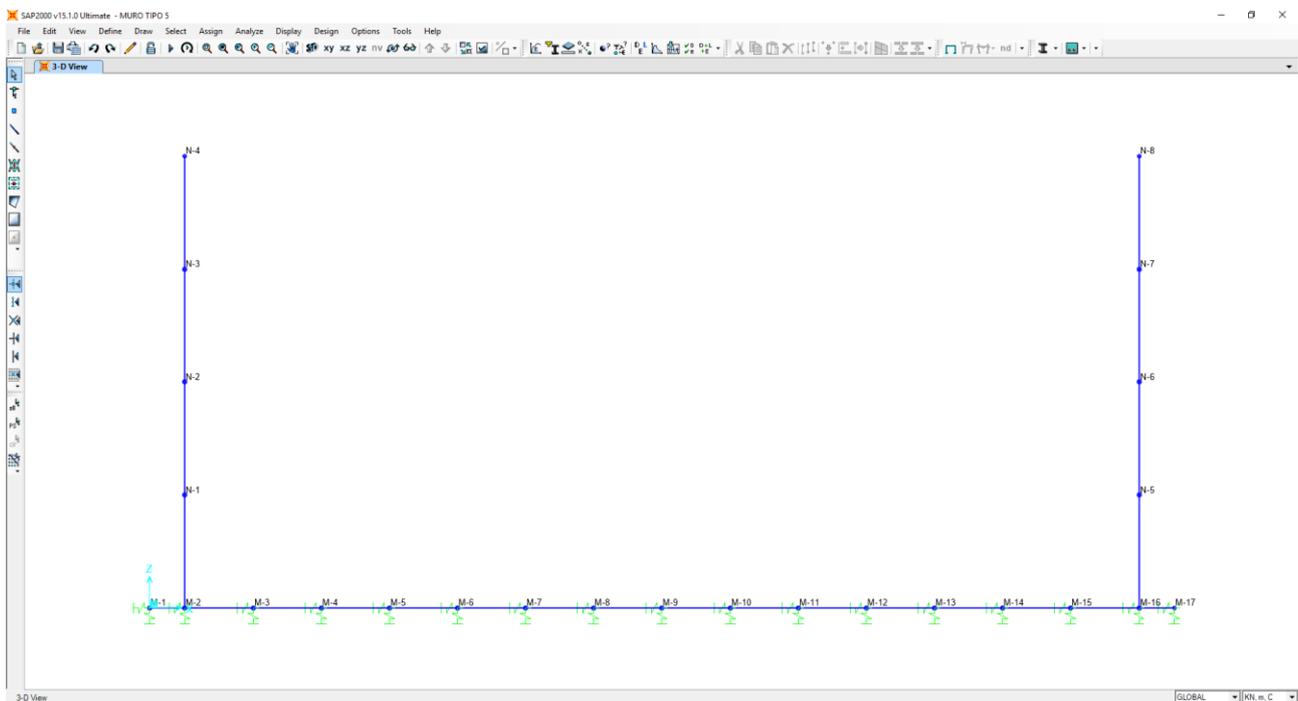
22.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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



22.3 NUMERAZIONE DEI NODI

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



22.4 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	0,700
M2	M3	0,993
M3	M4	0,993
M4	M5	0,993
M5	M6	0,993
M6	M7	0,993
M7	M8	0,993
M8	M9	0,993
M9	M10	0,993
M10	M11	0,993
M11	M12	0,993
M12	M13	0,993
M13	M14	0,993
M14	M15	0,993
M15	M16	0,993
M16	M17	0,700

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,350	5.250,00
M2	0,847	12.697,50
M3	0,993	14.895,00
M4	0,993	14.895,00
M5	0,993	14.895,00
M6	0,993	14.895,00
M7	0,993	14.895,00
M8	0,993	14.895,00
M9	0,993	14.895,00
M10	0,993	14.895,00
M11	0,993	14.895,00
M12	0,993	14.895,00
M13	0,993	14.895,00
M14	0,993	14.895,00
M15	0,993	14.895,00
M16	0,847	12.697,50
M17	0,350	5.250,00

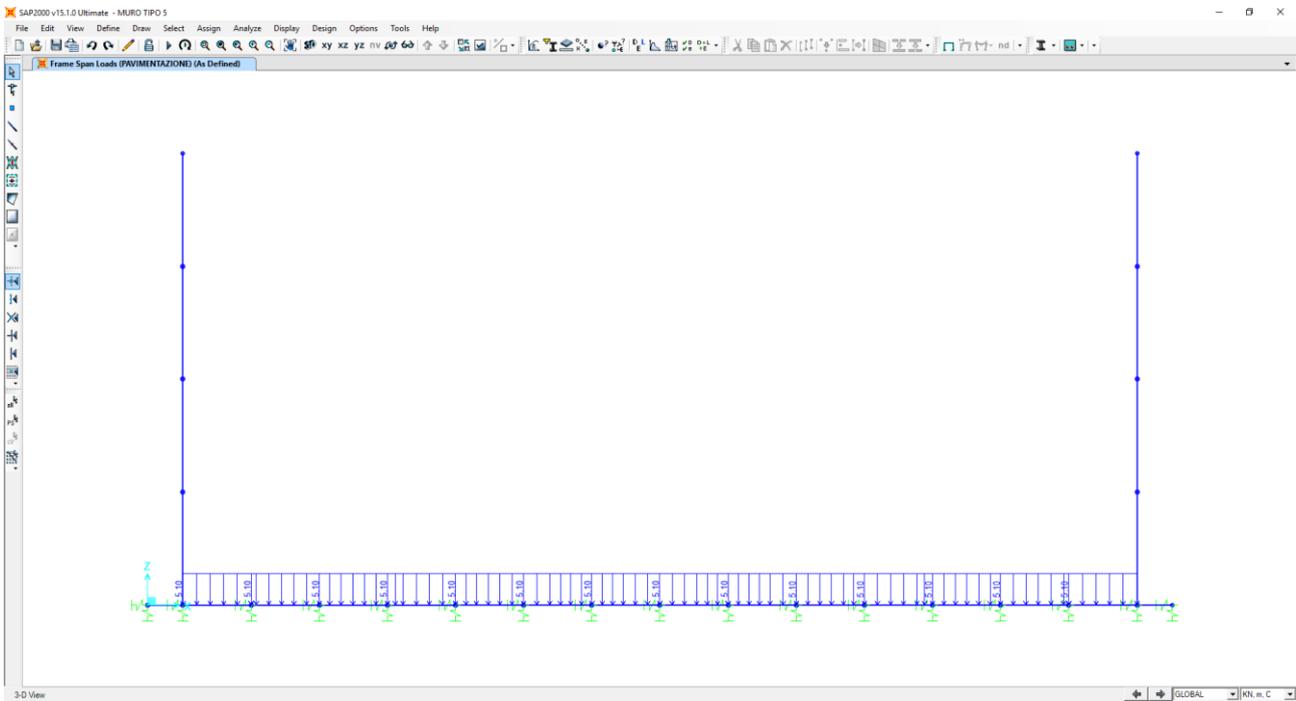
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

22.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

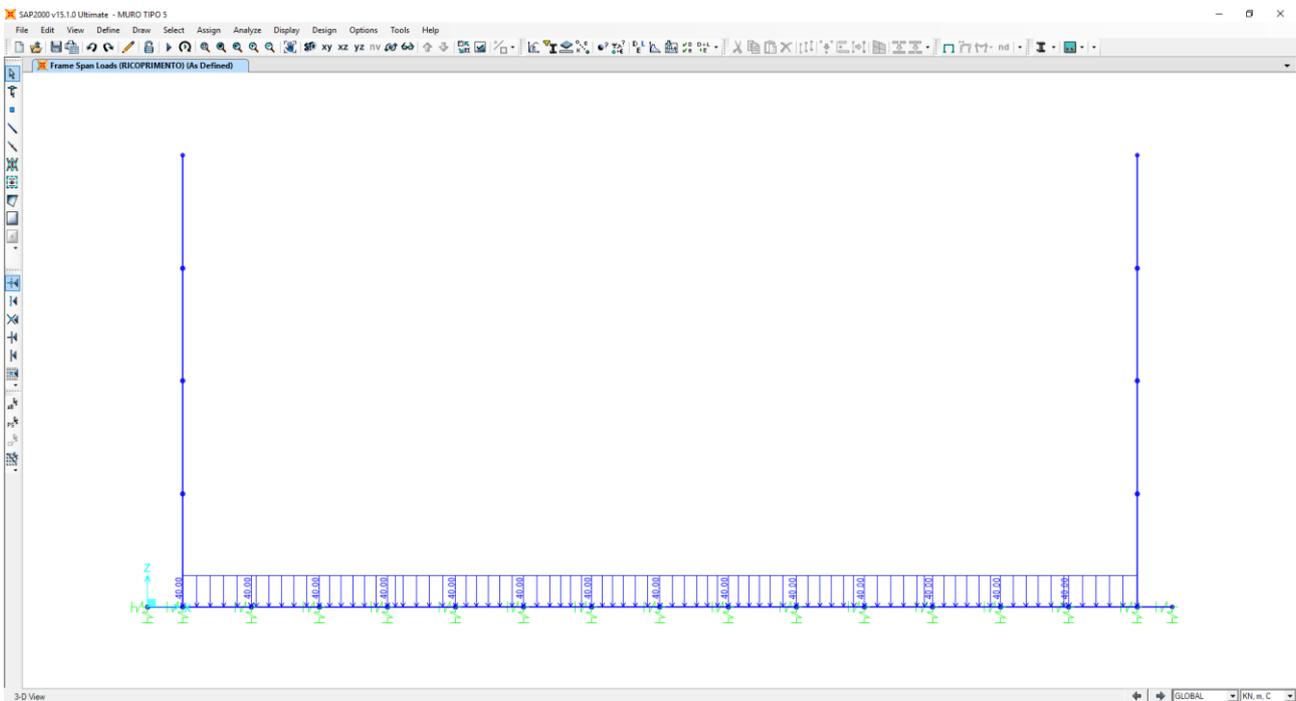
22.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

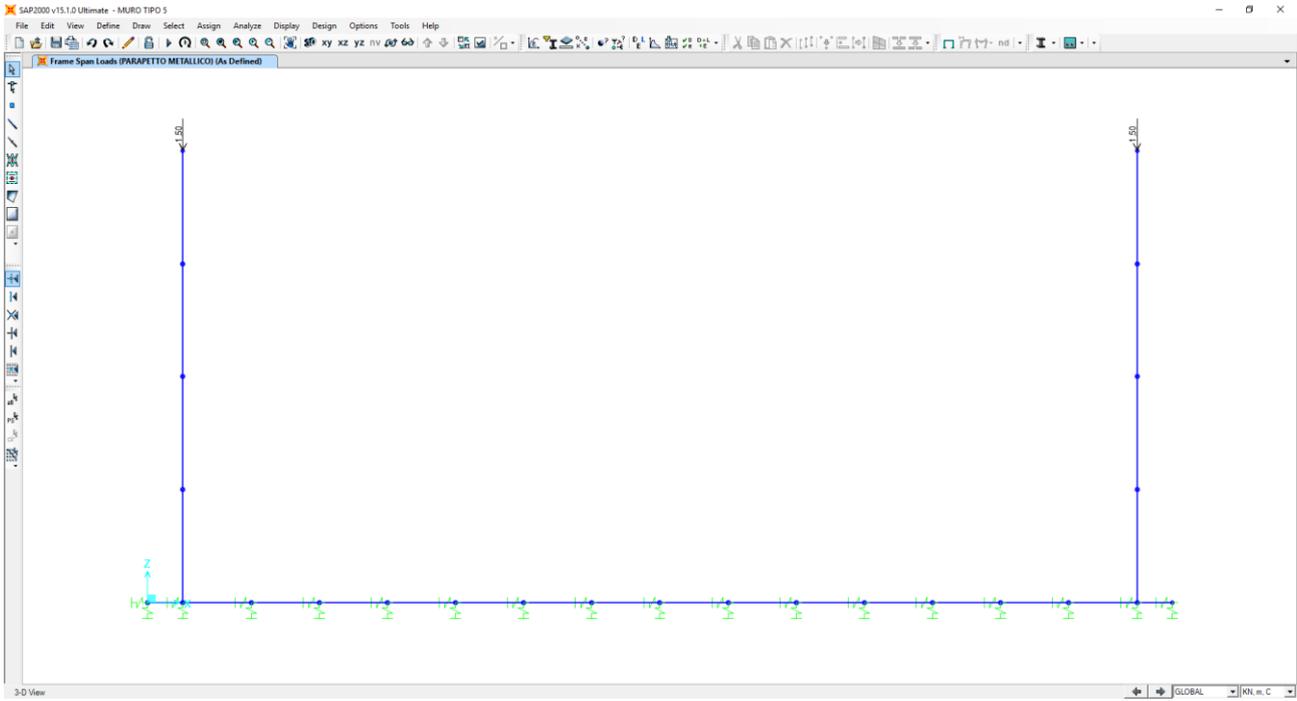
22.5.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE



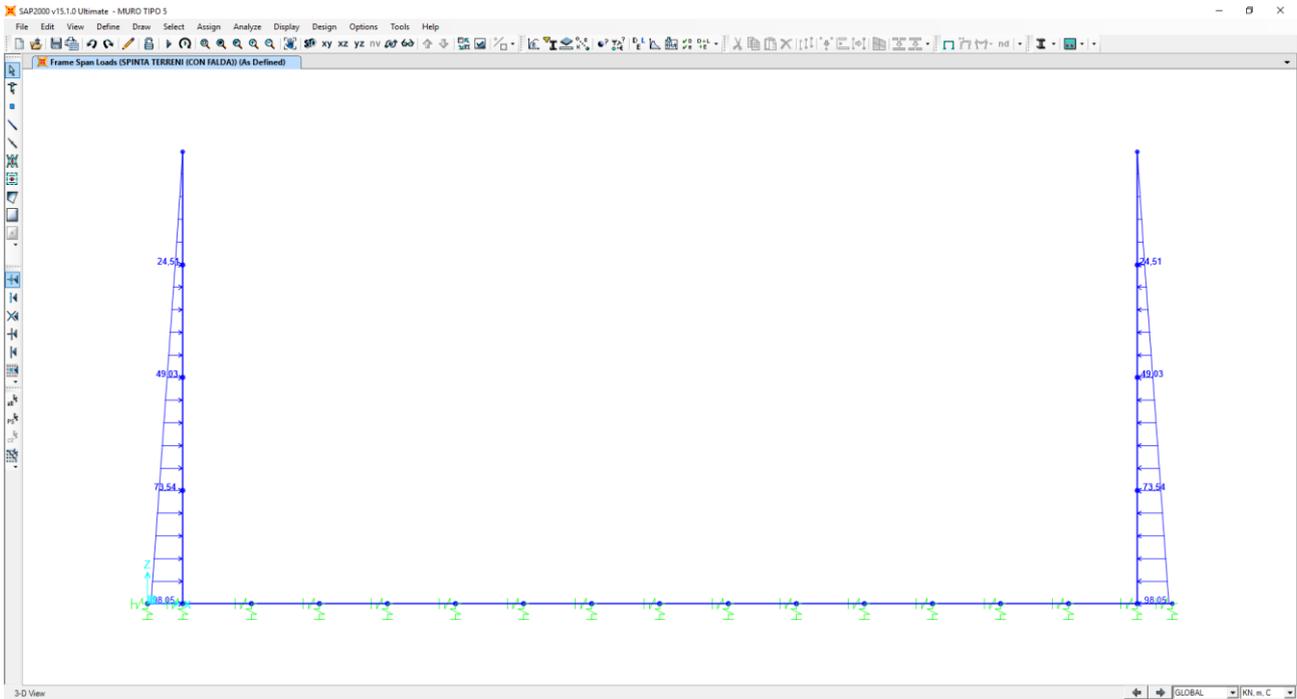
22.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



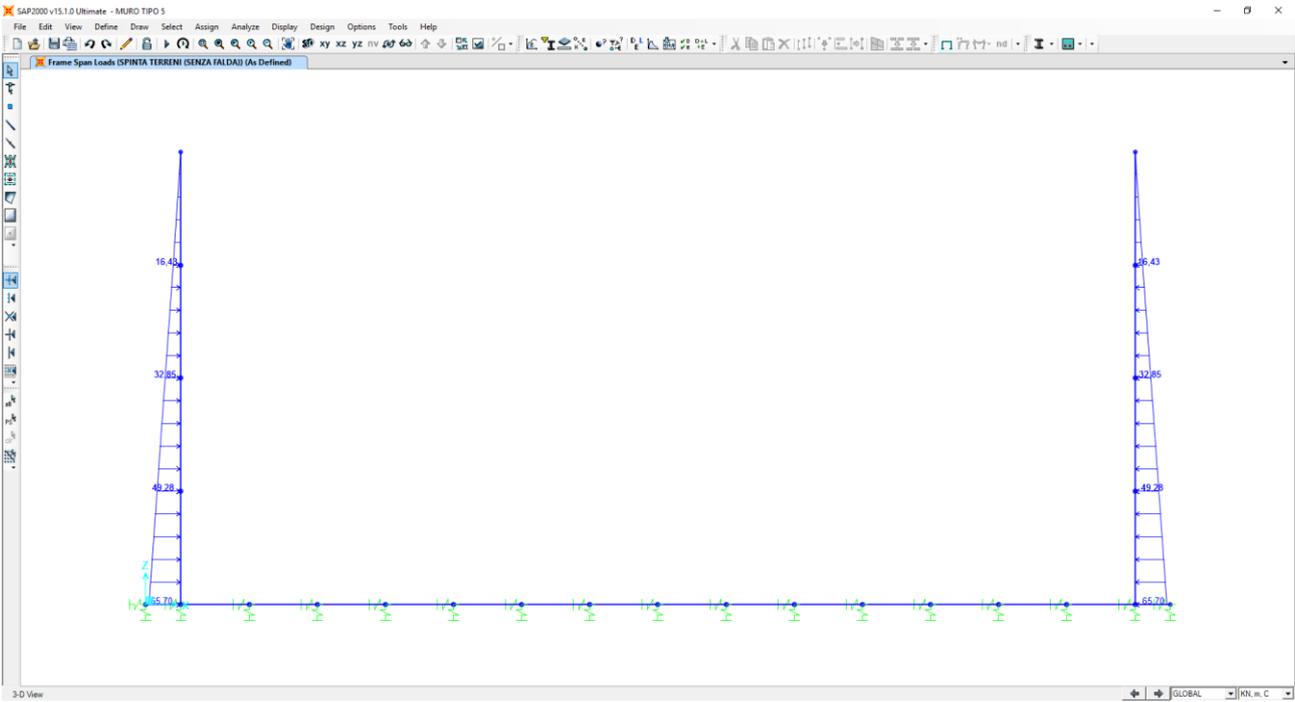
22.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



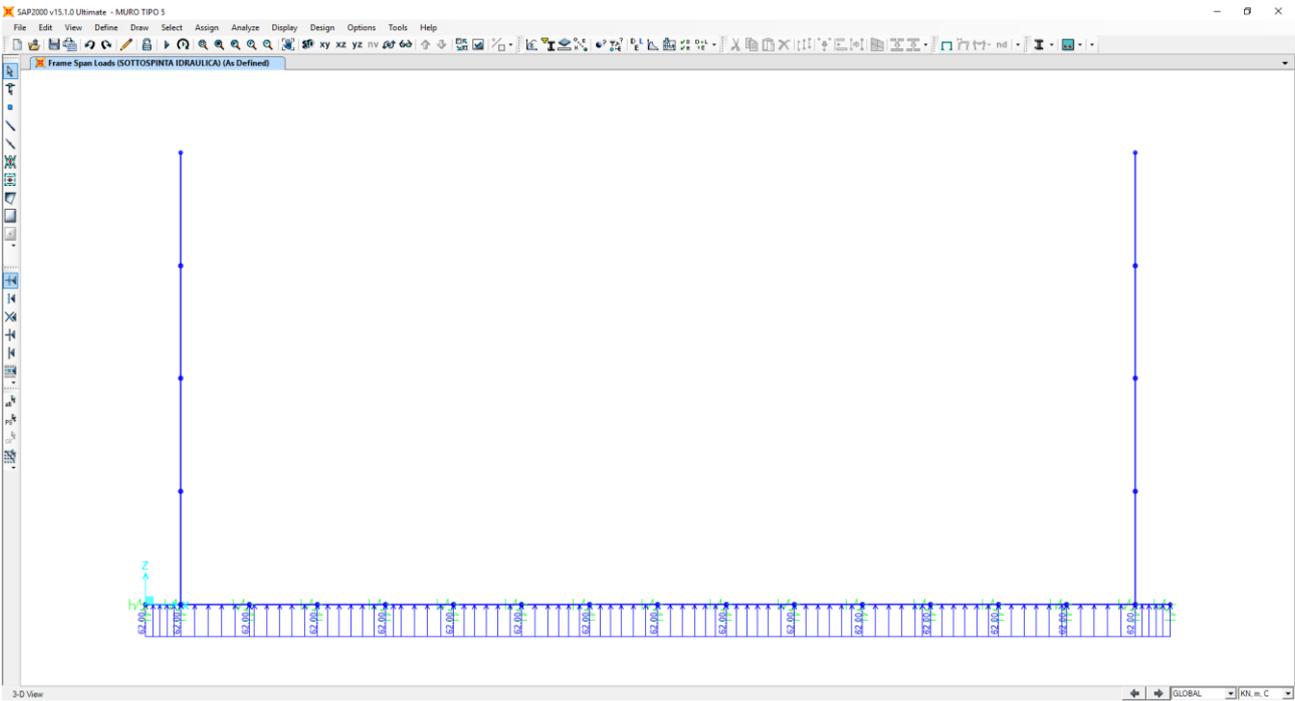
22.5.5 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA PRESENTE



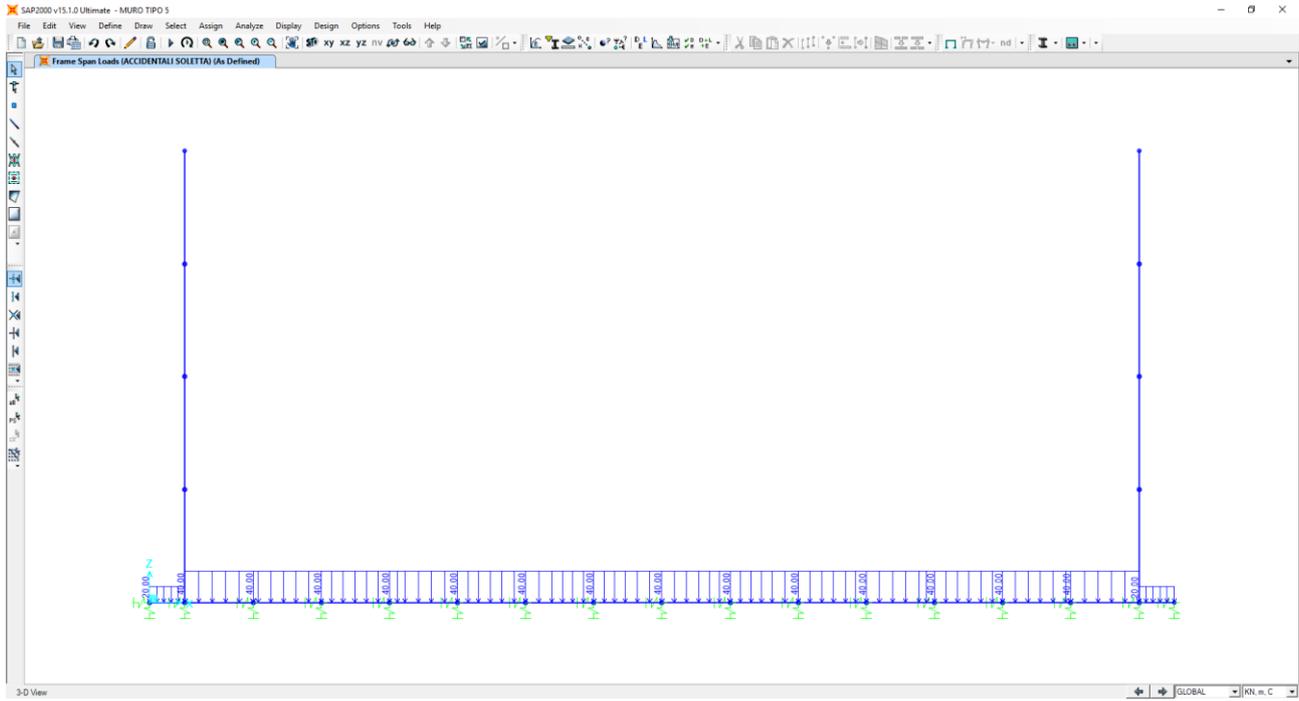
22.5.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA ASSENTE



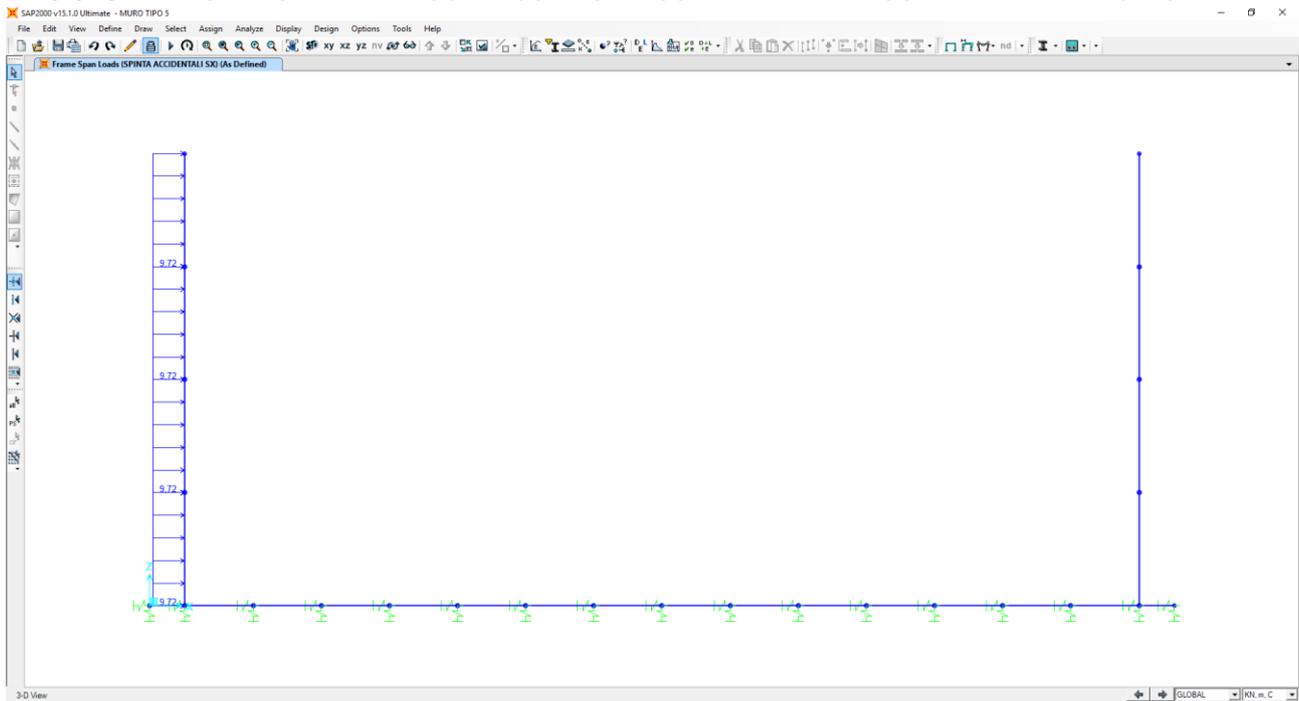
22.5.7 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA



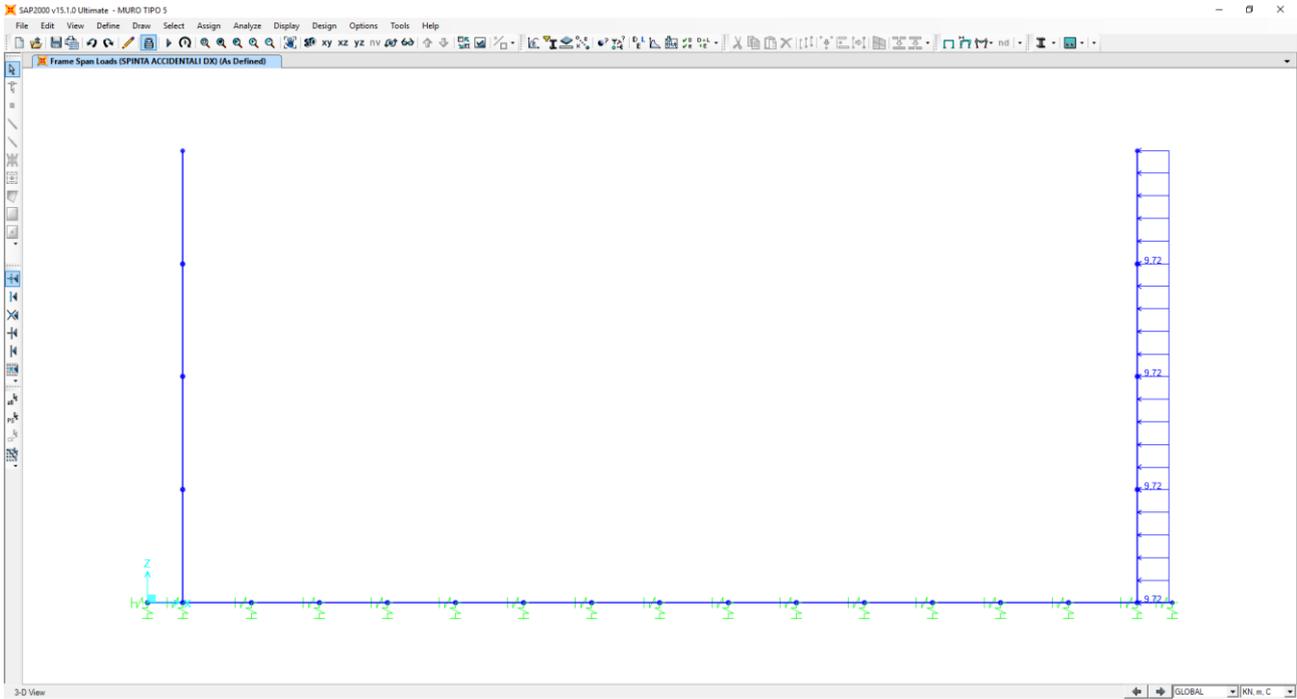
22.5.8 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



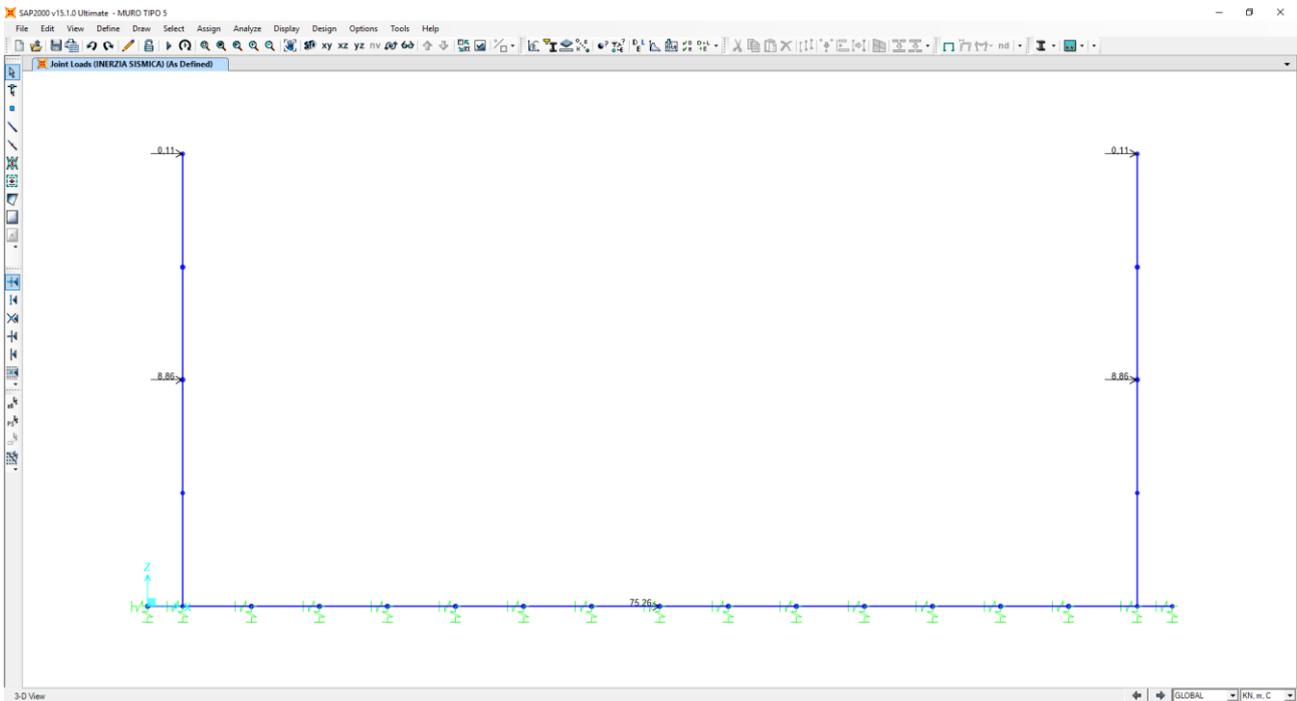
22.5.9 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



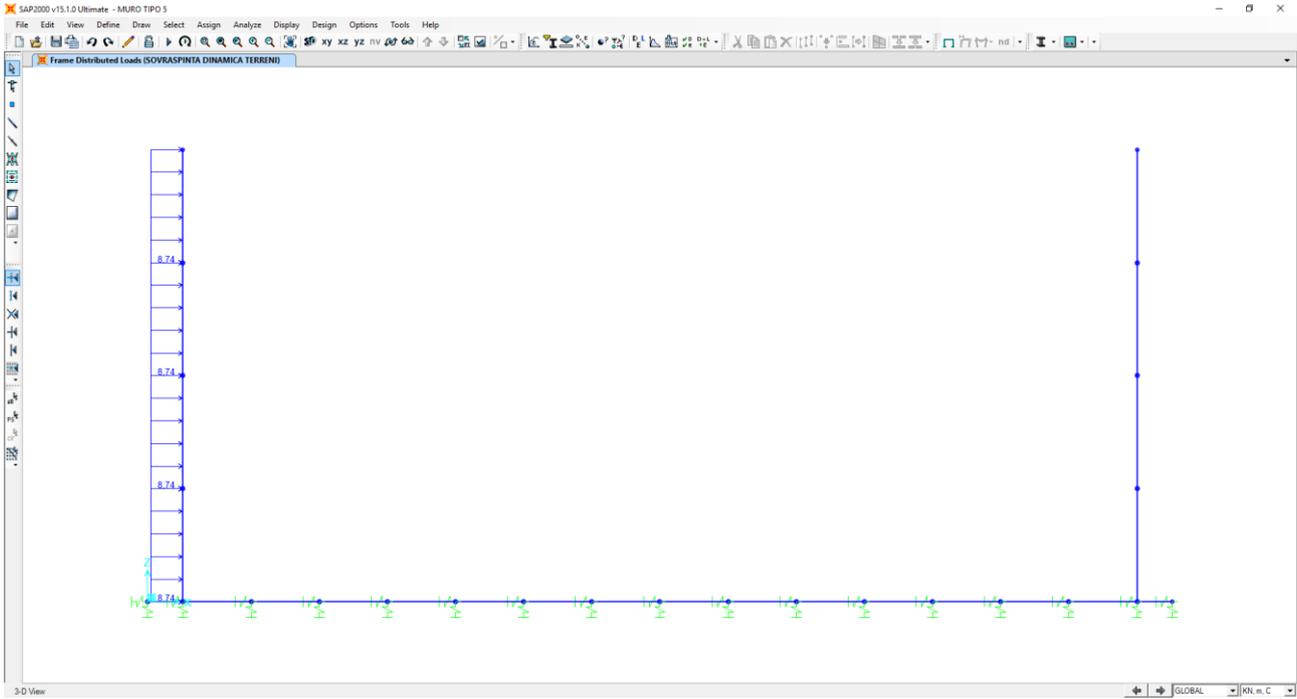
22.5.10 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



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



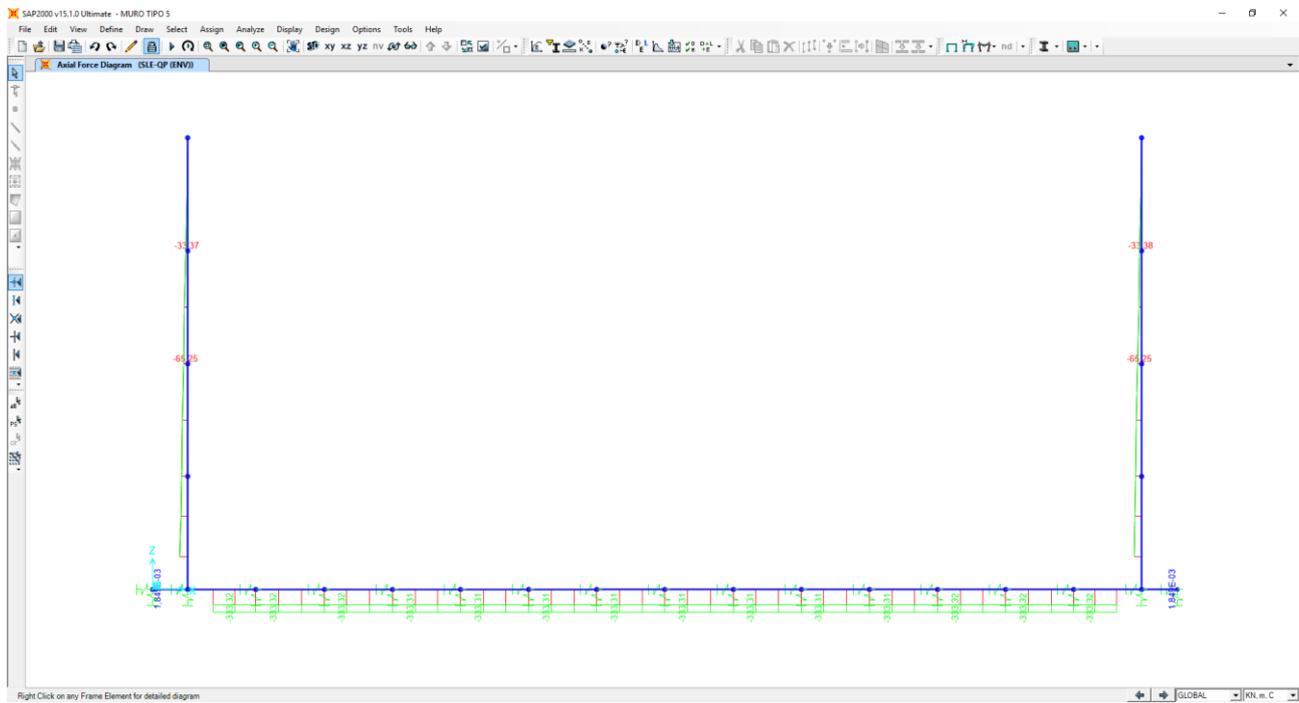
22.5.12 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



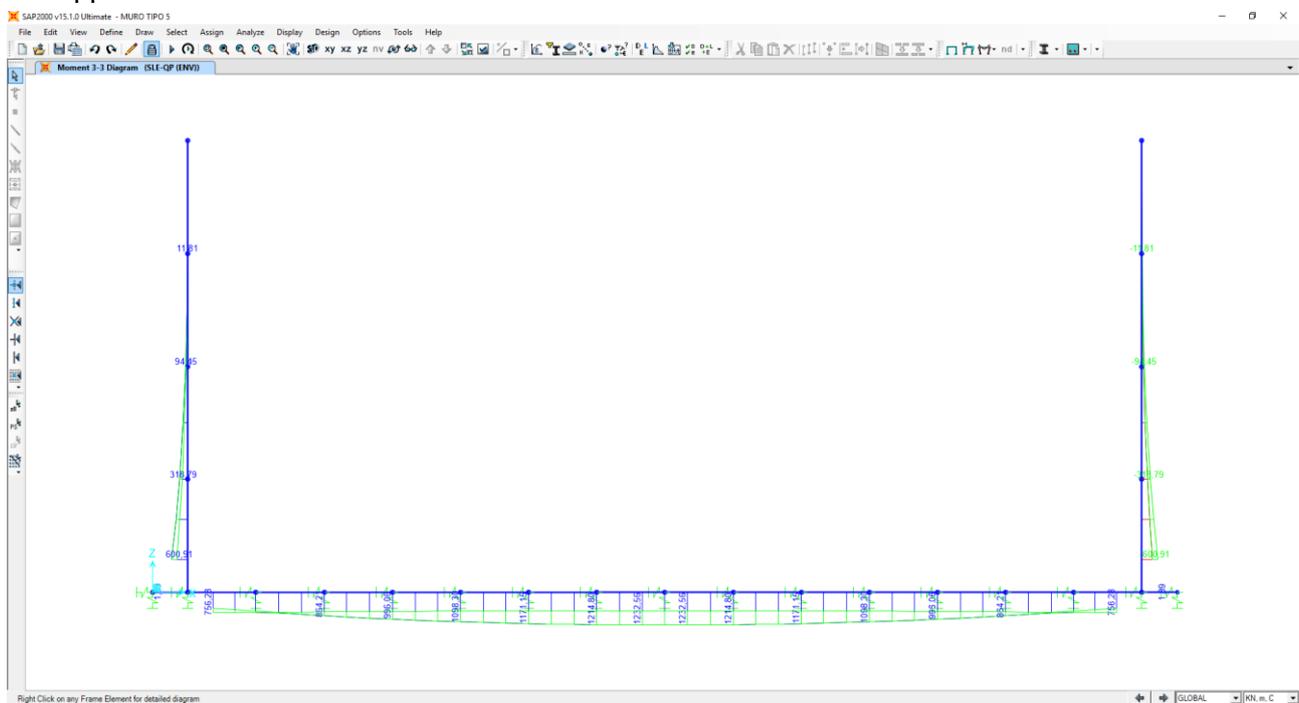
23 MURO A "U" TIPO 5- VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

23.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

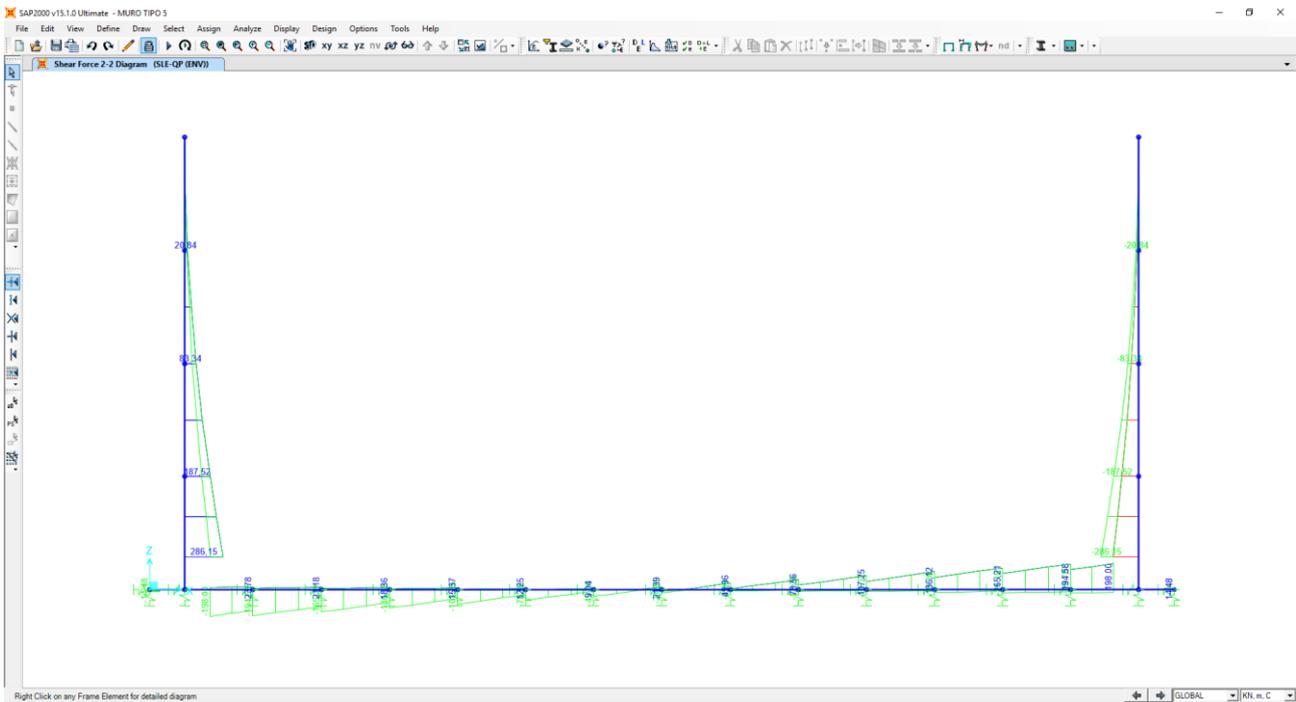
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Quasi Permanenti:



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:

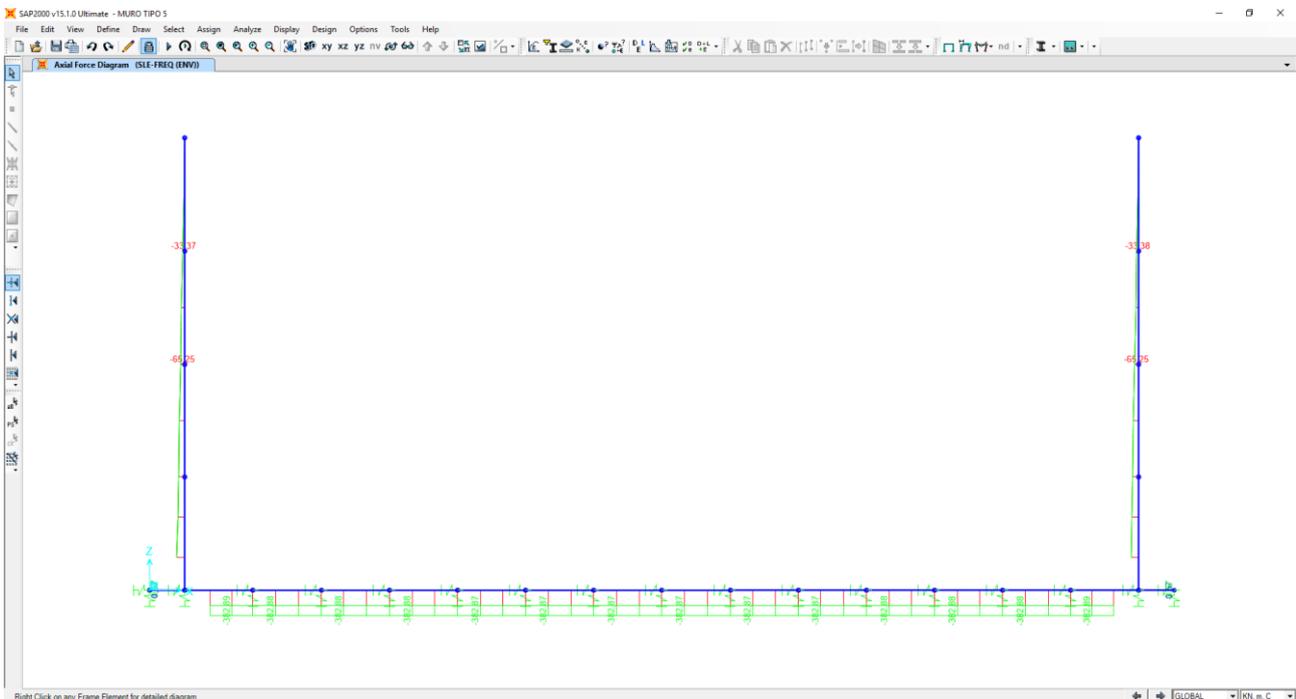


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

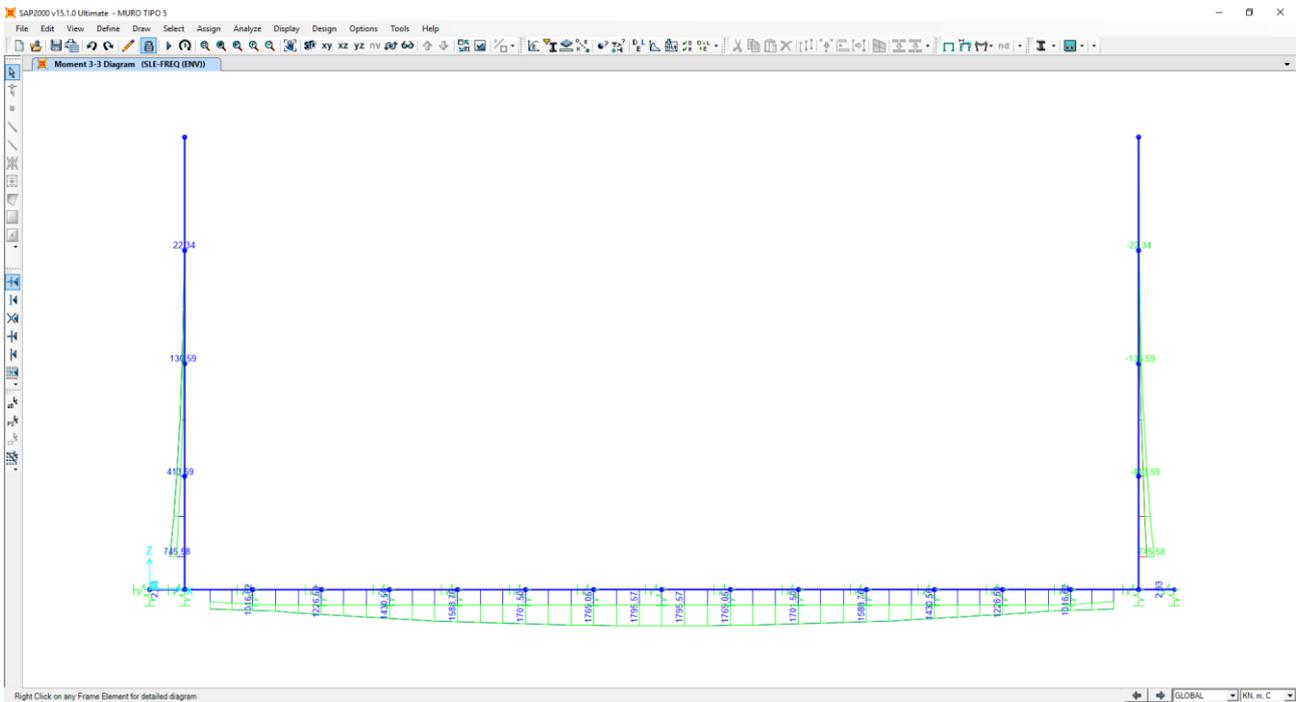


23.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

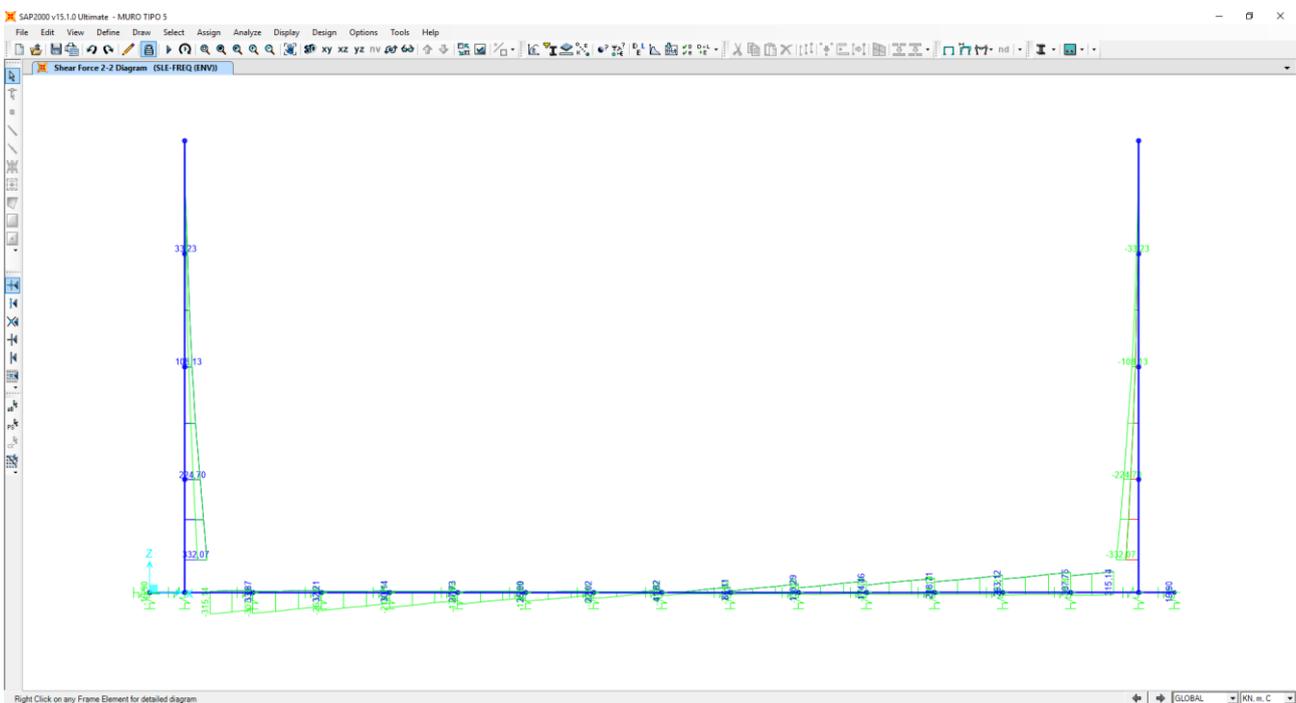
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



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:

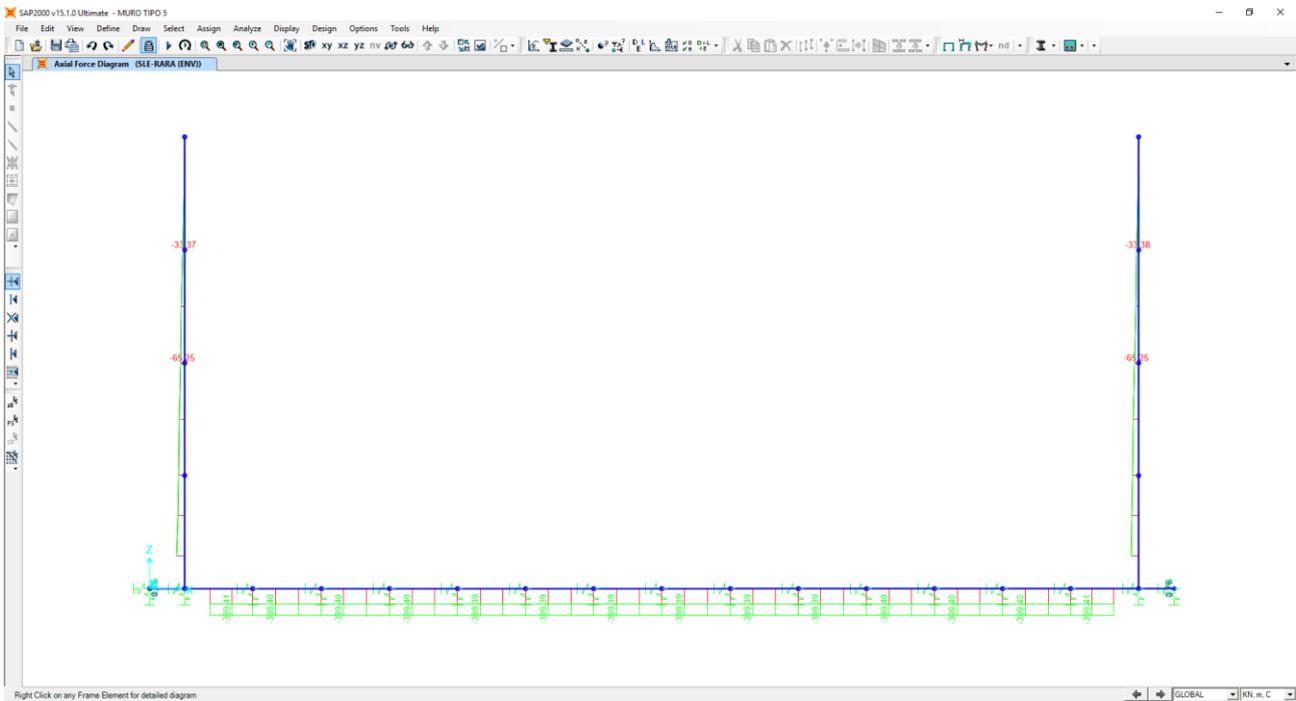


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

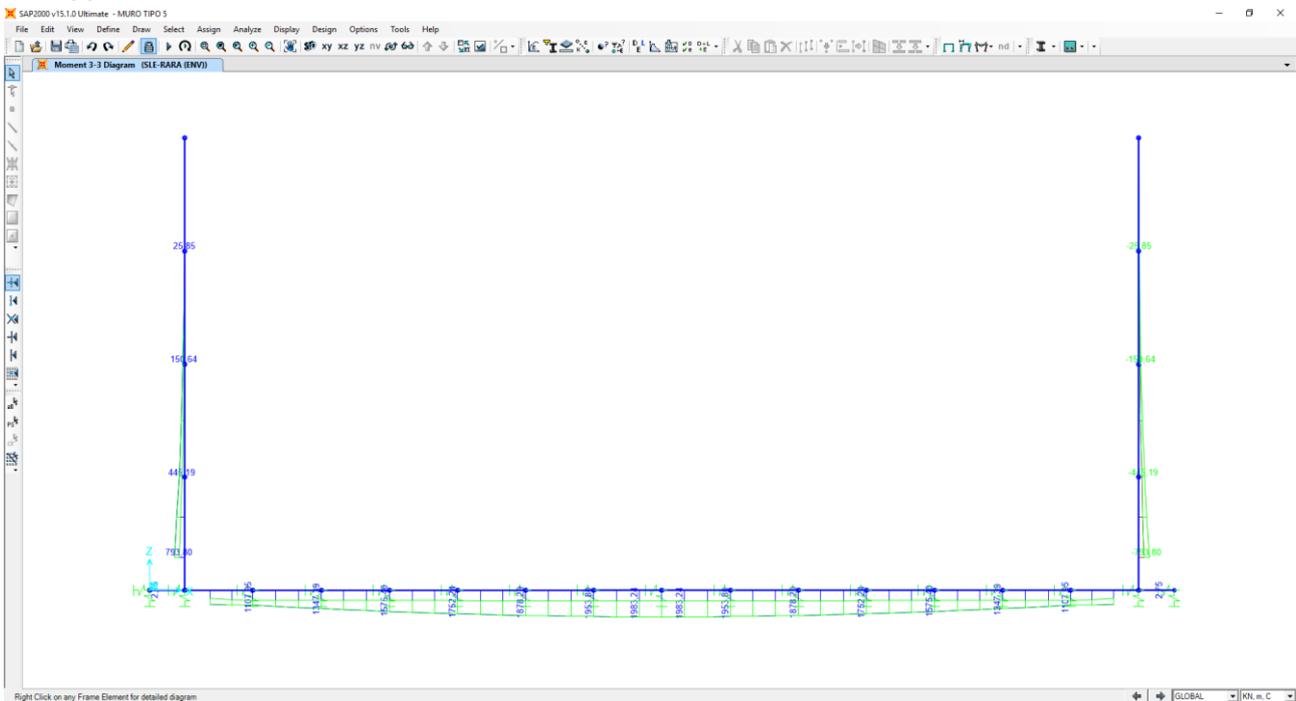


23.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

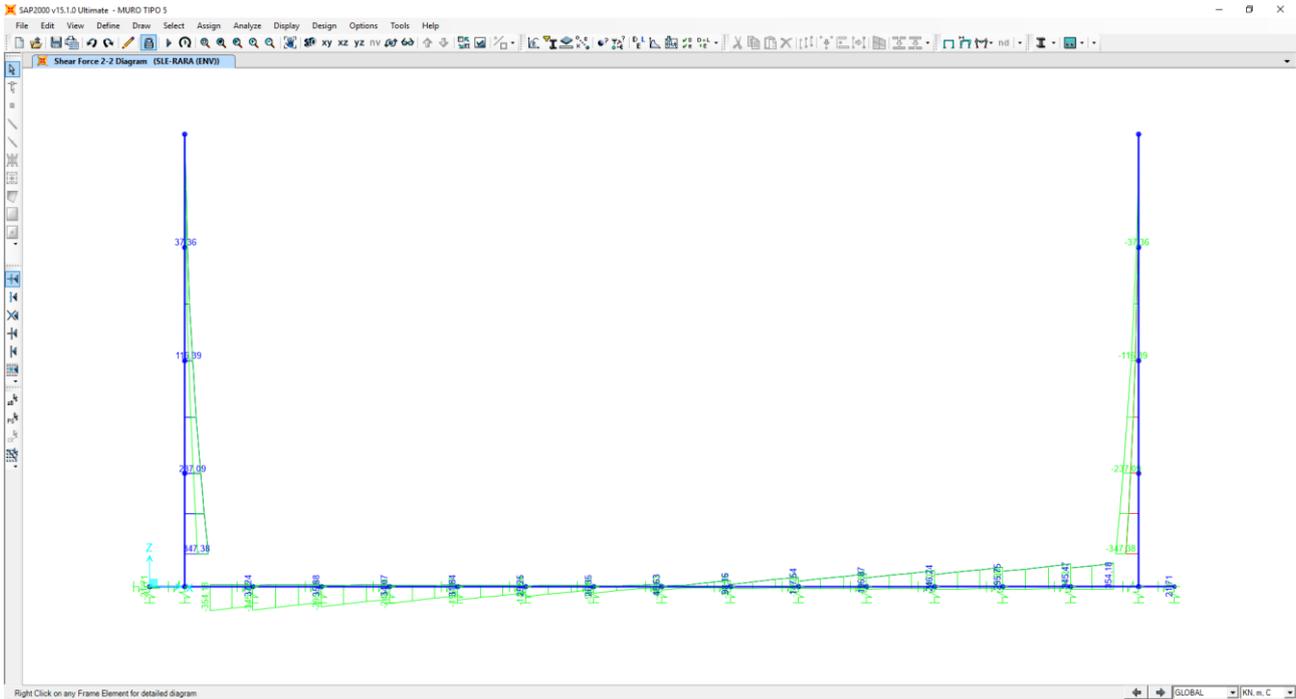
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:



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

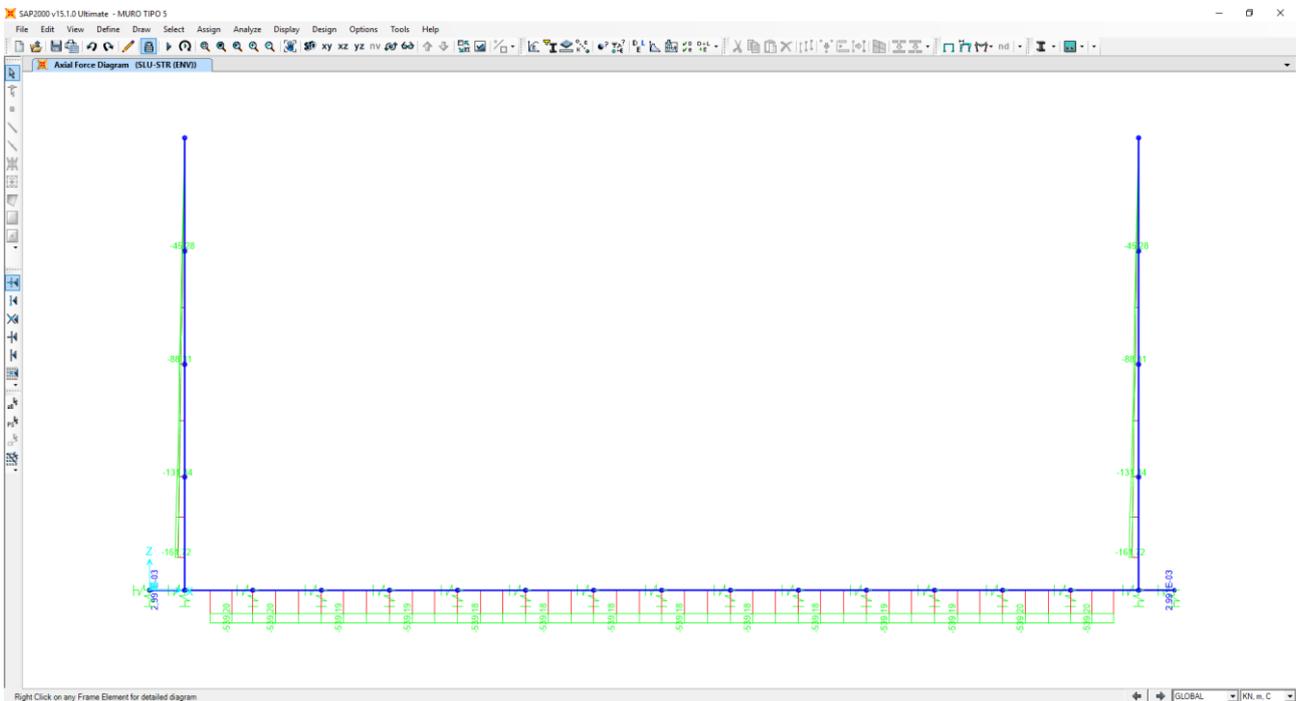


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

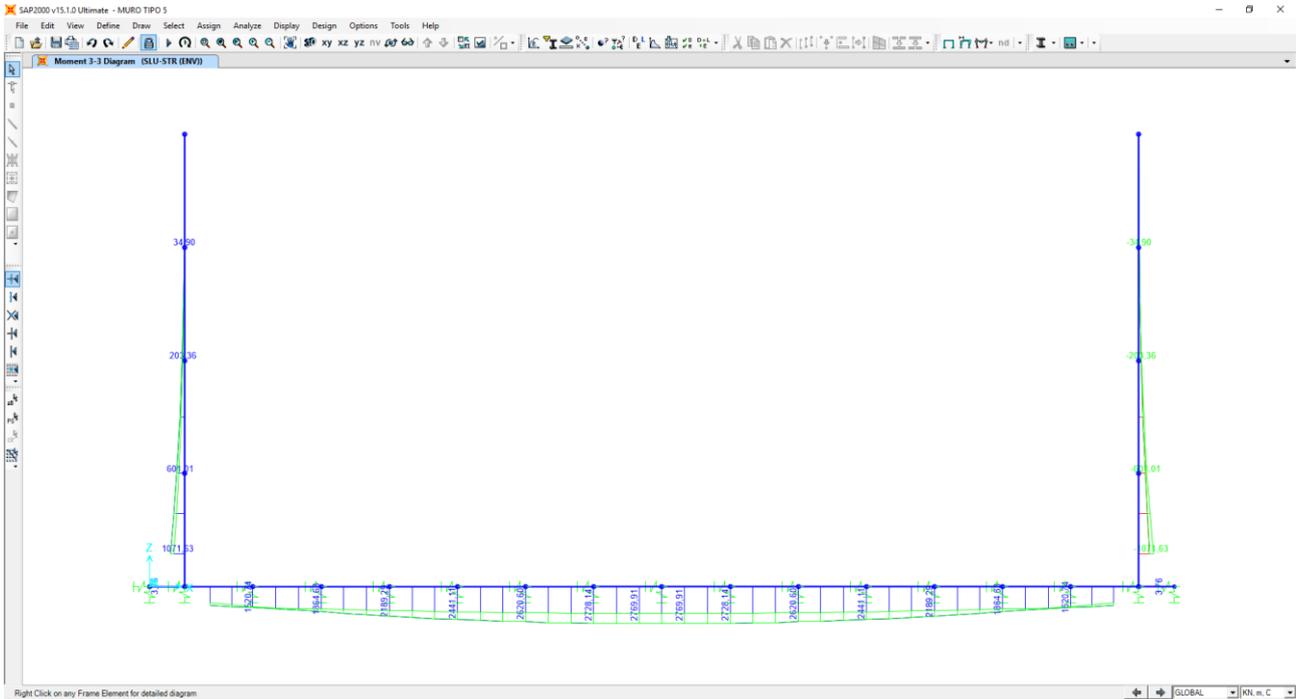


23.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

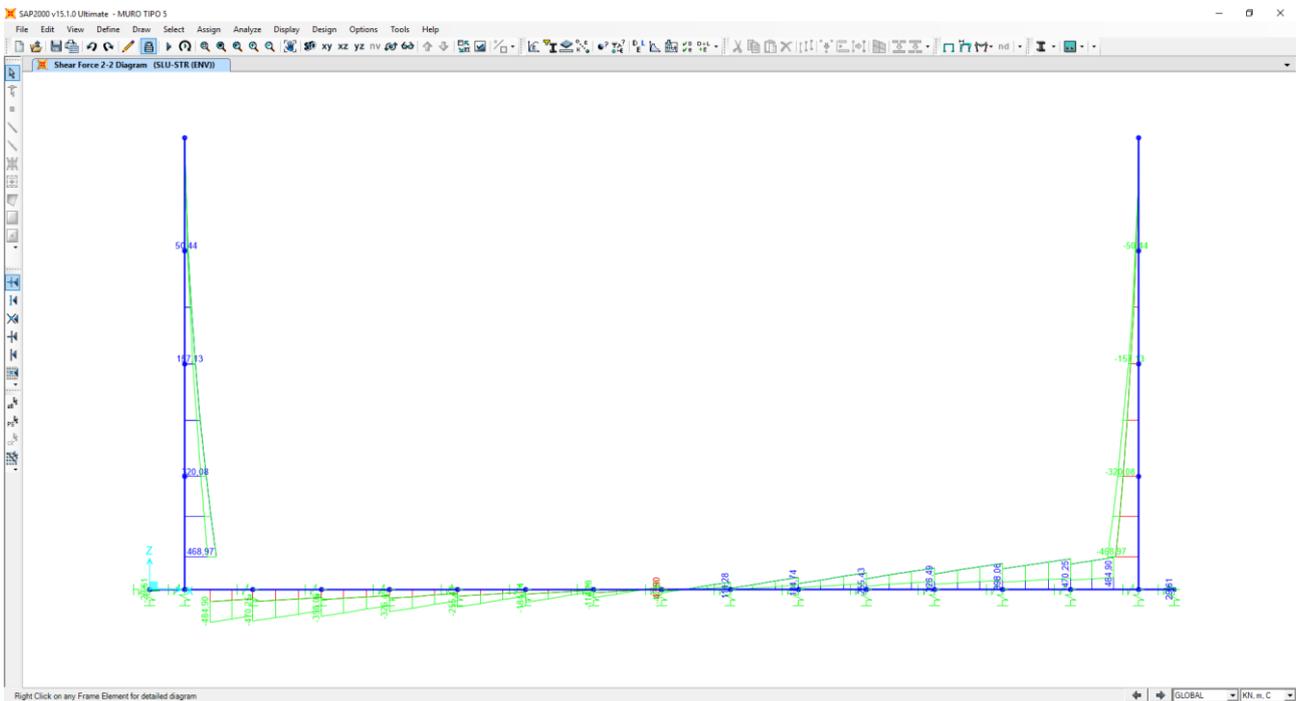
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



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

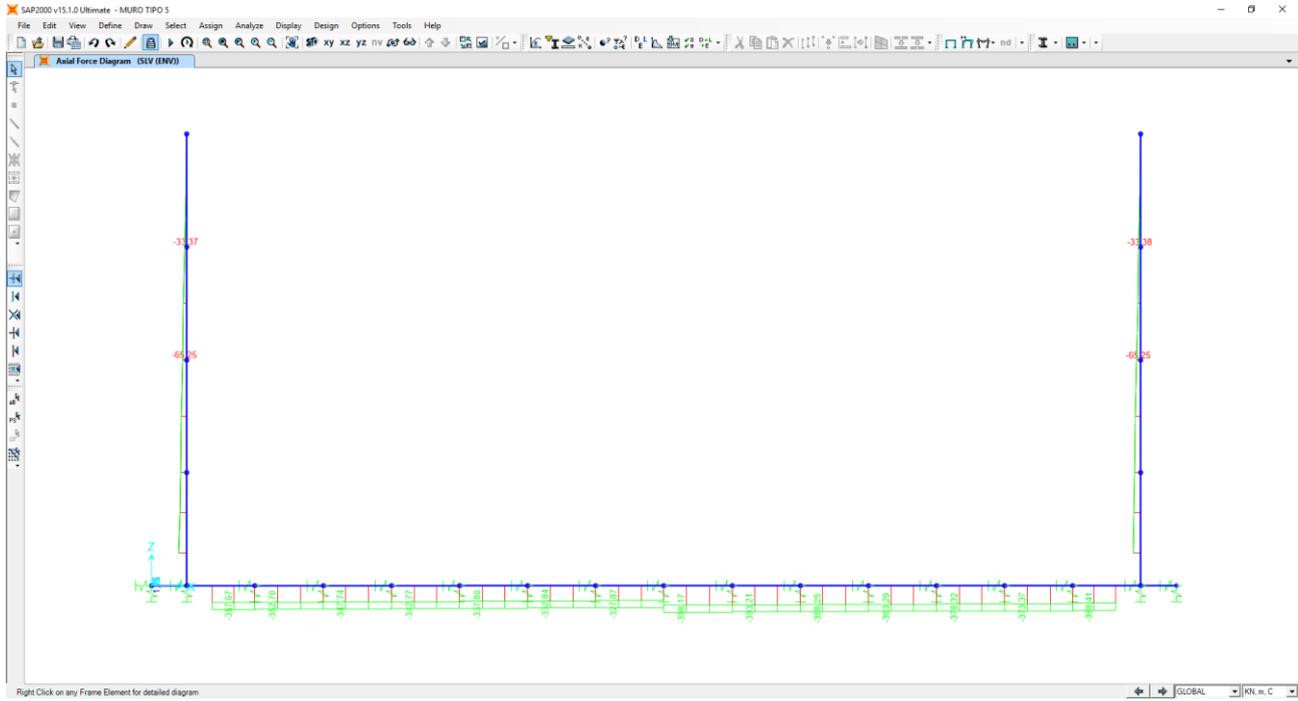


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

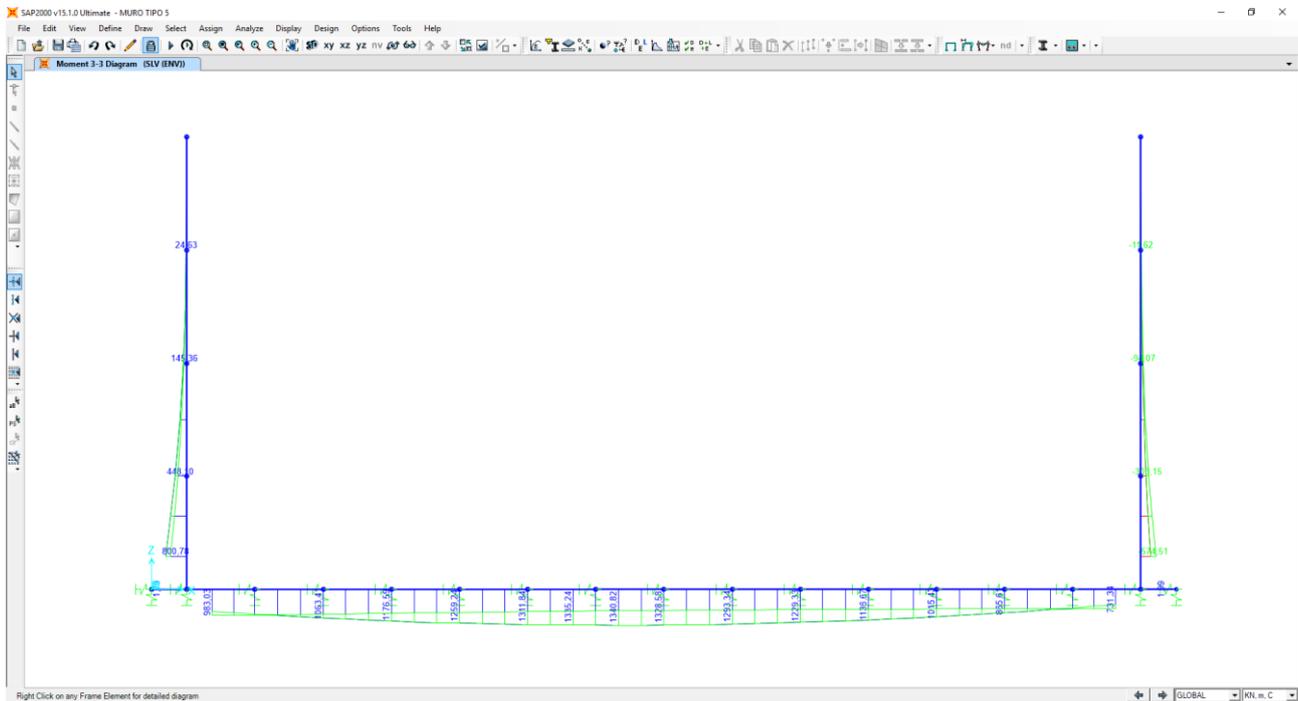


23.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

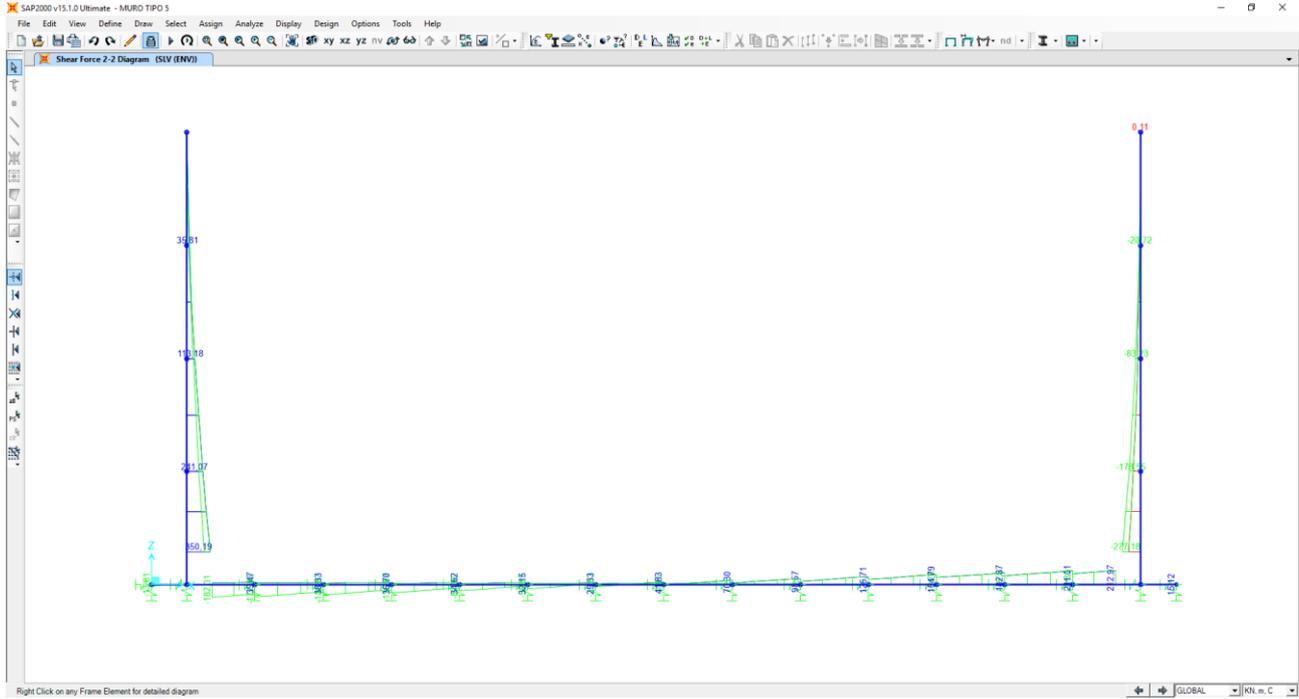
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



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:



24 MURO A "U" TIPO 5- PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI

24.1 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	$N_{max} + M + V$	-119,63	-286,15	-600,91
	$N + M_{max} + V$	-119,63	286,15	600,91
	$N + M + V_{max}$	-119,63	-286,15	-600,91
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-119,63	-332,07	-745,58
	$N + M_{max} + V$	-119,63	332,07	745,58
	$N + M + V_{max}$	-119,63	-332,07	-745,58
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-119,63	-347,38	-793,80
	$N + M_{max} + V$	-119,63	347,38	793,80
	$N + M + V_{max}$	-119,63	-347,38	-793,80
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-161,72	-468,97	-1071,63
	$N + M_{max} + V$	-120,38	468,97	1071,63
	$N + M + V_{max}$	-120,38	-468,97	-1071,63
SLV	$N_{max} + M + V$	-119,63	350,19	800,78
	$N + M_{max} + V$	-119,63	350,19	800,78
	$N + M + V_{max}$	-119,63	350,19	800,78

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

24.2 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:

- **Ø20/20** interni
- **Ø26/10** 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 **45 mm**.

24.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

24.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 119,63$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 600,91$ kNm.

Materiali

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

Verifica

$\sigma_c = -7,253$ N/mm²

$\sigma_s = 178,2$ N/mm²

$\epsilon_s = 0,891$ ‰

$d = 68,2$ cm

$x = 25,86$ $x/d = 0,3791$

$\delta = 0,9139$

N* iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,25$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 178,20$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

24.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 119,63$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 745,58$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several input panels. The 'Titolo' field is empty. The 'Tipo Sezione' panel has 'Rettan.re' selected. The 'P.to applicazione N' panel has 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' panel has 'Metodo n' selected. The 'Materiali' panel shows properties for B450C and C25/30. The 'Verifica' button is visible, along with a 'Precompresso' checkbox.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	15,71	6,5
			2	53,09	68,2

Materiali:
 B450C: $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm²
 C25/30: $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $E_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$, $\tau_{c0} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$

Calcolo:
 $\sigma_c = -8,963$ N/mm², $\sigma_s = 223,4$ N/mm², $\epsilon_s = 1,117$ ‰, $d = 68,2$ cm, $x = 25,62$, $x/d = 0,3757$, $\delta = 0,9096$

Verifica:
 N° iterazioni: 4

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 8,96$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 223,40$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

24.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 119,63$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 793,80$ 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	15,71	6,5
			2	53,09	68,2

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 119,63 kN
 M_{xEd} 0 793,80 kNm
 M_{yEd} 0 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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -9,533 N/mm²
 σ_s 238,5 N/mm²

Metodo di calcolo

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

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

ϵ_s 1,193 ‰
 d 68,2 cm
 x 25,56 x/d 0,3748
 δ 0,9085

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 9,03$ N/mm² < $0,60 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 237,30$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

24.3.4 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.

24.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

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	53,09	cm ²	A_s'	15,71	cm ²	
$c_{f,effettivo}$	4,5	cm	$y_{G,As} (*)$	6,80	cm	(*) da lembo teso	$y_{G,As'} (*)$	68,50	cm
$c_{f,norma}$	4,5	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
d	68,20	cm	6,8	10	26	68,5	5	20	
R_{ck}	30	MPa	Φ_{medio}	26	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	35,49	cm	N	119,63	kN	carico assiale agente			
A_{ideale}	8532	cm ²	M	600,91	kN m	momento agente			
I_{ideale}	4458195	cm ⁴	e	502,31	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
Fessurazione indotta da:			en	13,23	cm	estremità nocciolo d'inerzia			
carichi			d_G	54,11	cm	baricentro armature			
Caratteristiche ambiente:			u	464,81	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
molto o moderatamente aggressivo			p	-616005	cm ²				
β_1	1		q	-184123654	cm ³				
β_2	0,5		y_p	490,66	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
k_1	0,8		y_c	25,86	cm	asse neutro			
k_2	0,5		A^*	3618	cm ²	area ideale			
k	-		S_n^*	4264	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
$h_{A,cls,eff}$	17,00	cm	I_n^*	2092406,6	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
$A_{cls,eff}$	1700,00	cm ²	σ_c	7,25	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
ρ_r	0,0312		σ_s	178,18	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
σ_s	178,18	MPa	Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
σ_{sr}	98,20	MPa	N	120	kN	carico assiale agente			
ϵ_{sm}	0,00072		M_F	345	kN m	momento di prima fessurazione			
s_{rm}	133,3	mm	e	288,45	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ			
w_m	0,096	mm	u	250,95	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
β	1,7		p	-170038,37	cm ²				
χ	1		q	-25803603	cm ³				
w_k	0,16	mm	y_p	277,71	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
w_k limite	0,2	mm	y_c	26,76	cm	asse neutro			
w_k	<	w_k limite	A^*	3708	cm ²	area ideale			
			S_n^*	7573	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro			
			I_n^*	2103086,9	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ_{cr}	4,23	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ_{sr}	98,20	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			

24.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – combinazione 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	53,09	cm ²	A_s'	15,71	cm ²		
$c_{f\text{effettivo}}$	4,5	cm	$y_{G A_s} (*)$	6,80	cm	(*) da lembo teso	$y_{G A_s'} (*)$	68,50	cm	
$c_{f\text{norma}}$	4,5	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
d	68,20	cm		6,8	10	26		68,5	5	20
R_{ck}	30	MPa								
f_{ctm}	2,61	MPa								
f_{ctk}	1,82	MPa								
E_s	210000	MPa								
n	15		Φ_{medio}	26	mm		Φ_{staffe}	10	mm	
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata							
y_G	35,49	cm	N	119,63	kN	carico assiale agente				
A_{ideale}	8532	cm ²	M	745,58	kN m	momento agente				
I_{ideale}	4458195	cm ⁴	e	623,24	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
Fessurazione indotta da:			en	13,23	cm	estremità nocciolo d'inerzia				
carichi			d_G	54,11	cm	baricentro armature				
Caratteristiche ambiente:			u	585,74	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
molto o moderatamente aggressivo			p	-989648,02	cm ²					
β_1	1		q	-376528666	cm ³					
β_2	0,5		y_p	611,36	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
k_1	0,8		y_c	25,62	cm	asse neutro				
k_2	0,5		A^*	3594	cm ²	area ideale				
k	-		S_n^*	3420	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
$h_{A\text{ cls eff}}$	17,00	cm	I_n^*	2090606,5	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
$A_{\text{cls eff}}$	1700,00	cm ²	σ_c	8,96	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
ρ_r	0,0312		σ_s	223,43	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
σ_s	223,43	MPa	Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione							
σ_{sr}	98,20	MPa	N	120	kN	carico assiale agente				
ϵ_{sm}	0,00096		M_F	345	kN m	momento di prima fessurazione				
s_{rm}	133,3	mm	e	288,45	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
w_m	0,128	mm	u	250,95	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
β	1,7		p	-170038,37	cm ²					
χ	1		q	-25803603	cm ³					
w_k	0,22	mm	y_p	277,71	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
$w_k\text{ limite}$	0,3	mm	y_c	26,76	cm	asse neutro				
w_k	<	$w_k\text{ limite}$	A^*	3708	cm ²	area ideale				
			S_n^*	7573	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	2103086,9	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_{cr}	4,23	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_{sr}	98,20	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				

24.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 120,38$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1071,63$ 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	15,71	6,5
			2	53,09	68,2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 120,38 kN
 M_{xEd}: 1071,63 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}: 1.330 kNm
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 13,53 ‰
 d: 68,2 cm
 x: 14,01 x/d: 0,2055
 δ: 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

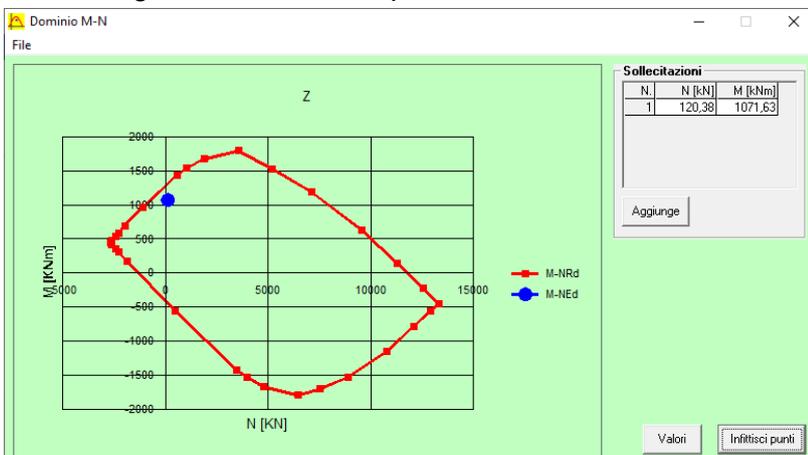
N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 1.330,00 \text{ kNm} > M_{Sd} = 1.071,63 \text{ kNm}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

24.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 468,97$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	75,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	70,50	[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:	$V_{S,d}$	468,97	[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_{trasv}	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}	490,36	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	2.238,20	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	490,36	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,05	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

25 MURI A "U" TIPO 5- ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

25.1 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	$N_{max} + M + V$	-333,32	18,58	756,28
	$N + M_{max} + V$	-223,34	-2,39	1232,56
	$N + M + V_{max}$	-223,35	-198,00	589,67
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-382,89	-63,98	1016,62
	$N + M_{max} + V$	-272,90	-5,12	1795,57
	$N + M + V_{max}$	-237,65	-315,14	636,48
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-399,41	-93,23	1107,95
	$N + M_{max} + V$	-289,42	-6,03	1983,24
	$N + M + V_{max}$	-242,42	-354,18	652,08
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-539,20	-146,44	1520,74
	$N + M_{max} + V$	-390,72	-8,83	2769,91
	$N + M + V_{max}$	-390,74	-484,90	1186,86
SLV	$N_{max} + M + V$	-398,17	14,57	783,65
	$N + M_{max} + V$	-217,91	-5,74	1340,82
	$N + M + V_{max}$	-258,43	212,97	564,72

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

25.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

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

L'armatura trasversale è costituita da:

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

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

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

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti **Ø20/40x50**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

25.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

25.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 223,34$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 1232,56$ kNm.

Materiali

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

Tensioni risultanti:

- $\sigma_c = -7,251$ N/mm²
- $\sigma_s = 169,7$ N/mm²
- $\epsilon_s = 0,8486$ ‰
- $\delta = 0,9282$

Verifica (N° iterazioni: 4)

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,25$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 169,70$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

25.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 272,90$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1795,57$ 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	100	1	31,42	6,6
			2	31,42	90,8
			3	53,09	94,7

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 272,90 kN
 M_{xEd} 0 1795,57 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 ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -10,51 N/mm²
 σ_s 249,9 N/mm²

ϵ_s 1,249 ‰
d 94,7 cm
x 36,64 x/d 0,3869
 δ 0,9236

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 10,51$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 249,90$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

25.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 289,42$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1983,24$ 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	100	1	31,42	6,6
			2	31,42	90,8
			3	53,09	94,7

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 289,42 kN
 M_{xEd} 0 1983,24 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 -11,6 N/mm²
 σ_s 276,6 N/mm²
 ε_s 1,383 ‰
 d 94,7 cm
 x 36,57 x/d 0,3861
 δ 0,9227

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 11,60$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 276,60$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

25.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	100	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		
			$Y_G A_s (*)$	6,75	cm	(*) da lembo teso	$Y_G A_s' (*)$	93,40	cm	
$c_{f,effettivo}$	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		
$c_{f,norma}$	4	cm	5,3	10	26	93,4	10	20		
d	93,25	cm	9,2	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	47,07	cm	N	223,34	kN	carico assiale agente				
A_{ideale}	11739	cm ²	M	1232,56	kN m	momento agente				
I_{ideale}	11491494	cm ⁴	e	551,88	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			en	18,50	cm	estremità nocciolo d'inerzia				
			d_G	69,77	cm	baricentro armature				
			u	501,88	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
Fessurazione indotta da:	carichi		p	-695997,84	cm ²					
Caratteristiche ambiente:	molto o moderatamente aggressivo		q	-218576551	cm ³					
β_1	1		y_p	538,86	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
β_2	0,5		y_c	36,98	cm	asse neutro				
k_1	0,8		A^*	5437	cm ²	area ideale				
k_2	0,5		S_n^*	11384	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
k	-		I_n^*	6134463,5	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
$h_{A,cls,eff}$	16,87	cm	σ_c	7,26	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
$A_{cls,eff}$	1687,45	cm ²	σ_s	165,58	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
ρ_r	0,0501		Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione							
σ_s	165,58	MPa	N	223	kN	carico assiale agente				
σ_{sr}	86,88	MPa	M_F	683	kN m	momento di prima fessurazione				
ϵ_{sm}	0,00068		e	305,74	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
s_{rm}	95,9	mm	u	255,74	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
w_m	0,065	mm	p	-162249,26	cm ²					
β	1,7		q	-22243297	cm ³					
χ	1		y_p	294,47	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
w_k	0,111	mm	y_c	38,73	cm	asse neutro				
$w_k \text{ limite}$	0,2	mm	A^*	5612	cm ²	area ideale				
w_k	<	$w_k \text{ limite}$	S_n^*	21024	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	6190924,3	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_{cr}	4,11	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_{sr}	86,88	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				

25.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – COMBINAZIONE FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	100	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		
$c_{f\text{effettivo}}$	4	cm	$y_{G A_s (*)}$	6,75	cm	(*) da lembo teso	$y_{G A_s' (*)}$	93,40	cm	
$c_{f\text{norma}}$	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
d	93,25	cm		5,3	10	26		93,4	10	20
R_{ck}	30	MPa		9,2	10	20				
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	47,07	cm	N	272,9	kN	carico assiale agente				
A_{ideale}	11739	cm ²	M	1795,57	kN m	momento agente				
I_{ideale}	11491494	cm ⁴	e	657,96	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
Fessurazione indotta da:			en	18,50	cm	estremità nocciolo d'inertza				
carichi			d_G	69,77	cm	baricentro armature				
Caratteristiche ambiente:			u	607,96	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
molto o moderatamente aggressivo			p	-1038133,5	cm ²					
β_1	1		q	-401344414	cm ³					
β_2	0,5		y_p	644,60	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
k_1	0,8		y_c	36,64	cm	asse neutro				
k_2	0,5		A^*	5403	cm ²	area ideale				
k	-		S_n^*	9506	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
$h_{A\text{ cls eff}}$	16,87	cm	I_n^*	6127223,5	cm ⁴	momento d'inertza relativo all'asse neutro				
$A_{\text{cls eff}}$	1687,45	cm ²	σ_c	10,52	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
ρ_r	0,0501		σ_s	243,80	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
σ_s	243,80	MPa	Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione							
σ_{sr}	85,97	MPa	N	273	kN	carico assiale agente				
ϵ_{sm}	0,00109		M_F	693	kN m	momento di prima fessurazione				
s_{rm}	95,9	mm	e	253,99	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
w_m	0,104	mm	u	203,99	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
β	1,7		p	-96278,048	cm ²					
χ	1		q	-9003763,2	cm ³					
w_k	0,178	mm	y_p	243,53	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
$w_k\text{ limite}$	0,3	mm	y_c	39,53	cm	asse neutro				
w_k	<	$w_k\text{ limite}$	A^*	5692	cm ²	area ideale				
			S_n^*	25576	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	6228445,4	cm ⁴	momento d'inertza relativo all'asse neutro				
			σ_{cr}	4,22	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_{sr}	85,97	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				

25.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 390,72$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 2769,91$ 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	100	1	31,42	6,6
			2	31,42	90,8
			3	53,09	94,7

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

Materiali: B450C C25/30

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

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

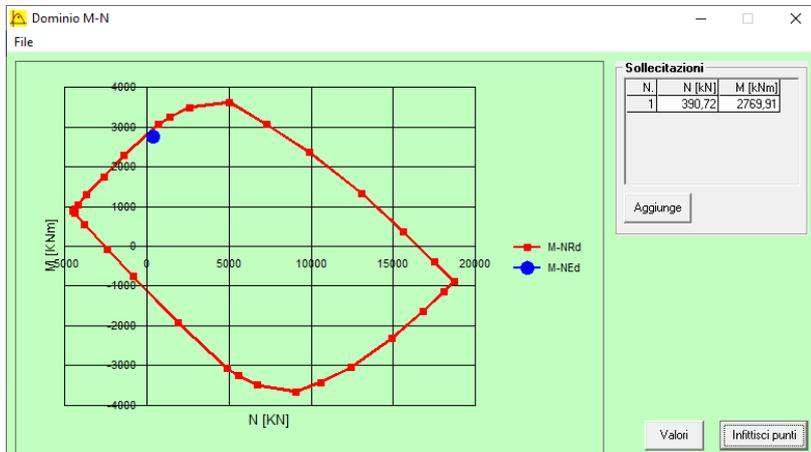
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 2.977,00$ kNm > $M_{sd} = 2.769,91$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

25.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 484,90$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	100,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	96,00	[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:	$V_{S,d}$	484,90	[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	50,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	20,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	3,14	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	15,70	[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}	530,80	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	3.047,76	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	530,80	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,09	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

26 VERIFICHE A SOLLEVAMENTO - UPL

26.1 DESCRIZIONE DELLE MODALITÀ DI VERIFICA

Le verifiche a sollevamento sotto l'effetto della sottospinta idraulica dell'acqua di falda sono state condotte in osservanza di quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 "nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Capitolo 6.2.4.2 (combinazione UPL).

Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

La quota del terreno rispetto all'estradosso delle fondazioni è stata determinata in riferimento all'andamento reale del terreno desunto dalla sezione longitudinale del muro.

Come azioni stabilizzanti sono state considerate:

- Peso dello strato del terreno di ricoprimento (considerando uno spessore medio);
- Peso della zattera di fondazione;
- Peso delle pareti laterali in elevazione dei muri a "U".

La profondità massima di scavo risulta essere pari a

- **MURO TIPO 1:** 3,90 m dal piano di campagna;
- **MURO TIPO 2:** 4,90 m dal piano di campagna;
- **MURO TIPO 3/4:** 6,90 m dal piano di campagna.

26.2 SEZIONE TIPO 1

VERIFICA A SOLLEVAMENTO IDRAULICO (D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 6.2.4.2)

Quota di falda media rispetto al piano di campagna		1,00	[m]
Quota massima terreno rispetto intradosso fondazione		3,70	[m]
Altezza totale del battente idrico		2,70	[m]
Peso per unità di volume dell'acqua		10,00	[kN/m ³]
Sottospinta idraulica dell'acqua di falda al di sotto dello strato di jet grouting - Valore caratteristico	$V_{inst,k}$	27,00	[kN/m ²]
Contributo delle pareti in elevazione		0,16	[m]
Spessore della zattera di fondazione		0,80	[m]
Spessore medio del terreno di ricoprimento		2,23	[m]
Peso per unità di volume del terreno di ricoprimento		20,00	[kN/m ³]
Peso per unità di volume del calcestruzzo		25,00	[kN/m ³]
Azione stabilizzante verticale - Valore caratteristico	$G_{stb,k}$	68,52	[kN/m ²]
Coefficiente parziale relativo all'azione intabilizzante di sollevamento	$Y_{G1,sfav}$	1,10	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$Y_{G1,fav}$	0,90	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$Y_{G2,fav}$	0,80	
Azione instabilizzante di sollevamento - Valore di calcolo	$V_{inst,d}$	29,70	[kN/m ²]
Azione stabilizzante verticale - Valore di calcolo	$G_{stb,d}$	57,21	[kN/m ²]
$V_{inst,d}$ 29,70 [kN/m ²] < $G_{stb,d}$ 57,21 [kN/m ²] VERIFICA POSITIVA			

26.3 SEZIONE TIPO 2

VERIFICA A SOLLEVAMENTO IDRAULICO (D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 6.2.4.2)

Quota di falda media rispetto al piano di campagna		1,00	[m]
Quota massima terreno rispetto intradosso fondazione		4,70	[m]
Altezza totale del battente idrico		3,70	[m]
Peso per unità di volume dell'acqua		10,00	[kN/m ³]
Sottospinta idraulica dell'acqua di falda al di sotto dello strato di jet grouting - Valore caratteristico	$V_{inst,k}$	37,00	[kN/m ²]
Contributo delle pareti in elevazione		0,26	[m]
Spessore della zattera di fondazione		0,80	[m]
Spessore medio del terreno di ricoprimento		2,45	[m]
Peso per unità di volume del terreno di ricoprimento		20,00	[kN/m ³]
Peso per unità di volume del calcestruzzo		25,00	[kN/m ³]
Azione stabilizzante verticale - Valore caratteristico	$G_{stb,k}$	75,54	[kN/m ²]
Coefficiente parziale relativo all'azione intabilizzante di sollevamento	$Y_{G1,sfav}$	1,10	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$Y_{G1,fav}$	0,90	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$Y_{G2,fav}$	0,80	
Azione instabilizzante di sollevamento - Valore di calcolo	$V_{inst,d}$	40,70	[kN/m ²]
Azione stabilizzante verticale - Valore di calcolo	$G_{stb,d}$	63,08	[kN/m ²]
$V_{inst,d}$ 40,70 [kN/m ²] < $G_{stb,d}$ 63,08 [kN/m ²] VERIFICA POSITIVA			

26.4 SEZIONE TIPO 3/4

VERIFICA A SOLLEVAMENTO IDRAULICO (D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 6.2.4.2)

Quota di falda media rispetto al piano di campagna		1,00	[m]
Quota massima terreno rispetto intradosso fondazione		6,70	[m]
Altezza totale del battente idrico		5,70	[m]
Peso per unità di volume dell'acqua		10,00	[kN/m ³]
Sottospinta idraulica dell'acqua di falda al di sotto dello strato di jet grouting - Valore caratteristico	$V_{inst,k}$	57,00	[kN/m ²]
Contributo delle pareti in elevazione		0,57	[m]
Spessore della zattera di fondazione		1,00	[m]
Spessore medio del terreno di ricoprimento		1,85	[m]
Peso per unità di volume del terreno di ricoprimento		20,00	[kN/m ³]
Peso per unità di volume del calcestruzzo		25,00	[kN/m ³]
Azione stabilizzante verticale - Valore caratteristico	$G_{stb,k}$	76,22	[kN/m ²]
Coefficiente parziale relativo all'azione intabilizzante di sollevamento	$\gamma_{G1,sfav}$	1,10	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$\gamma_{G1,fav}$	0,90	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$\gamma_{G2,fav}$	0,80	
Azione instabilizzante di sollevamento - Valore di calcolo	$V_{inst,d}$	62,70	[kN/m ²]
Azione stabilizzante verticale - Valore di calcolo	$G_{stb,d}$	64,89	[kN/m ²]
$V_{inst,d}$ 62,70 [kN/m ²] < $G_{stb,d}$ 64,89 [kN/m ²] VERIFICA POSITIVA			

26.5 SEZIONE TIPO 5

VERIFICA A SOLLEVAMENTO IDRAULICO (D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 6.2.4.2)

Quota di falda media rispetto al piano di campagna		1,00	[m]
Quota massima terreno rispetto intradosso fondazione		7,30	[m]
Altezza totale del battente idrico		6,30	[m]
Peso per unità di volume dell'acqua		10,00	[kN/m ³]
Sottospinta idraulica dell'acqua di falda al di sotto dello strato di jet grouting - Valore caratteristico	$V_{inst,k}$	63,00	[kN/m ²]
Contributo delle pareti in elevazione		0,62	[m]
Spessore della zattera di fondazione		1,00	[m]
Spessore medio del terreno di ricoprimento		2,10	[m]
Peso per unità di volume del terreno di ricoprimento		20,00	[kN/m ³]
Peso per unità di volume del calcestruzzo		25,00	[kN/m ³]
Azione stabilizzante verticale - Valore caratteristico	$G_{stb,k}$	82,44	[kN/m ²]
Coefficiente parziale relativo all'azione intabilizzante di sollevamento	$\gamma_{G1,sfav}$	1,10	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$\gamma_{G1,fav}$	0,90	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$\gamma_{G2,fav}$	0,80	
Azione instabilizzante di sollevamento - Valore di calcolo	$V_{inst,d}$	69,30	[kN/m ²]
Azione stabilizzante verticale - Valore di calcolo	$G_{stb,d}$	70,00	[kN/m ²]
$V_{inst,d}$ 69,30 [kN/m ²] < $G_{stb,d}$ 70,00 [kN/m ²] VERIFICA POSITIVA			

27 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".

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

Le verifiche sono state eseguite mediante il software Aztec Carl.

27.1 RICHIAMI TEORICI

27.1.1 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:

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

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

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

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

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

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

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

Fattori di profondità

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

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

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

Fattori di inclinazione

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

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

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

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

27.1.2 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.

27.2 MURO A "U" TIPO 1

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

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

CARICHI ELEMENTARI		N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
Pesi propri strutturali	g_1	366,00	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	g_2	768,89	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	g_4	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	q_1	540,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	q_2	0,00	114,00	105,37
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	q_3	0,00	-114,00	-105,37
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_1	0,00	27,45	19,53
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	s_2	0,00	57,67	23,17
Sovrappinta dinamica dei terreni	s_3	0,00	1,19	2,25

27.2.2 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	494,10	0,00	0,00	1,35	1,00	494,10	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.153,34	0,00	0,00	1,50	1,00	1.153,34	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	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	153,90	142,25	1,35	1,00	0,00	153,90	142,25
q_3	1,35	1,00	0,00	-153,90	-142,25	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
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			2.376,44	0,00	0,00			2.376,44	153,90	142,25

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	494,10	0,00	0,00	1,35	1,00	494,10	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.153,34	0,00	0,00	1,50	1,00	1.153,34	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	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	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	-153,90	-142,25	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
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			2.376,44	-153,90	-142,25			2.376,44	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	494,10	0,00	0,00	1,35	1,00	494,10	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.153,34	0,00	0,00	1,50	1,00	1.153,34	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	153,90	142,25	1,35	1,00	0,00	153,90	142,25
q_3	1,35	1,00	0,00	-153,90	-142,25	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
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			1.647,44	0,00	0,00			1.647,44	153,90	142,25

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	494,10	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.153,34	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	-153,90	-142,25
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			1.647,44	-153,90	-142,25

27.2.3 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	366,00	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	768,89	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	27,45	19,53
s_2	1,00	1,00	0,00	57,67	23,17
s_3	1,00	1,00	0,00	1,19	2,25
			1.134,89	86,30	44,95

27.2.4 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
SLU - STR 01	2.376,44	0,00	0,00
SLU - STR 02	2.376,44	153,90	142,25
SLU - STR 03	2.376,44	-153,90	-142,25
SLU - STR 04	2.376,44	0,00	0,00
SLU - STR 05	1.647,44	0,00	0,00
SLU - STR 06	1.647,44	153,90	142,25
SLU - STR 07	1.647,44	-153,90	-142,25
SLV 01	1.134,89	86,30	44,95

27.2.5 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 tipo 1	(N)	0,00	--	15,30	--	3,80	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	-25,0	-25,0	-5,0	Unità G3

27.2.6 CONDIZIONI 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.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kN]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espressa in [kNm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	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 tipo 1	2376,440	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 tipo 1	2376,440	0,000	142,250	0,1	0,0	90,0	153,900

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 tipo 1	2376,440	0,000	-142,250	-0,1	0,0	90,0	153,900

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 tipo 1	2376,440	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 tipo 1	2376,440	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 tipo 1	1647,440	0,000	142,250	0,1	0,0	90,0	153,900

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 tipo 1	1647,440	0,000	-142,250	-0,1	0,0	90,0	153,900

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 tipo 1	1134,890	0,000	44,950	0,0	0,0	90,0	86,300

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

27.2.7 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 rinfianco: 0.00

27.2.8 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
qu Portanza ultima, espressa in [kPa]
qd Portanza di progetto, espressa in [kPa]
Pu Portanza ultima, espressa in [kN]
Pd 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	qu [kPa]	qd [kPa]	Pu [kN]	Pd [kN]	V [kN]	η
1	1	NO	2179	947	33337,11	14494,40	2376,44	6.10
2	1	NO	1812	788	27507,39	11959,74	2376,44	5.03
3	1	NO	1812	788	27507,39	11959,74	2376,44	5.03
4	1	NO	2179	947	33337,11	14494,40	2376,44	6.10
5	1	NO	2179	947	33337,11	14494,40	2376,44	6.10
6	1	NO	1664	724	25176,63	10946,36	1647,44	6.64
7	1	NO	1664	724	25176,63	10946,36	1647,44	6.64
8	1	NO	1757	764	26736,23	11624,45	1134,89	10.24

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	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,18	1,00	--	--	0.92	168.63
3	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,18	1,00	--	--	0.92	168.63
4	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
5	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
6	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,13	1,00	--	--	0.88	168.63
7	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,13	1,00	--	--	0.88	168.63
8	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,22	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 = 1.09	Dq = 1.04	Q _γ = 1.04

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 = 0.92	Iq = 0.92	I _γ = 0.77
Fattori di profondità	Dc = 1.09	Dq = 1.04	Q _γ = 1.04

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 = 0.92	Iq = 0.92	I _γ = 0.77
Fattori di profondità	Dc = 1.09	Dq = 1.04	Q _γ = 1.04

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 = 1.09	Dq = 1.04	Q _γ = 1.04

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 = 1.09	Dq = 1.04	Q _γ = 1.04

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 = 0.88	Iq = 0.88	I _γ = 0.68
Fattori di profondità	Dc = 1.09	Dq = 1.04	Q _γ = 1.04

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 = 0.88	Iq = 0.88	I _γ = 0.68
Fattori di profondità	Dc = 1.09	Dq = 1.04	Q _γ = 1.04

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 = 1.09	Dq = 1.04	Q _γ = 1.04

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} [kN]	R_{ult2} [kN]	R [kN]	R_{amm} [kN]	H [kN]	η
1	1	893,25	0,00	893,25	812,04	0,00	100,00
2	1	893,25	0,00	893,25	812,04	153,90	5,28
3	1	893,25	0,00	893,25	812,04	153,90	5,28
4	1	893,25	0,00	893,25	812,04	0,00	100,00
5	1	893,25	0,00	893,25	812,04	0,00	100,00
6	1	619,23	0,00	619,23	562,94	153,90	3,66
7	1	619,23	0,00	619,23	562,94	153,90	3,66
8	1	426,58	0,00	426,58	387,80	86,30	4,49

27.3 MURO A "U" TIPO 2

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

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

CARICHI ELEMENTARI		N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
Pesi propri strutturali	g_1	406,00	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	g_2	886,40	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	g_4	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	q_1	540,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	q_2	0,00	144,00	168,12
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	q_3	0,00	-144,00	-168,12
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_1	0,00	30,45	30,18
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	s_2	0,00	66,48	26,64
Sovrappinta dinamica dei terreni	s_3	0,00	1,95	4,67

27.3.2 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	548,10	0,00	0,00	1,35	1,00	548,10	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.329,60	0,00	0,00	1,50	1,00	1.329,60	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	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	194,40	226,96	1,35	1,00	0,00	194,40	226,96
q_3	1,35	1,00	0,00	-194,40	-226,96	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
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			2.606,70	0,00	0,00			2.606,70	194,40	226,96

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	548,10	0,00	0,00	1,35	1,00	548,10	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.329,60	0,00	0,00	1,50	1,00	1.329,60	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	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	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	-194,40	-226,96	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
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			2.606,70	-194,40	-226,96			2.606,70	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	548,10	0,00	0,00	1,35	1,00	548,10	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.329,60	0,00	0,00	1,50	1,00	1.329,60	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	194,40	226,96	1,35	1,00	0,00	194,40	226,96
q_3	1,35	1,00	0,00	-194,40	-226,96	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
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			1.877,70	0,00	0,00			1.877,70	194,40	226,96

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	548,10	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.329,60	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	-194,40	-226,96
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			1.877,70	-194,40	-226,96

27.3.3 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	406,00	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	886,40	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	30,45	30,18
s_2	1,00	1,00	0,00	66,48	26,64
s_3	1,00	1,00	0,00	1,95	4,67
			1.292,40	98,88	61,49

27.3.4 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
SLU - STR 01	2.606,70	0,00	0,00
SLU - STR 02	2.606,70	194,40	226,96
SLU - STR 03	2.606,70	-194,40	-226,96
SLU - STR 04	2.606,70	0,00	0,00
SLU - STR 05	1.877,70	0,00	0,00
SLU - STR 06	1.877,70	194,40	226,96
SLU - STR 07	1.877,70	-194,40	-226,96
SLV 01	1.292,40	98,88	61,49

27.3.5 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 tipo 2	(N)	0,00	--	15,30	--	4,80	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	-30,0	-30,0	-5,0	Unità G3

27.3.6 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.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kN]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espressa in [kNm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	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 tipo 2	2606,700	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 tipo 2	2606,700	0,000	226,960	0,1	0,0	90,0	194,400

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 tipo 2	2606,700	0,000	-226,960	-0,1	0,0	90,0	194,400

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 tipo 2	2606,700	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 tipo 2	1877,700	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 tipo 2	1877,700	0,000	226,960	0,1	0,0	90,0	194,400

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 tipo 2	1877,700	0,000	-226,960	-0,1	0,0	90,0	194,400

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 tipo 2	1292,400	0,000	61,490	0,0	0,0	90,0	98,880

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

27.3.7 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 rinfiaccio: 0.00 (%)

27.3.8 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	2390	1039	36568,00	15899,13	2606,70	6.10
2	1	NO	1947	847	29456,15	12807,02	2606,70	4.91
3	1	NO	1947	847	29456,15	12807,02	2606,70	4.91
4	1	NO	2390	1039	36568,00	15899,13	2606,70	6.10
5	1	NO	2390	1039	36568,00	15899,13	1877,70	8.47
6	1	NO	1793	779	26995,68	11737,25	1877,70	6.25
7	1	NO	1793	779	26995,68	11737,25	1877,70	6.25
8	1	NO	1942	844	29526,80	12837,74	1292,40	9.93

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	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,13	1,00	--	--	0.91	168.63
3	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,13	1,00	--	--	0.91	168.63
4	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
5	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
6	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,06	1,00	--	--	0.87	168.63
7	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,06	1,00	--	--	0.87	168.63
8	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,20	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 = 1.11	Dq = 1.06	Q _γ = 1.06

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 = 0.91	Iq = 0.91	I _γ = 0.74
Fattori di profondità	Dc = 1.11	Dq = 1.06	Q _γ = 1.06

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 = 0.91	Iq = 0.91	I _γ = 0.74
Fattori di profondità	Dc = 1.11	Dq = 1.06	Q _γ = 1.06

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 = 1.11	Dq = 1.06	Q _γ = 1.06

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 = 1.11	Dq = 1.06	Q _γ = 1.06

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 = 0.87	Iq = 0.87	I _γ = 0.65
Fattori di profondità	Dc = 1.11	Dq = 1.06	Q _γ = 1.06

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 = 0.87	Iq = 0.87	I _γ = 0.65
Fattori di profondità	Dc = 1.11	Dq = 1.06	Q _γ = 1.06

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 = 1.11	Dq = 1.06	Q _γ = 1.06

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	979,79	0,00	979,79	890,72	0,00	100.00
2	1	979,79	0,00	979,79	890,72	194,40	4.58
3	1	979,79	0,00	979,79	890,72	194,40	4.58
4	1	979,79	0,00	979,79	890,72	0,00	100.00
5	1	705,78	0,00	705,78	641,62	0,00	100.00
6	1	705,78	0,00	705,78	641,62	194,40	3.30
7	1	705,78	0,00	705,78	641,62	194,40	3.30
8	1	485,78	0,00	485,78	441,62	98,88	4.47

27.4 MURO A "U" TIPO 3/4

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

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

CARICHI ELEMENTARI		N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
Pesi propri strutturali	g_1	600,00	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	g_2	959,18	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	g_4	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	q_1	540,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	q_2	0,00	204,00	337,41
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	q_3	0,00	-204,00	-337,41
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_1	0,00	45,00	77,96
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	s_2	0,00	71,94	35,50
Sovrappinta dinamica dei terreni	s_3	0,00	4,18	14,20

27.4.2 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	810,00	0,00	0,00	1,35	1,00	810,00	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.438,76	0,00	0,00	1,50	1,00	1.438,76	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	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	275,40	455,50	1,35	1,00	0,00	275,40	455,50
q_3	1,35	1,00	0,00	-275,40	-455,50	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
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			2.977,76	0,00	0,00			2.977,76	275,40	455,50

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	810,00	0,00	0,00	1,35	1,00	810,00	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.438,76	0,00	0,00	1,50	1,00	1.438,76	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	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	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	-275,40	-455,50	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
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			2.977,76	-275,40	-455,50			2.977,76	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	810,00	0,00	0,00	1,35	1,00	810,00	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.438,76	0,00	0,00	1,50	1,00	1.438,76	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	275,40	455,50	1,35	1,00	0,00	275,40	455,50
q_3	1,35	1,00	0,00	-275,40	-455,50	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
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			2.248,76	0,00	0,00			2.248,76	275,40	455,50

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	810,00	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	1.438,76	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	-275,40	-455,50
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			2.248,76	-275,40	-455,50

27.4.3 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	600,00	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	959,18	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	45,00	77,96
s_2	1,00	1,00	0,00	71,94	35,50
s_3	1,00	1,00	0,00	4,18	14,20
			1.559,18	121,12	127,66

27.4.4 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
SLU - STR 01	2.977,76	0,00	0,00
SLU - STR 02	2.977,76	275,40	455,50
SLU - STR 03	2.977,76	-275,40	-455,50
SLU - STR 04	2.977,76	0,00	0,00
SLU - STR 05	2.248,76	0,00	0,00
SLU - STR 06	2.248,76	275,40	455,50
SLU - STR 07	2.248,76	-275,40	-455,50
SLV 01	1.559,18	121,12	127,66

27.4.5 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 tipo 3	(N)	0,00	--	15,30	--	6,80	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

27.4.6 CONDIZIONI 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.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kN]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espressa in [kNm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	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 tipo 3	2977,760	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 tipo 3	2977,760	0,000	455,500	0,2	0,0	90,0	275,400

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 tipo 3	2977,760	0,000	-455,500	-0,2	0,0	90,0	275,400

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 tipo 3	2977,760	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 tipo 3	2248,760	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 tipo 3	2248,760	0,000	455,500	0,2	0,0	90,0	275,400

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 tipo 3	2248,760	0,000	-455,500	-0,2	0,0	90,0	275,400

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 tipo 3	1559,180	0,000	127,660	0,1	0,0	90,0	121,120

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

27.4.7 OPZIONI DI CALCOLO

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 rinfiaccio: 0.00 (%)

27.4.8 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	2825	1228	43217,40	18790,18	2977,76	6.31
2	1	NO	2225	967	33354,99	14502,17	2977,76	4.87
3	1	NO	2225	967	33354,99	14502,17	2977,76	4.87
4	1	NO	2825	1228	43217,40	18790,18	2977,76	6.31
5	1	NO	2825	1228	43217,40	18790,18	2248,76	8.36
6	1	NO	2053	893	30581,62	13296,36	2248,76	5.91
7	1	NO	2053	893	30581,62	13296,36	2248,76	5.91
8	1	NO	2319	1008	35104,08	15262,64	1559,18	9.79

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	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,99	1,00	--	--	0.89	168.63
3	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,99	1,00	--	--	0.89	168.63
4	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
5	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
6	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,89	1,00	--	--	0.85	168.63
7	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,89	1,00	--	--	0.85	168.63
8	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,14	1,00	--	--	0.90	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 = 1.16	Dq = 1.08	Q _γ = 1.08

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 = 0.89	Iq = 0.89	I _γ = 0.69
Fattori di profondità	Dc = 1.16	Dq = 1.08	Q _γ = 1.08

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 = 0.89	Iq = 0.89	I _γ = 0.69
Fattori di profondità	Dc = 1.16	Dq = 1.08	Q _γ = 1.08

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 = 1.16	Dq = 1.08	Q _γ = 1.08

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 = 1.16	Dq = 1.08	Q _γ = 1.08

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 = 0.85	Iq = 0.85	I _γ = 0.60
Fattori di profondità	Dc = 1.16	Dq = 1.08	Q _γ = 1.08

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 = 0.85	Iq = 0.85	I _γ = 0.60
Fattori di profondità	Dc = 1.16	Dq = 1.08	Q _γ = 1.08

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 = 0.90	Iq = 0.90	I _γ = 0.73
Fattori di profondità	Dc = 1.16	Dq = 1.08	Q _γ = 1.08

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} [kN]	R_{ult2} [kN]	R [kN]	R_{amm} [kN]	H [kN]	η
1	1	1119,27	0,00	1119,27	1017,51	0,00	100,00
2	1	1119,27	0,00	1119,27	1017,51	275,40	3,69
3	1	1119,27	0,00	1119,27	1017,51	275,40	3,69
4	1	1119,27	0,00	1119,27	1017,51	0,00	100,00
5	1	845,25	0,00	845,25	768,41	0,00	100,00
6	1	845,25	0,00	845,25	768,41	275,40	2,79
7	1	845,25	0,00	845,25	768,41	275,40	2,79
8	1	586,06	0,00	586,06	532,78	121,12	4,40

27.5 MURO A "U" TIPO 5

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

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

CARICHI ELEMENTARI		N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
Pesi propri strutturali	g_1	618,75	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	g_2	645,68	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	g_4	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	q_1	540,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	q_2	0,00	219,00	388,85
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	q_3	0,00	-219,00	-388,85
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_1	0,00	46,41	87,88
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	s_2	0,00	48,43	24,47
Sovraspinta dinamica dei terreni	s_3	0,00	4,79	17,47

27.5.2 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	835,31	0,00	0,00	1,35	1,00	835,31	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	968,51	0,00	0,00	1,50	1,00	968,51	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	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	295,65	524,95	1,35	1,00	0,00	295,65	524,95
q_3	1,35	1,00	0,00	-295,65	-524,95	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
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			2.532,83	0,00	0,00			2.532,83	295,65	524,95

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	835,31	0,00	0,00	1,35	1,00	835,31	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	968,51	0,00	0,00	1,50	1,00	968,51	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	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	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	-295,65	-524,95	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
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			2.532,83	-295,65	-524,95			2.532,83	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	835,31	0,00	0,00	1,35	1,00	835,31	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	968,51	0,00	0,00	1,50	1,00	968,51	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	295,65	524,95	1,35	1,00	0,00	295,65	524,95
q_3	1,35	1,00	0,00	-295,65	-524,95	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
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			1.803,83	0,00	0,00			1.803,83	295,65	524,95

27.5.5 DATI

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

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

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
Muro tipo 3	(N)	0,00	--	15,30	--	7,30	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

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

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

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

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

27.5.6 CONDIZIONI 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 tipo 3	2532,830	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 tipo 3	2532,830	0,000	524,950	0,2	0,0	90,0	295,650

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 tipo 3	2532,830	0,000	-524,950	-0,2	0,0	90,0	295,650

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 tipo 3	2532,830	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 tipo 3	1803,830	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 tipo 3	1803,830	0,000	524,950	0,3	0,0	90,0	295,650

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 tipo 3	1803,830	0,000	-524,950	-0,3	0,0	90,0	295,650

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 tipo 3	1264,430	0,000	129,820	0,1	0,0	90,0	99,620

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

27.5.7 OPZIONI DI CALCOLO

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 rinfiaccio: 0.00 (%)

27.5.8 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	2936	1276	44918,85	19529,93	2532,83	7.71
2	1	NO	2177	947	32407,98	14090,43	2532,83	5.56
3	1	NO	2177	947	32407,98	14090,43	2532,83	5.56
4	1	NO	2936	1276	44918,85	19529,93	2532,83	7.71
5	1	NO	2936	1276	44918,85	19529,93	1803,83	10.83
6	1	NO	1920	835	28262,91	12288,22	1803,83	6.81
7	1	NO	1920	835	28262,91	12288,22	1803,83	6.81
8	1	NO	2409	1047	36365,48	15811,08	1264,43	12.50

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 rigidità
I_{RC} Indice di rigidità 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	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,89	1,00	--	--	0.86	168.63
3	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,89	1,00	--	--	0.86	168.63
4	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
5	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
6	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,72	1,00	--	--	0.80	168.63
7	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,72	1,00	--	--	0.80	168.63
8	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,09	1,00	--	--	0.90	168.63

Fattori correttivi verifica capacità portante

Combinazione n° 1

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 1.00$	$I_q = 1.00$	$I_\gamma = 1.00$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$D_\gamma = 1.08$

Combinazione n° 2

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.86$	$I_q = 0.86$	$I_\gamma = 0.62$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$D_\gamma = 1.08$

Combinazione n° 3

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.86$	$I_q = 0.86$	$I_\gamma = 0.62$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$D_\gamma = 1.08$

Combinazione n° 4

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 1.00$	$I_q = 1.00$	$I_\gamma = 1.00$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$D_\gamma = 1.08$

Combinazione n° 5

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 1.00$	$I_q = 1.00$	$I_\gamma = 1.00$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$D_\gamma = 1.08$

Combinazione n° 6

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.80$	$I_q = 0.80$	$I_\gamma = 0.49$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$D_\gamma = 1.08$

Combinazione n° 7

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.80$	$I_q = 0.80$	$I_\gamma = 0.49$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$D_\gamma = 1.08$

Combinazione n° 8

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.90$	$I_q = 0.90$	$I_\gamma = 0.73$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$D_\gamma = 1.08$

Verifica allo scorrimento

Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Identificativo della combinazione
R_{ult1}	Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kN]
R_{ult2}	Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kN]
<i>R</i>	Somma di R_{ult1} e R_{ult2}
R_d	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} [kN]	R_{ult2} [kN]	R [kN]	R_{amm} [kN]	H [kN]	η
1	1	952,03	0,00	952,03	865,48	0,00	100.00
2	1	952,03	0,00	952,03	865,48	295,65	2.93
3	1	952,03	0,00	952,03	865,48	295,65	2.93
4	1	952,03	0,00	952,03	865,48	0,00	100.00
5	1	678,02	0,00	678,02	616,38	0,00	100.00
6	1	678,02	0,00	678,02	616,38	295,65	2.08
7	1	678,02	0,00	678,02	616,38	295,65	2.08
8	1	475,27	0,00	475,27	432,06	99,62	4.34