

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

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

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO - COD. MI608

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Società designata: GA&M</p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p>SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p>ARKE' INGEGNERIA s.r.l. Via Imperatore Traiano n. 2 - 20124 Bari</p> <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>
<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p>  <p>Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI</p>	<p>INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>  <p>Ing. Fabrizio BAJETTI</p>	<p>GEOLOGO</p>  <p>Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI</p>	<p>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>  <p>Ing. Gianluca CICIRIELLO</p>	

HH01.1

H - PROGETTO STRUTTURALE OPERE PRINCIPALI

HH - CV18 - PASSERELLA PEDONALE
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO RAMPE

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>LO203 E 2301</p>		<p>NOME FILE</p> <p>HH01.1-T00CV18STRRE02_A.dwg</p>		<p>REVISIONE</p> <p>A</p>	<p>SCALA:</p> <p>-----</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p>T00CV18STRRE02</p>					
C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2023	ARCH. SOHEILA NEGARESTANI	ING. GAETANO RANIERI	ING. FABRIZIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4	UNITA' DI MISURA	6
5	MATERIALI	7
5.1	Calcestruzzo.....	7
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	7
5.1.2	Calcestruzzo per le opere di fondazione ed elevazione	7
5.2	Acciaio	7
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	7
5.3	Calcolo dei copriferri minimi	8
5.4	Valutazione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura	9
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	11
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA	12
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali	12
7.2	Definizione della strategia progettuale	13
7.3	Parametri di calcolo	15
7.3.1	Parametri numerici sismici	15
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	15
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	15
7.3.4	Fattori di struttura	16
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	16
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	19
8	ANALISI DEI CARICHI.....	20
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	20
8.2	Carichi permanenti portati sulla soletta inferiore	20
8.2.1	Peso proprio del terreno di ricoprimento	20
8.2.2	Peso proprio finitura rampe	20
8.3	Peso proprio del parapetto	20
8.4	Spinta laterale dei terreni.....	20
8.5	Sovraccarichi accidentali (q_1)	21
8.6	Azione sismica.....	21
8.6.1	Azione inerziale delle masse.....	21
8.6.2	Sovrappinta dinamica dei terreni	21
9	COMBINAZIONI DI CARICO	22
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	22
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	22
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche	22
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	23
9.5	Combinazione di carico sismiche	24
10	MODELLO DI CALCOLO.....	25
10.1	Definizione del modello di calcolo	25
10.2	Numerazione degli elementi	26
10.3	Numerazione dei nodi	26
10.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche.....	27
10.5	Applicazione dei carichi elementari.....	28

10.5.1	Pesi propri strutturali	28
10.5.2	Peso proprio finitura rampe	28
10.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento	28
10.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici	29
10.5.5	Spinta orizzontale dei terreni	29
10.5.6	Carichi accidentali agenti sulle solette superiori	30
10.5.7	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati	30
10.5.8	Sovrappinta dinamica orizzontale dei terreni	31
11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	32
11.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti	32
11.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti	33
11.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare	35
11.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR	36
11.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita	38
12	PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI	40
12.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	40
12.2	Sezione e armatura di verifica	40
12.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	41
12.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente	41
12.3.2	Combinazione SLE – Frequente	42
12.3.3	Combinazione SLE – Rara	43
12.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente	44
12.3.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Frequente	45
12.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	46
12.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	47
13	SOLETTE SUPERIORI - VERIFICHE STRUTTURALI	48
13.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	48
13.2	Sezione e armatura di verifica	49
13.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	49
13.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente	49
13.3.2	Combinazione SLE – Frequente	50
13.3.3	Combinazione SLE – Rara	51
13.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente	52
13.3.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Frequente	53
13.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	54
13.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	55
14	ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI	56
14.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	56
14.1.1	Sezione e armatura di verifica	57
14.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	57
14.2.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente	57
14.2.2	Combinazione SLE – Frequente	58
14.2.3	Combinazione SLE – Rara	59
14.2.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente	60
14.2.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Frequente	61
14.2.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	62
14.3	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	63

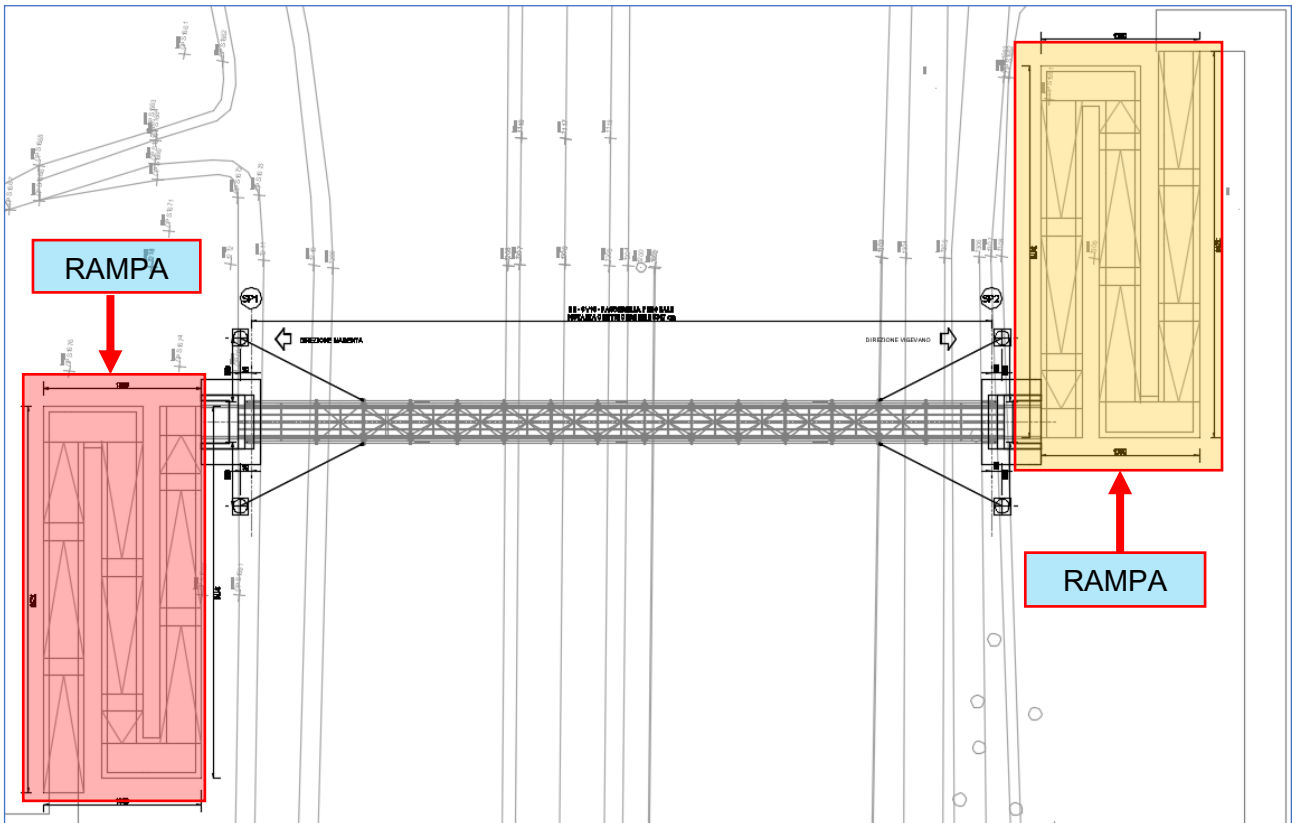
15	VERIFICHE GEOTECNICHE – VERIFICA DEL CARICO LIMITE E DELLO SCORRIMENTO	
	64	
15.1	Richiami teorici.....	64
15.1.1	Verifica al carico limite.....	64
15.1.2	Verifica allo scorrimento	65
15.2	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione	
	66	
15.3	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR	66
15.4	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV	66
15.5	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo	66
15.6	Dati.....	67
15.7	Condizione di carico.....	68
15.8	Opzioni di calcolo	69
15.9	Risultati	69

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche delle opere in cemento armato costituite dalle rampe di accesso alla passerella pedonale (wbs CV18) 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".

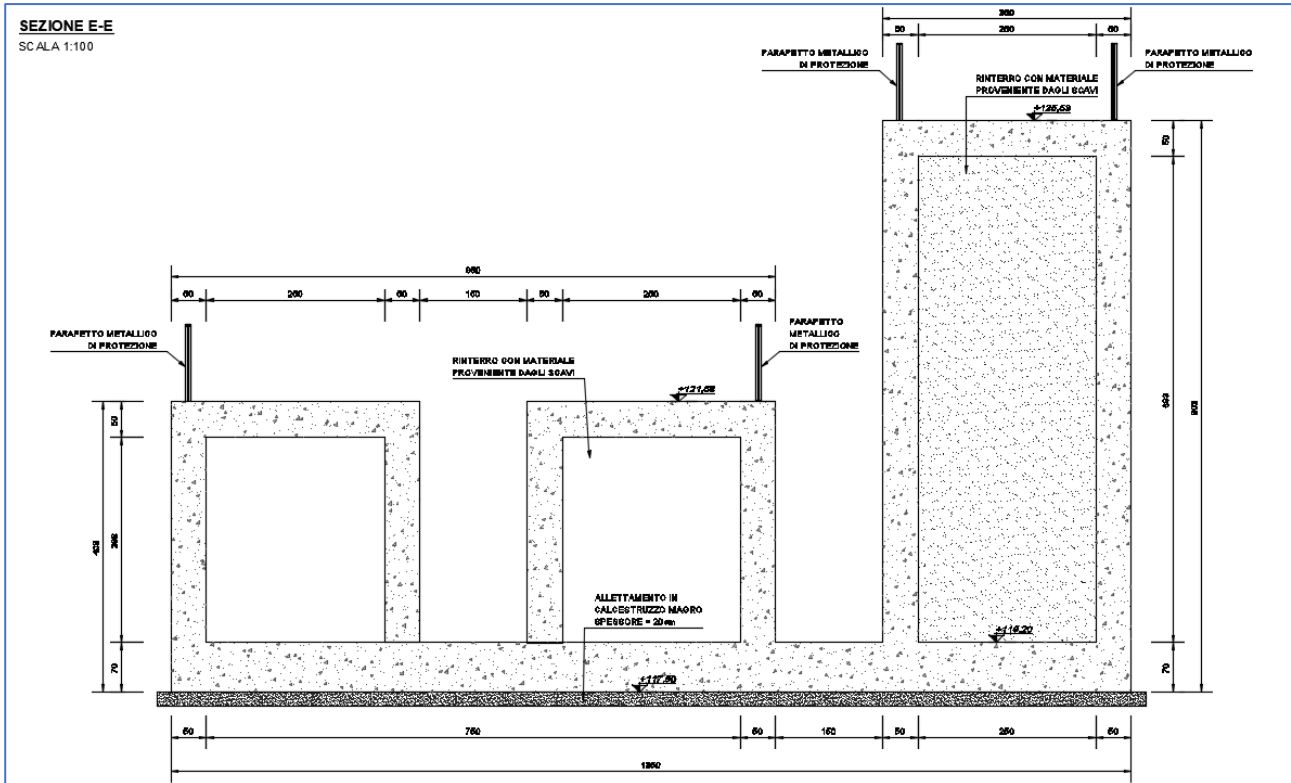
2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Di seguito viene riportato l'andamento planimetrico con l'individuazione delle rampe di accesso alla passerella pedonale.



Ai fini del dimensionamento, delle verifiche strutturali e geotecniche si considera una sezione trasversale ad "U" (vedi figura seguente) in cemento armato gettato in opera la seguente caratteristiche geometriche:

- Pareti verticali laterali I° elemento: **altezza 288 cm e spessore 50 cm**
- Soletta superiore I° elemento: **larghezza 850 cm e spessore 50 cm**
- Pareti verticali laterali II° elemento: **altezza 683 cm e spessore 50 cm**
- Soletta superiore II° elemento: **larghezza 350 cm e spessore 50 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1350 cm e spessore 70 cm**



3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

4 UNITA' DI MISURA

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

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

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

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

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

5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE

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**.

5.2 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 calcestruzzo è previsto un copriferro minimo pari a **25mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **40mm**.

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

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

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

5.4 VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

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

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

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

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

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

con:

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

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

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

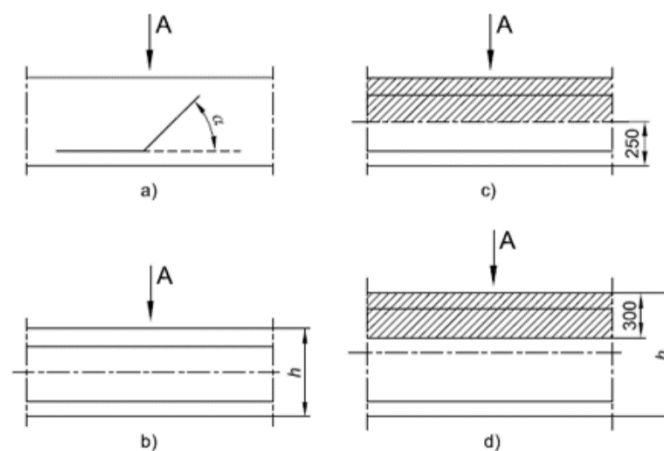
$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

dove:

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

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

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



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

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

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

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

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

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

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

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

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

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

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

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

Il terreno di rinterro all'interno delle rampe è caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\varphi = 28,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

7 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

7.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ||>

Variabilità dei parametri ||>

Elaborazioni

Tabella parametri ||>

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

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione

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

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

7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Ai sensi di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nei Profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo il terreno di fondazione è classificato 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	<small>(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)</small>

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) 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

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

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

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

Parametri indipendenti

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

Parametri dipendenti

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

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

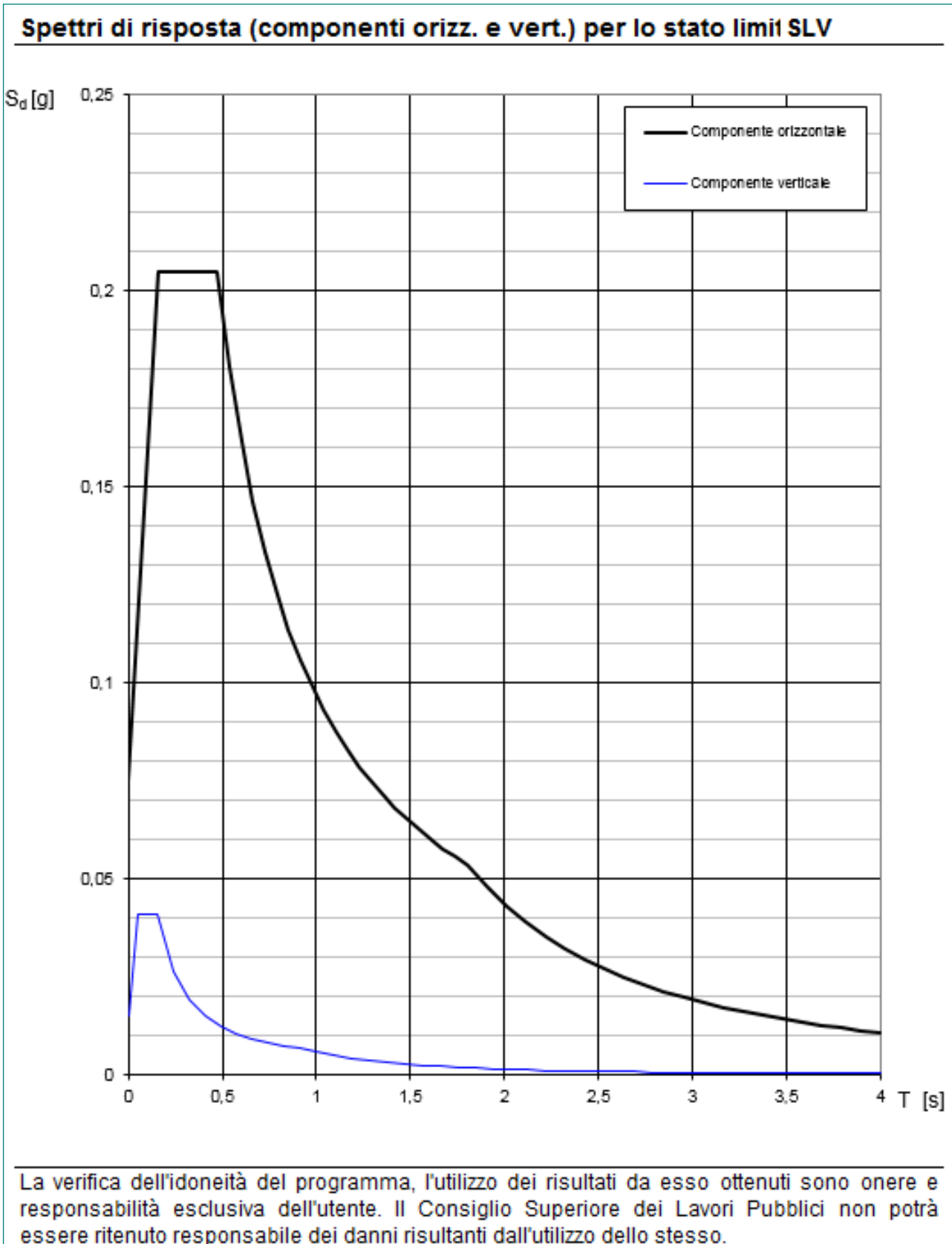
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

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

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

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



7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

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

dove:

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

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

- g → accelerazione di gravità

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

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

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

$$k_h = 0,075$$

$$k_v = 0,0375$$

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

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

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

8.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI SULLA SOLETTA INFERIORE

8.2.1 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO

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

-	S_{max} [m]
1° ELEMENTO	6,83
1° ELEMENTO	2,88

Il peso per unità di volume terreno di ricoprimento è assunto pari a $\gamma_{rilevato} = 19,00 \text{ kN/m}^3$.

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

-	S_{max} [m]	$P_{ricoprimento}$ [kN/m ²]
1° ELEMENTO	6,83	129,77 → 130,00
1° ELEMENTO	2,88	54,72 → 55,00

8.2.2 PESO PROPRIO FINITURA RAMPE

Il carico permanente agente sulle rampe è stato assunto, per tenere conto delle eventuali opere di finitura, pari a $2,00 \text{ kN/m}^2$.

8.3 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO

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

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

8.4 SPINTA LATERALE DEI TERRENI

A favore di sicurezza la spinta del terreno agente esternamente all'opera è stata trascurata, mentre è stata considerata la spinta sulle pareti verticali agente dall'interno verso l'esterno, assumendo un peso per unità di volume $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$, calcolata in condizioni attive mediante la seguente relazione:

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

dove:

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

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

con:

- φ = angolo di attrito interno

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

8.5 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI (Q₁)

Il carico accidentale agente sulle rampe è definibile come folla compatta. E' stato pertanto assunto un valore dei carichi accidentali pari a:

$$q = 5,00 \text{ kN/m}^2.$$

8.6 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.

8.6.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

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

8.6.2 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

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

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

dove:

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

9 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

dove:

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

9.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

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

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

dove:

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

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

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

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

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

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

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

9.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

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

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

dove:

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

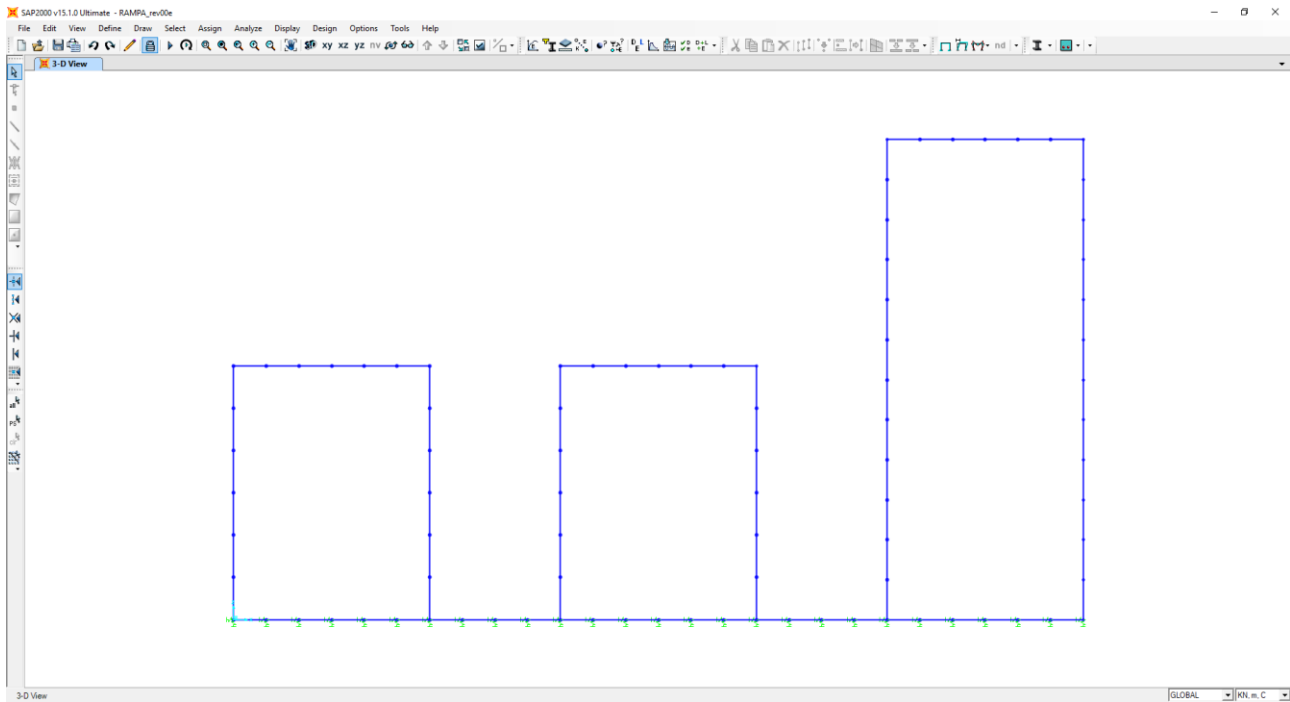
10 MODELLO DI CALCOLO

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.

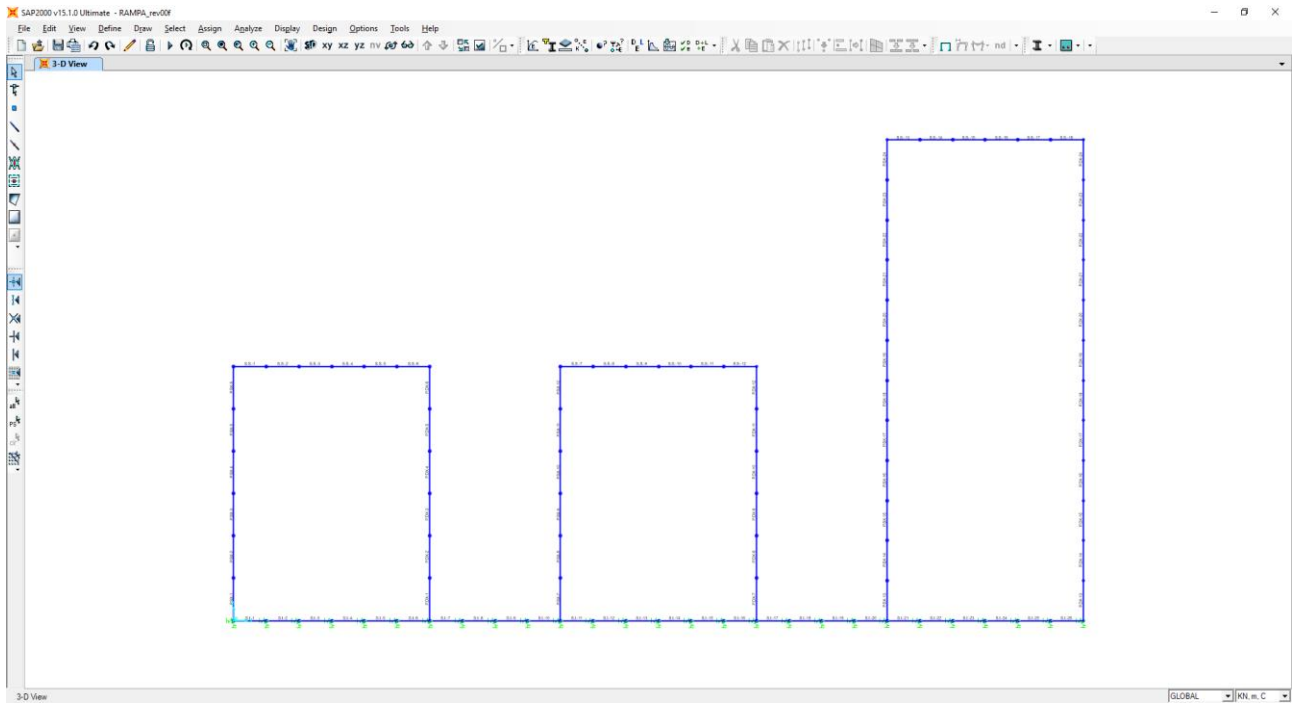
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo “beam” ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

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



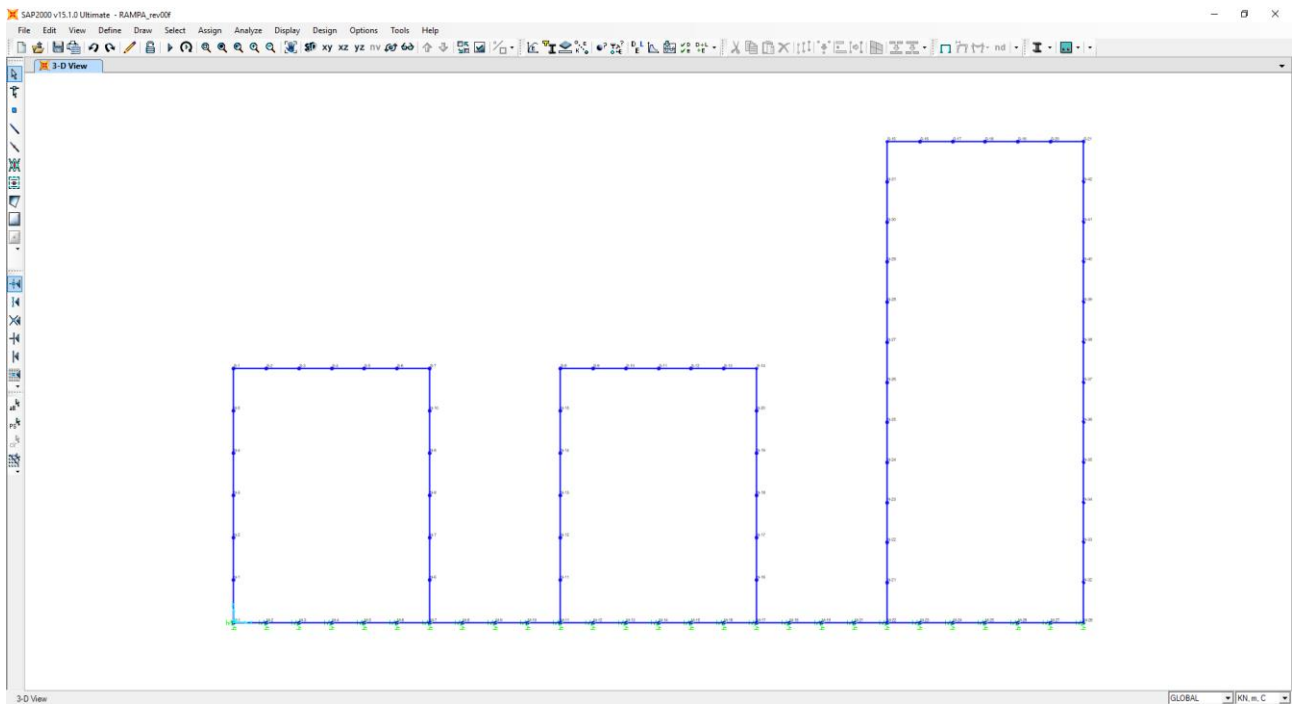
10.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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	0,500
M2	M3	0,500
M3	M4	0,500
M4	M5	0,500
M5	M6	0,500
M6	M7	0,500
M7	M8	0,500
M8	M9	0,500
M9	M10	0,500
M10	M11	0,500
M11	M12	0,500
M12	M13	0,500
M13	M14	0,500
M14	M15	0,500
M15	M16	0,500
M16	M17	0,500
M17	M18	0,500
M18	M19	0,500
M19	M20	0,500
M20	M21	0,500
M21	M22	0,500
M22	M23	0,500
M23	M24	0,500
M24	M25	0,500
M25	M26	0,500
M26	M27	0,500
M27	M28	0,500

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,250	3.750,00
M2	0,500	7.500,00
M3	0,500	7.500,00
M4	0,500	7.500,00
M5	0,500	7.500,00
M6	0,500	7.500,00
M7	0,500	7.500,00
M8	0,500	7.500,00
M9	0,500	7.500,00
M10	0,500	7.500,00
M11	0,500	7.500,00
M12	0,500	7.500,00
M13	0,500	7.500,00
M14	0,500	7.500,00
M15	0,500	7.500,00
M16	0,500	7.500,00
M17	0,500	7.500,00
M18	0,500	7.500,00
M19	0,500	7.500,00
M20	0,500	7.500,00
M21	0,500	7.500,00
M22	0,500	7.500,00
M23	0,500	7.500,00
M24	0,500	7.500,00
M25	0,500	7.500,00
M26	0,500	7.500,00
M27	0,500	7.500,00
M28	0,250	3.750,00

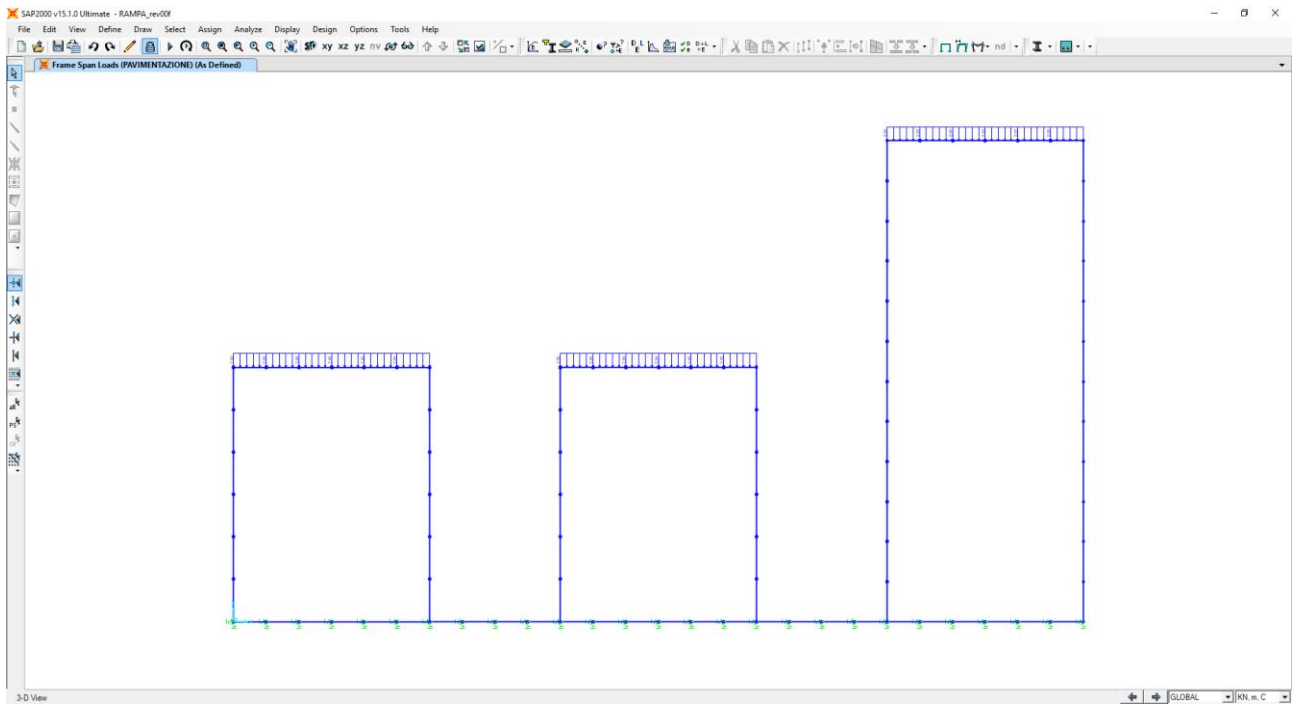
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

10.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

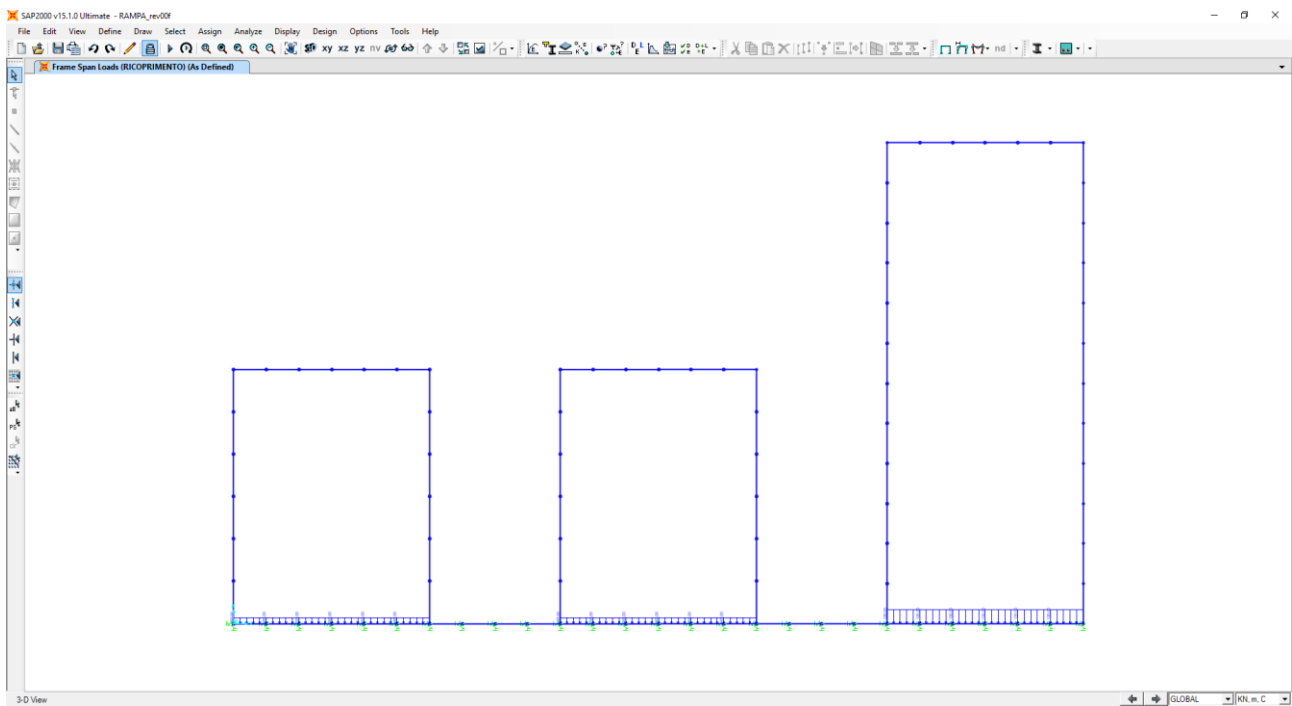
10.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

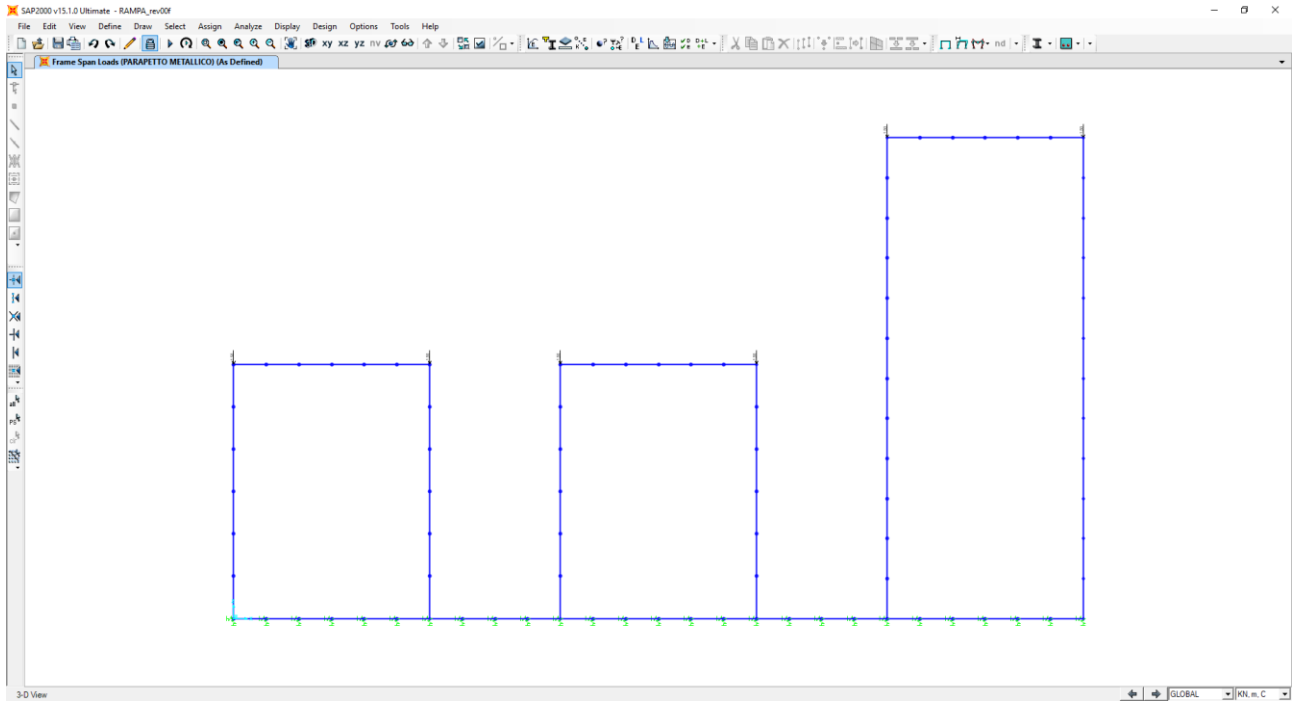
10.5.2 PESO PROPRIO FINITURA RAMPE



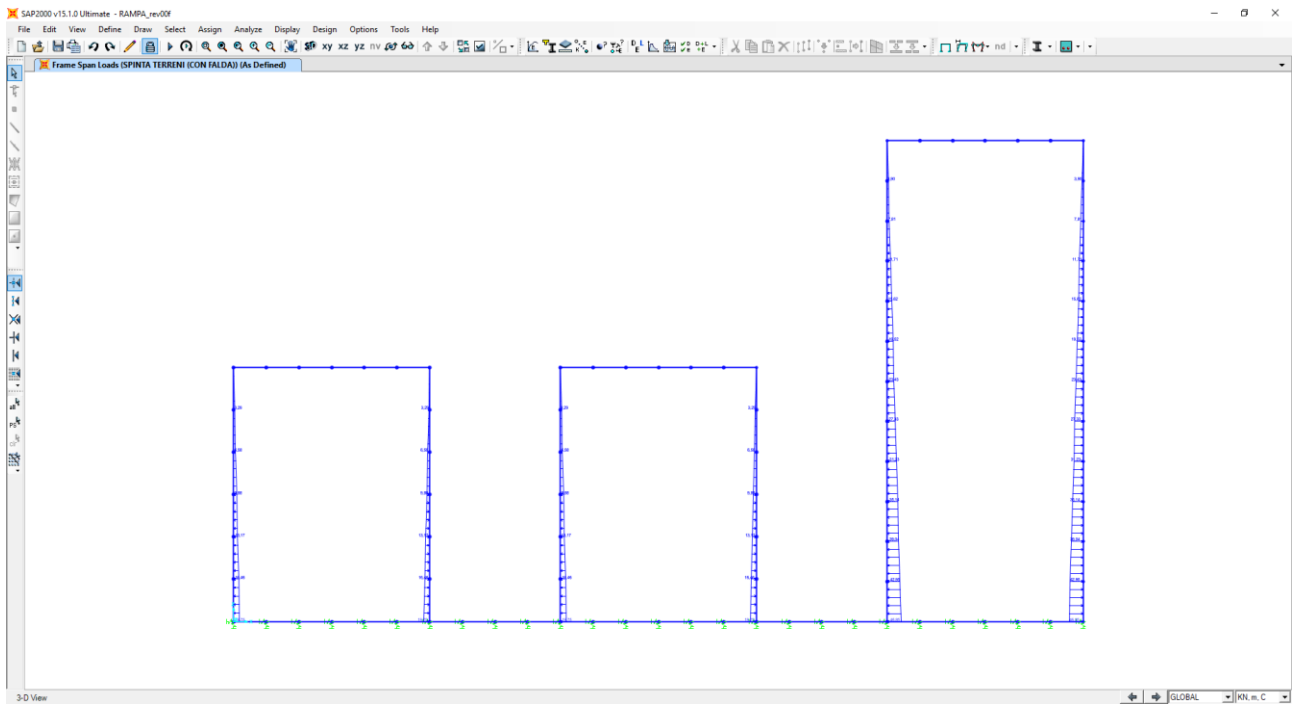
10.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



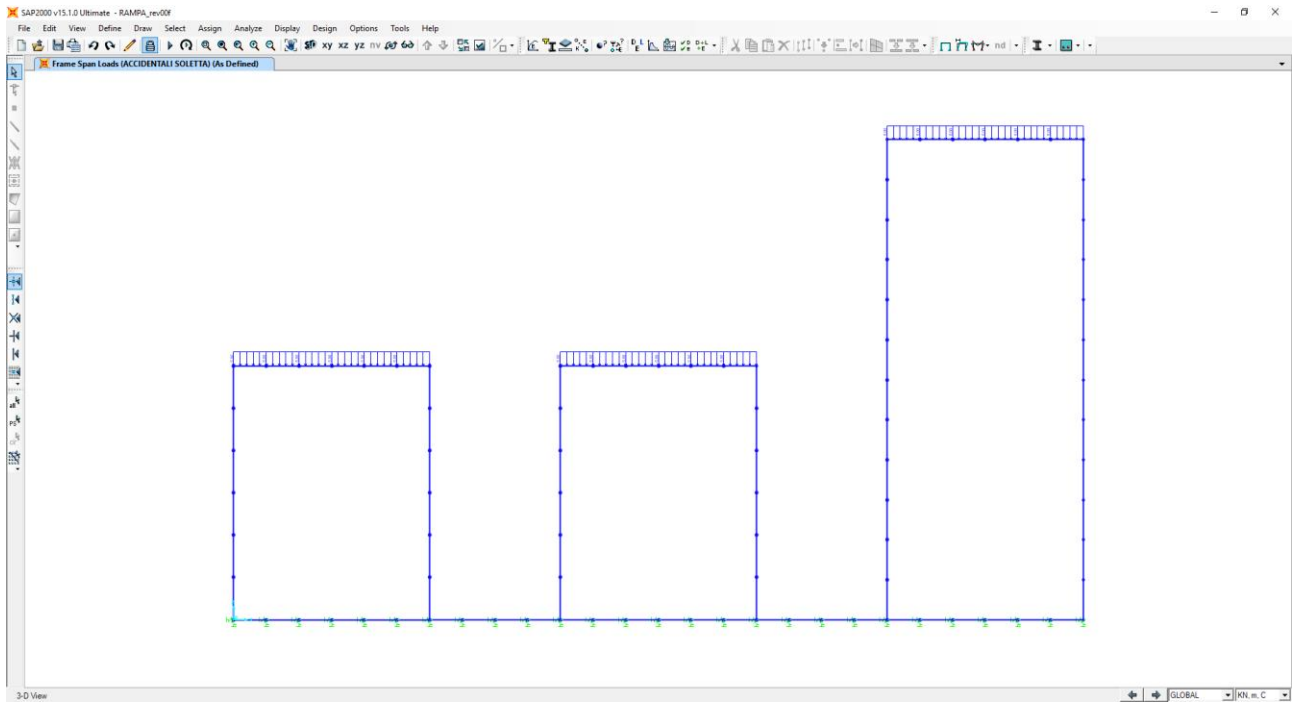
10.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



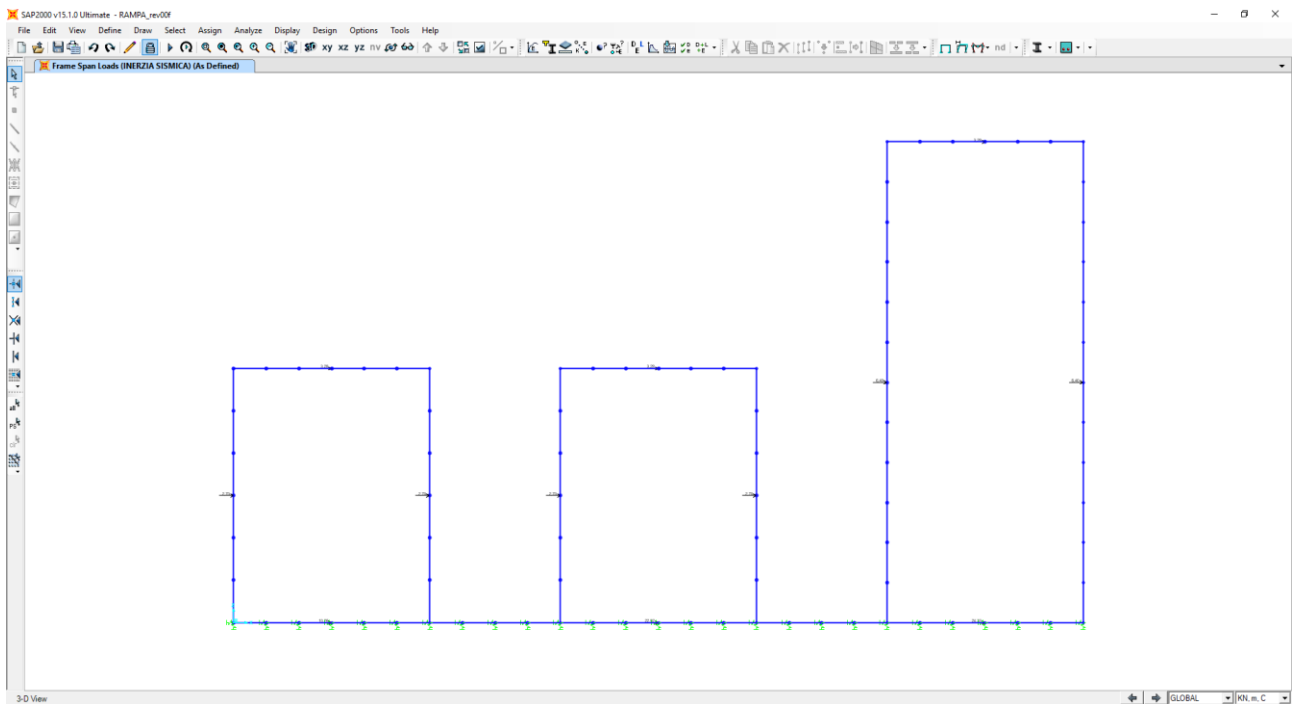
10.5.5 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI



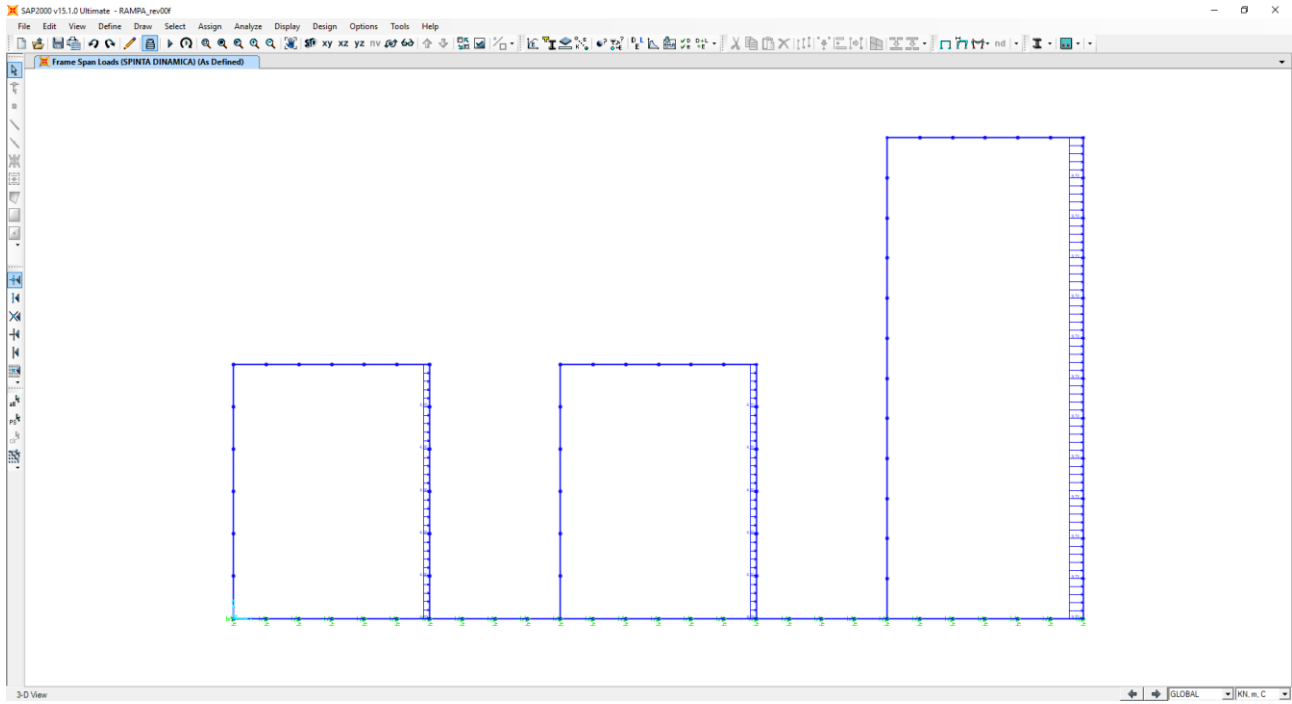
10.5.6 CARICHI ACCIDENTALI AGENTI SULLE SOLETTE SUPERIORI



10.5.7 INERZIA SISMI CA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI



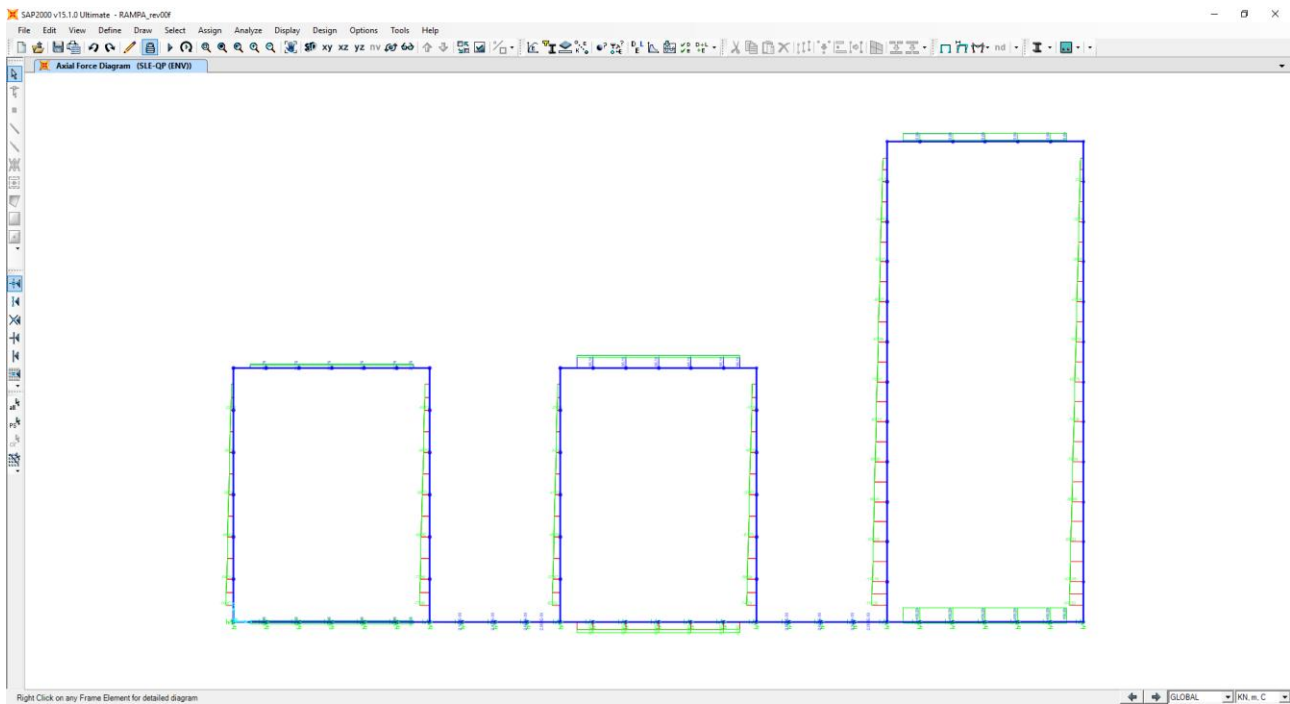
10.5.8 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



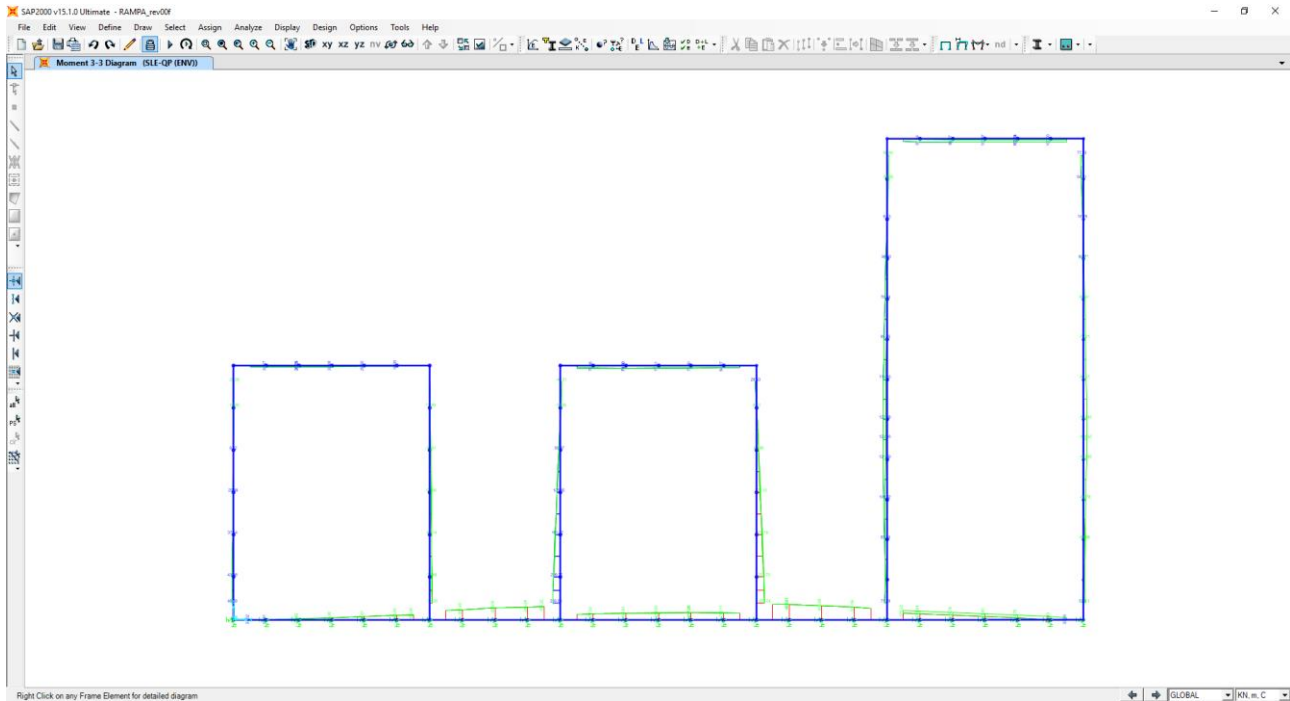
11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

11.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

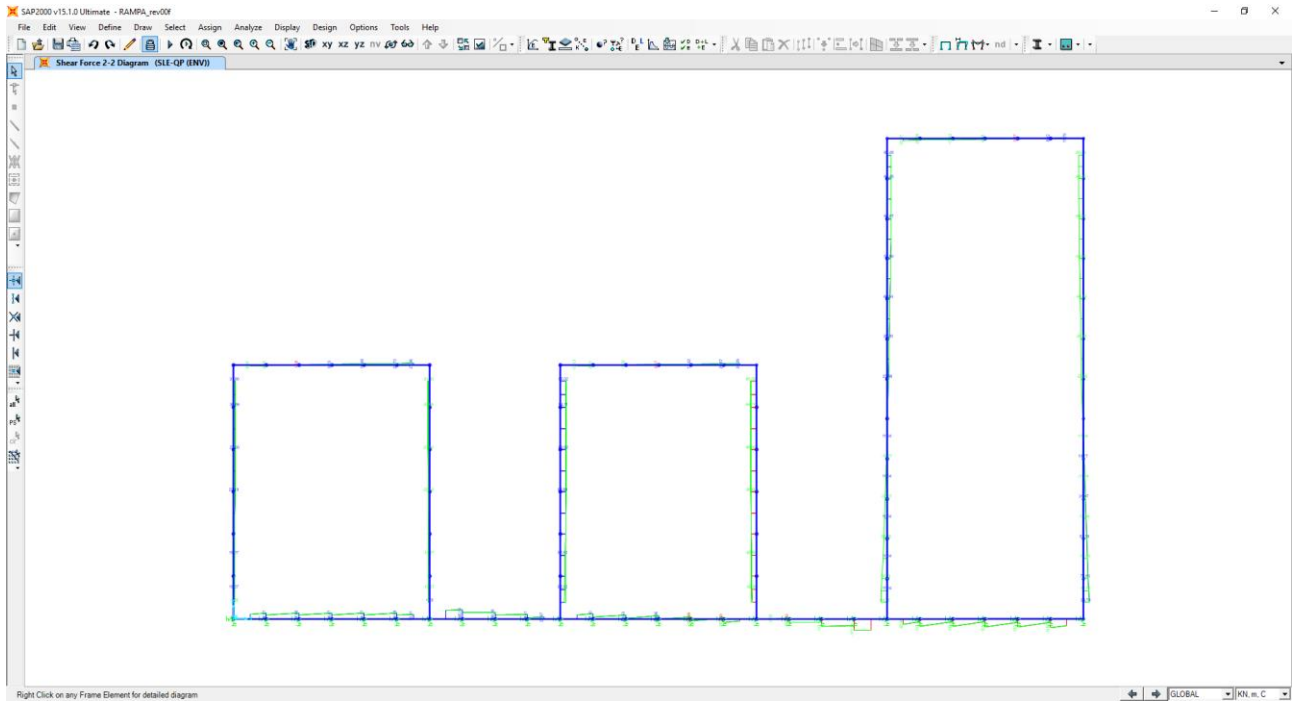
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:



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

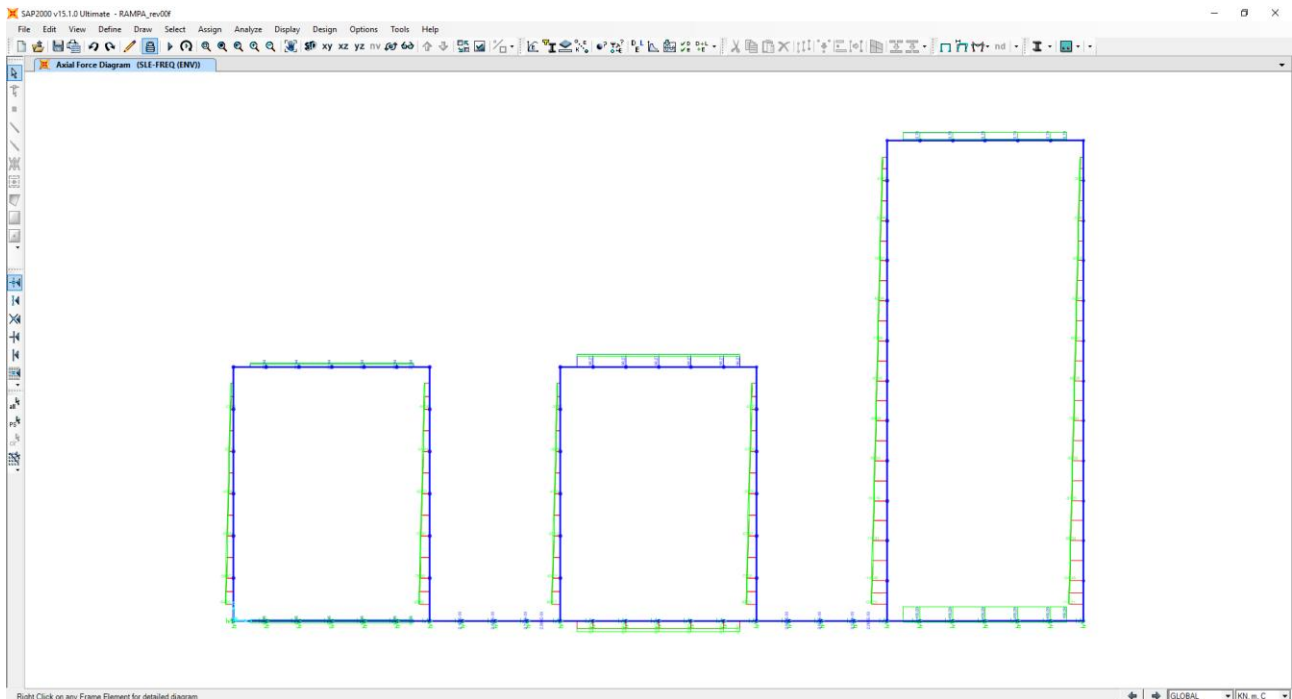


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

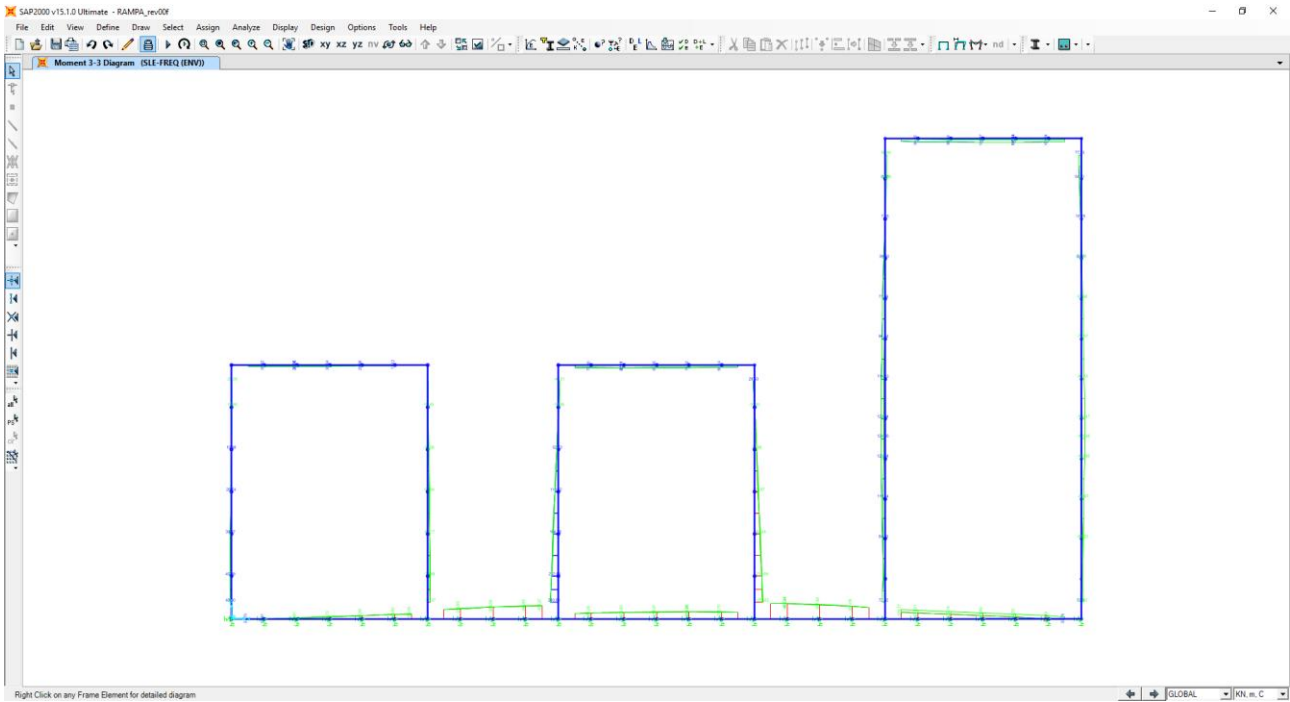


11.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

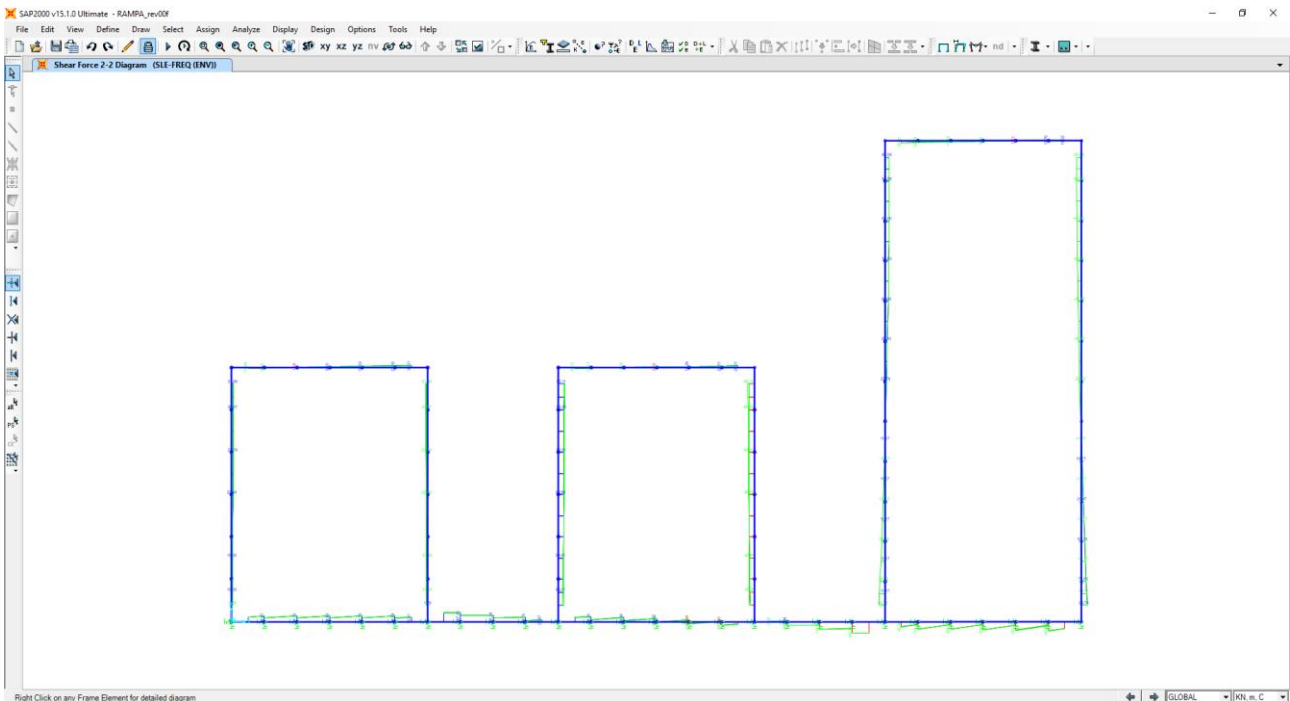
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



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

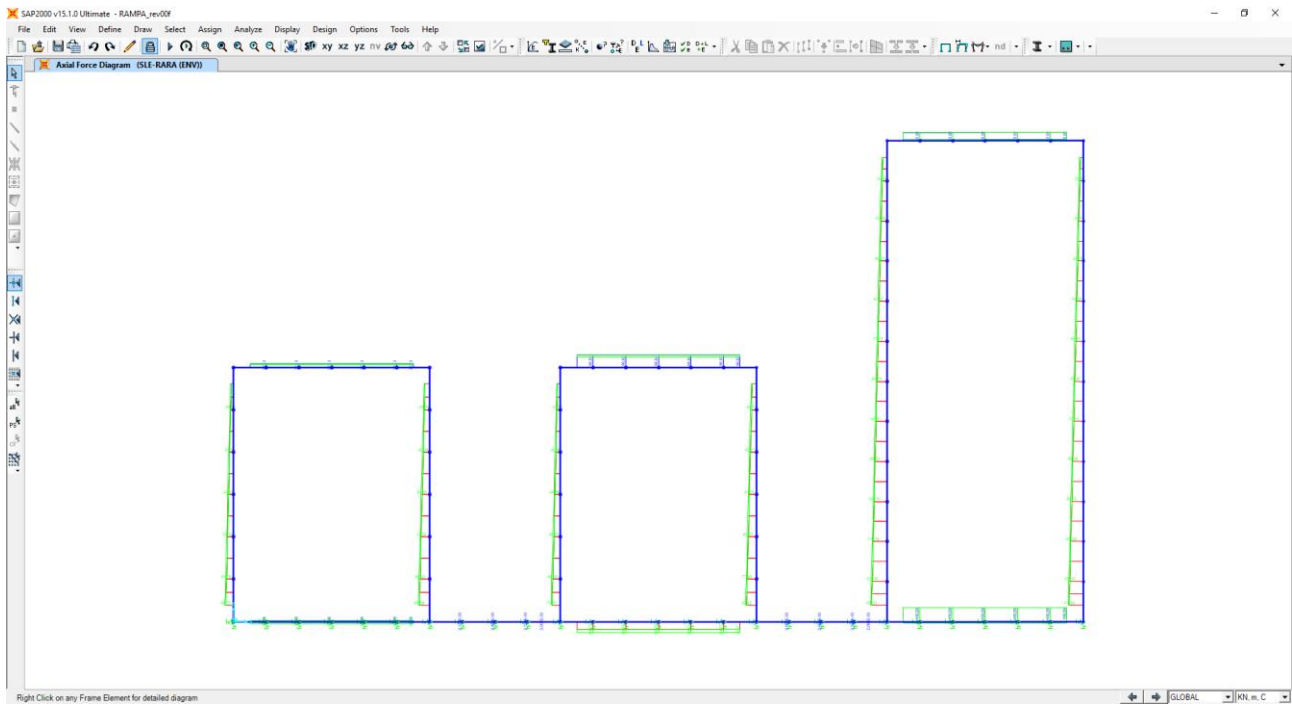


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

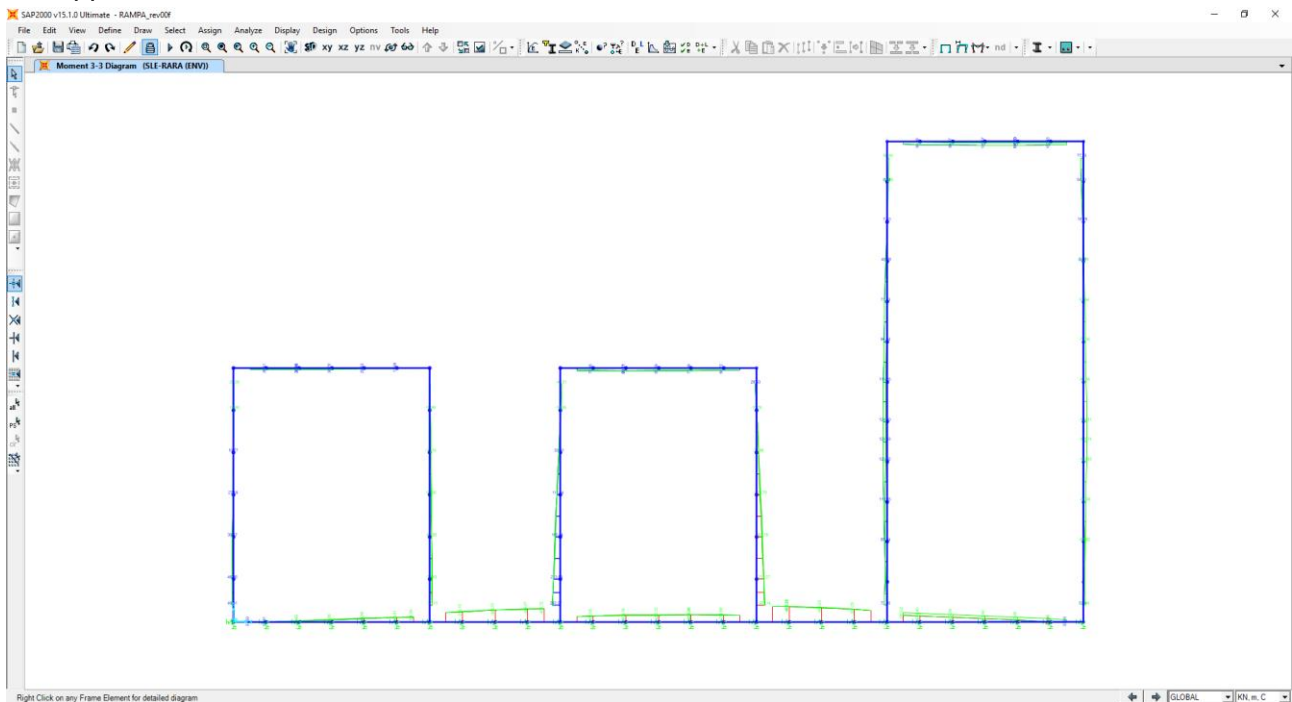


11.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

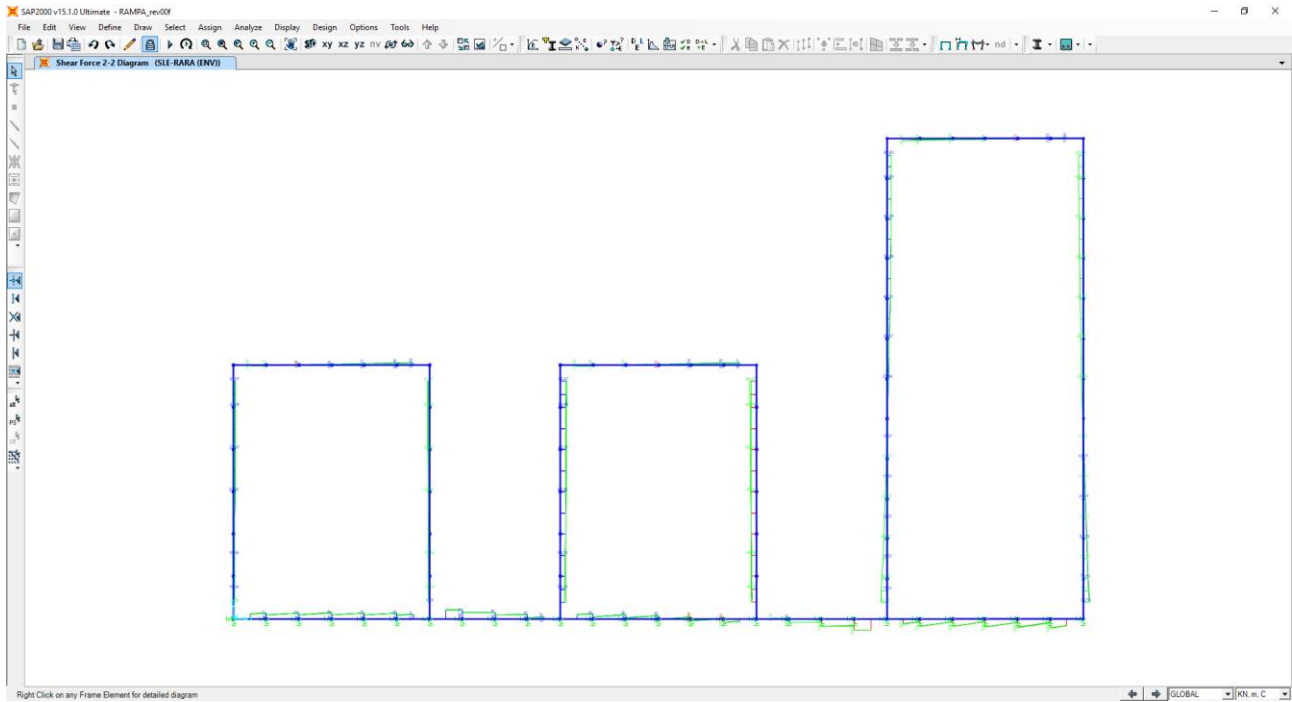
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:



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:

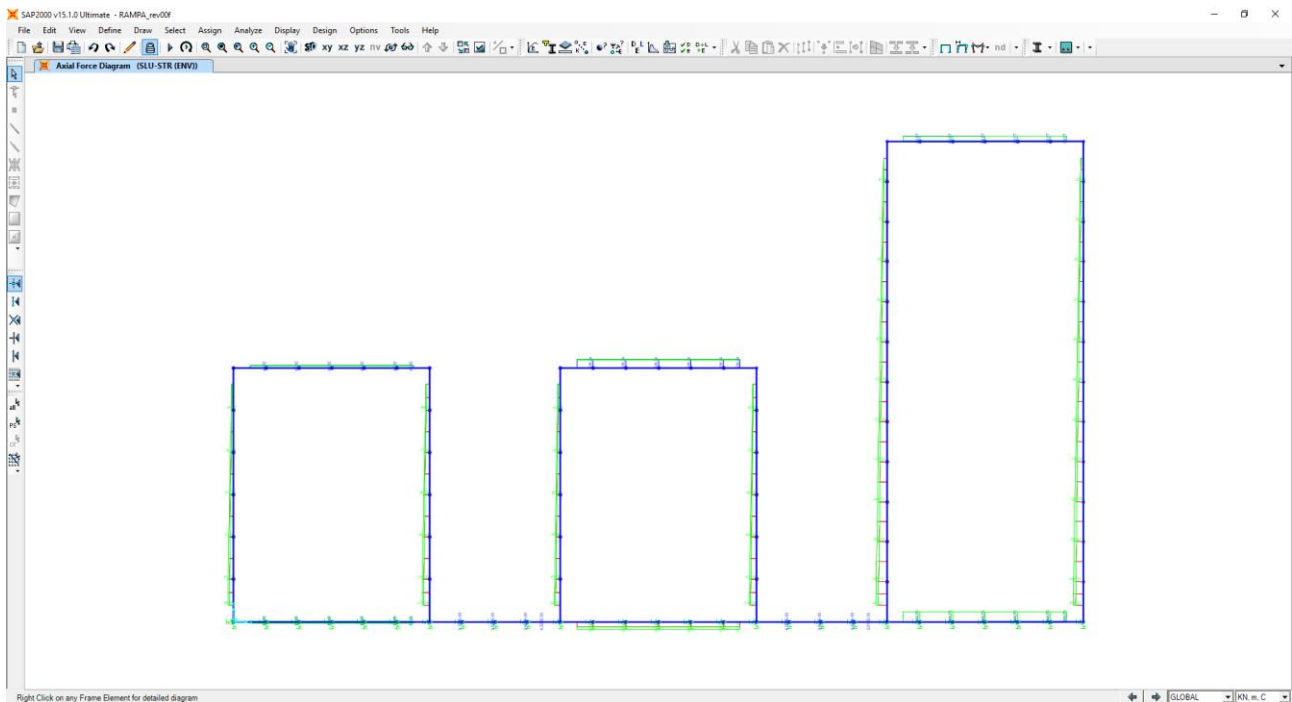


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

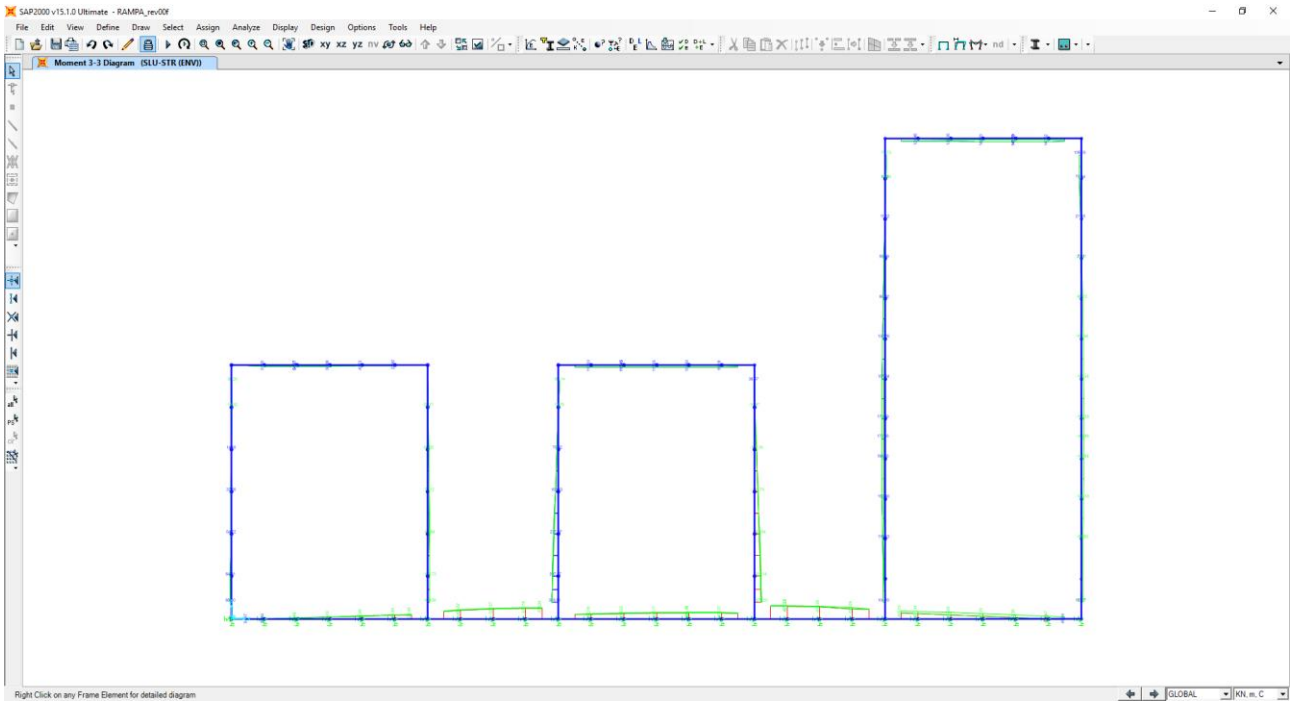


11.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

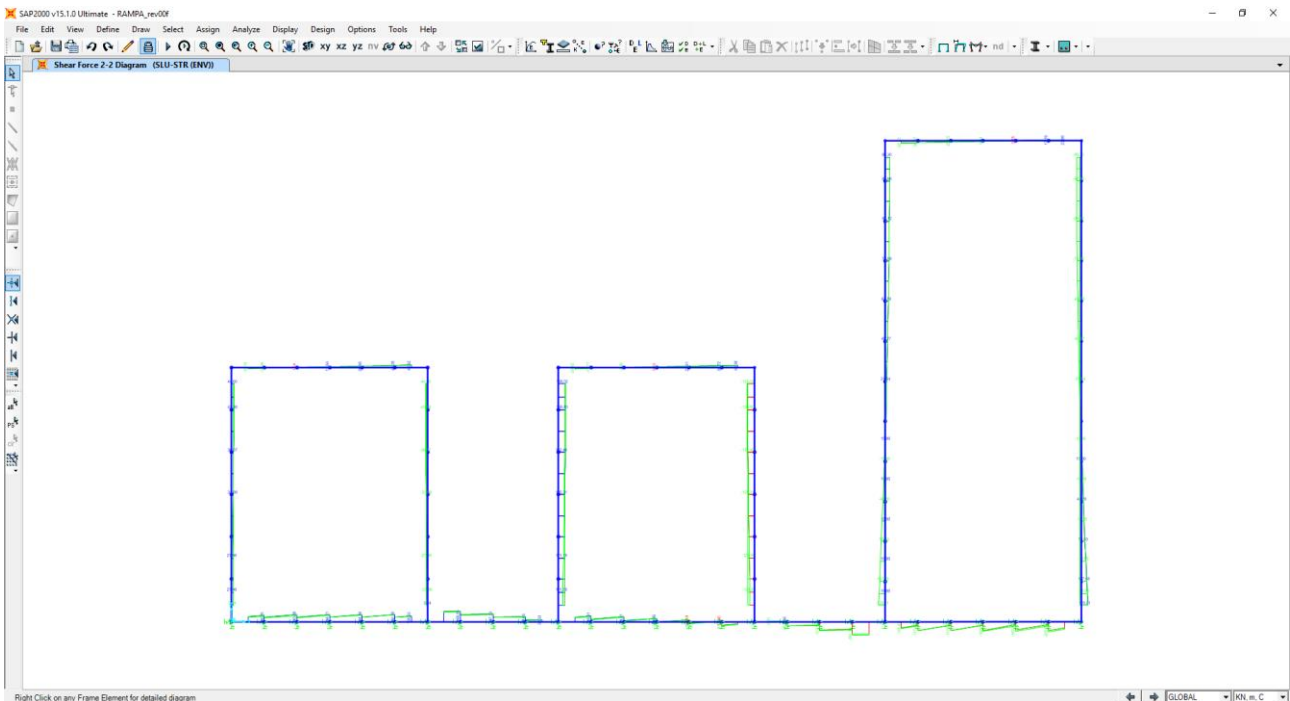
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



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

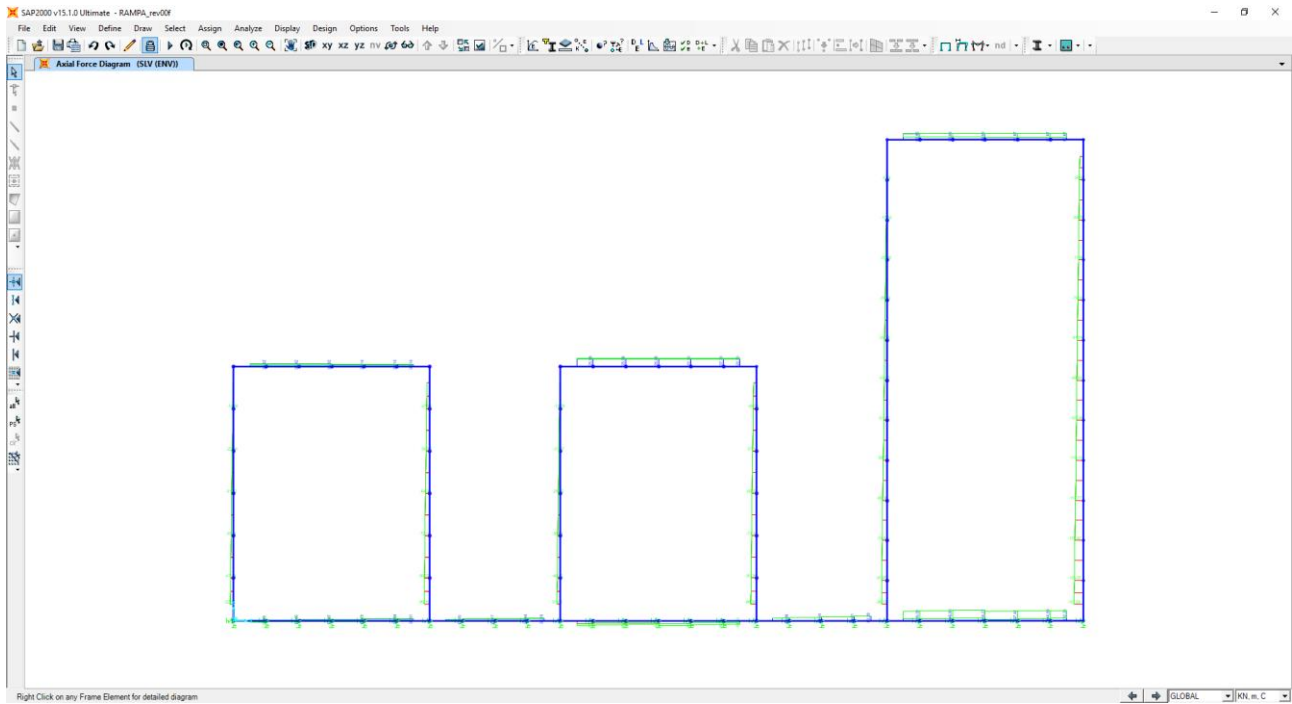


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

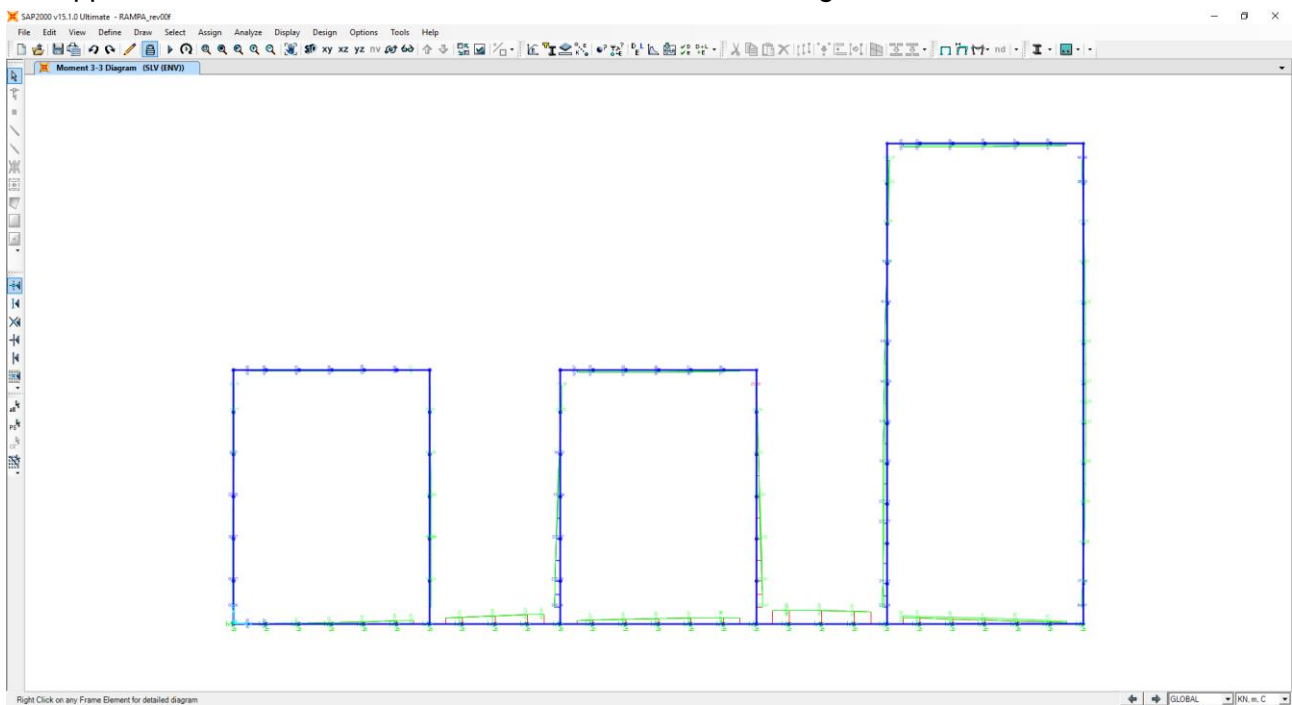


11.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

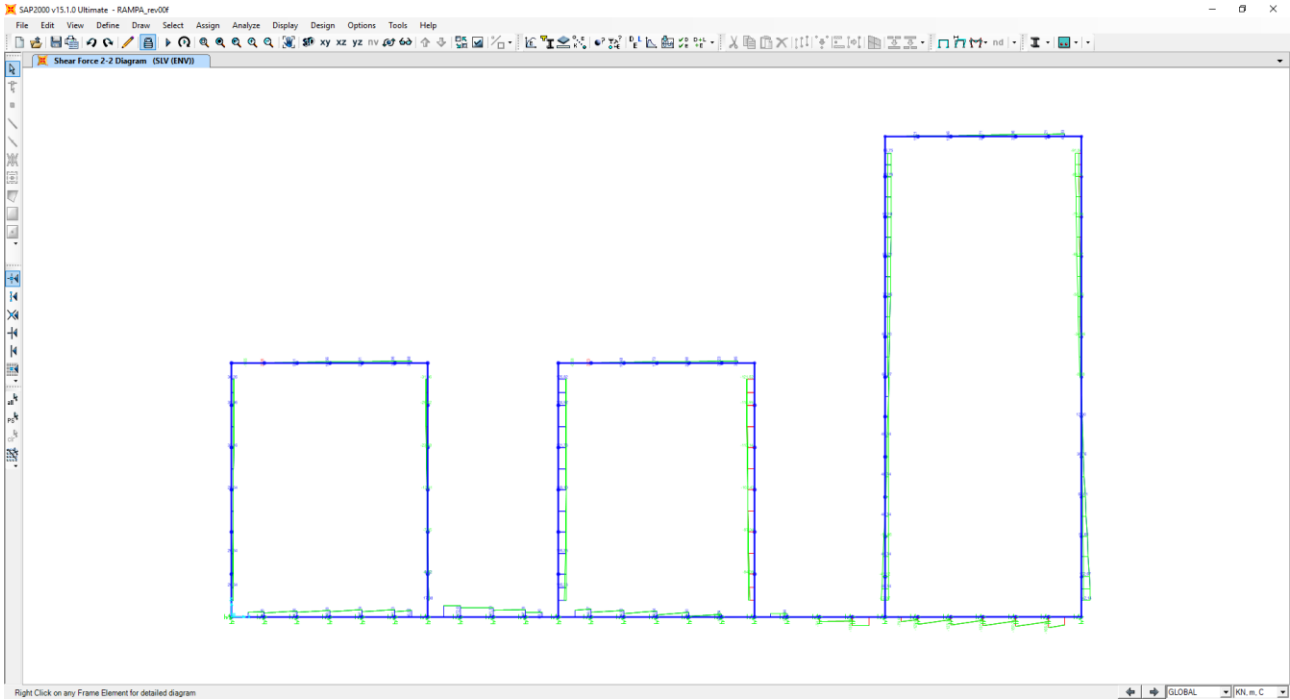
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



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 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	$N_{max} + M + V$	-118,26	11,04	71,28
	$N + M_{max} + V$	-74,79	-82,82	-255,04
	$N_{max} + M + V_{max}$	-32,37	-95,02	28,53
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-124,00	11,17	73,02
	$N + M_{max} + V$	-80,51	-83,91	-259,62
	$N_{max} + M + V_{max}$	-38,08	-96,11	27,64
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-125,91	11,22	73,60
	$N + M_{max} + V$	-82,42	-84,28	-261,14
	$N_{max} + M + V_{max}$	-39,99	-96,47	27,34
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-171,27	15,85	104,10
	$N + M_{max} + V$	-112,54	-121,56	-376,20
	$N_{max} + M + V_{max}$	-55,26	-138,02	39,57
SLV	$N_{max} + M + V$	-137,58	142,14	64,91
	$N + M_{max} + V$	-86,35	-92,77	-321,47
	$N_{max} + M + V_{max}$	-137,58	142,14	64,91

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 **0,50 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

- **Ø20/10** interni
- **Ø16/20** esterni

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

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

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

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

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 $N_{Sd} = 74,79$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -255,04$ kNm.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	31,42	6
			2	10,05	44,2

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 74,79 kN
 M_{xEd} 0 -255,04 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 -7,704 N/mm²
 σ_s 198,4 N/mm²

ε_s 0,9922 ‰
 d 44 cm
 x 16,19 x/d 0,368
 δ 0,9

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,70 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 198,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 80,51$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -259,62$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several input panels. The 'Tipo Sezione' panel shows 'Rettan.re' selected. The 'Sollecitazioni' panel shows $N_{Ed} = 80,51$ kN and $M_{xEd} = -259,62$ 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 $\sigma_c = -7,849$ N/mm² and $\sigma_s = 201,4$ N/mm². The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	31,42	6
			2	10,05	44,2

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

Parameter	Value
σ_c	-7,849 N/mm ²
σ_s	201,4 N/mm ²
ϵ_s	1,007 ‰
d	44 cm
x	16,23
x/d	0,369
δ	0,9012

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,85$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 201,40$ 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 $N_{Sd} = 82,42$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -261,14$ kNm.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	31,42	6
			2	10,05	44,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 82,42 kN
 M_{xEd} 0 -261,14 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

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

σ_c -7,898 N/mm²
 σ_s 202,3 N/mm²
 ε_s 1,012 ‰
 d 44 cm
 x 16,25 x/d 0,3693
 δ 0,9016

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,90$ N/mm² < $0,60 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 202,30$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 500 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 440 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 60 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 40 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 3142 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 24,9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 198,4 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 161,9 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,68 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 3142 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 150000 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$ 112700 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$ 250000 [mm ²]
	$A_{c,eff.min}$ 112700 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,02788 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000567 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000737 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000737 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 250 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-]
	k_2 0,500 [-]
	k_3 3,400 [-]
	k_4 0,425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	$s_{r,max.1}$ 258 [mm]
	$s_{r,max.2}$ 440 [mm]
	$s_{r,max}$ 258 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,19 [mm]

12.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - FREQUENTE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 500 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 440 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 60 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ = 3142 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} = 24,9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s = 201,4 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 162,3 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e = 6,68 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s = 3142 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ = 150000 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ = 112567 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ = 250000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ = 112567 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0,02791 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t = 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0,000575 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0,000752 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = 0,000752 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} = 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ = 250 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 = 0,800 [-] k_2 = 0,500 [-] k_3 = 3,400 [-] k_4 = 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max.1}$ = 258 [mm]
	$s_{r,max.2}$ = 439 [mm]
	$s_{r,max}$ = 258 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0,19 [mm]

12.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 112,54$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -376,20$ kNm.

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

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

TITOLO : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	31,42	6
			2	10,05	44,2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 112,54 kN
 M_{Ed} -376,20 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} -511,7 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 12,95 ‰
 d 44 cm
 x 9,361 x/d 0,2128
 δ 0,7059

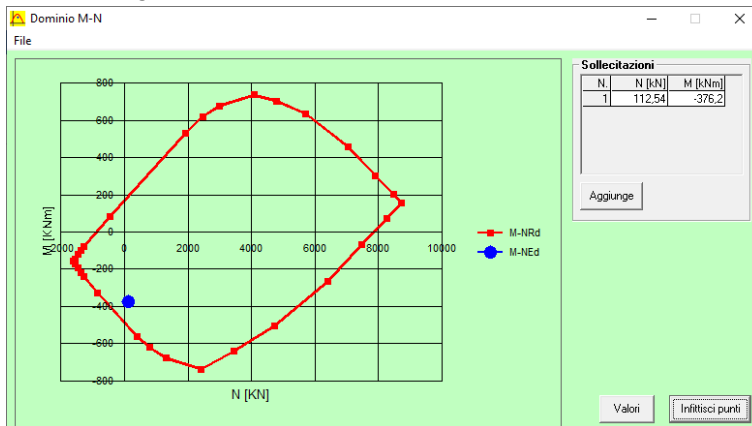
N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -511,70 \text{ kNm} > M_{Sd} = -376,20 \text{ kNm}$$

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 $V_{S,d} = 142,14$ kN.

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	46,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	142,14	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	10,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	0,79	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	9,88	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

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

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

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

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

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f'_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	159,98	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1460,39	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	159,98	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,13	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

13 SOLETTE SUPERIORI - VERIFICHE STRUTTURALI

13.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

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

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

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	$N_{max} + M + V$	11,04	0,87	34,24
	$N_{min} + M + V$	95,18	-1,26	78,80
	$N + M_{max} + V$	65,65	0,87	102,24
	$N + M_{min} + V$	19,27	27,28	3,18
	$N_{max} + M + V_{max}$	31,76	27,36	9,61
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	11,04	0,87	34,24
	$N_{min} + M + V$	96,27	-3,04	82,11
	$N + M_{max} + V$	65,78	2,63	105,44
	$N + M_{min} + V$	19,27	27,28	3,18
	$N_{max} + M + V_{max}$	32,04	32,22	9,63
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	11,04	0,87	34,24
	$N_{min} + M + V$	96,63	-3,64	83,21
	$N + M_{max} + V$	65,83	3,22	106,50
	$N + M_{min} + V$	19,27	27,28	3,18
	$N_{max} + M + V_{max}$	32,13	33,83	9,64
SLU STR	$N_{max} + M + V$	15,85	3,87	53,78
	$N_{min} + M + V$	138,24	-4,46	118,45
	$N + M_{max} + V$	89,57	3,88	145,59
	$N + M_{min} + V$	27,96	46,81	4,34
	$N_{max} + M + V_{max}$	44,82	46,92	13,03
SLV	$N_{max} + M + V$	20,66	16,48	27,15
	$N_{min} + M + V$	125,98	-0,58	107,47
	$N + M_{max} + V$	96,95	7,58	159,15
	$N + M_{min} + V$	20,66	34,60	-4,77
	$N_{max} + M + V_{max}$	93,67	43,83	94,87

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 **0,50 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

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

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

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

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

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

13.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

13.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

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

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a **M_{sd} = 102,24 kNm**.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,80 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 183,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = -65,78$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 105,44$ 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	50	1	10,05	5,8
			2	15,71	44,0

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -65,78 kN
 M_{xEd} 0 105,44 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 -3,918 N/mm²
 σ_s 188,8 N/mm²
 ε_s 0,9442 ‰
 d 44 cm
 x 10,44 x/d 0,2374
 δ 0,7367

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,924$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 188,80$ 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 $N_{Sd} = -65,83$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 106,50$ 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	10,05	5,8
			2	15,71	44,0

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -65,83 kN
 M_{xEd} 0 106,50 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 -3,959 N/mm²
 σ_s 190,5 N/mm²
 ε_s 0,9527 ‰
 d 44 cm
 x 10,45 x/d 0,2376
 δ 0,737

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,60$ N/mm² < $0,60 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 190,50$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 500 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 440 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 60 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ = 3142 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} = 24,9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s = 183,7 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 104,1 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e = 6,68 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s = 3142 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ = 150000 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ = 131967 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ = 250000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ = 131967 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0,02381 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t = 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0,000525 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0,000638 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = 0,000638 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} = 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ = 250 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 = 0,800 [-] k_2 = 0,500 [-] k_3 = 3,400 [-] k_4 = 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max.1}$ = 279 [mm]
	$s_{r,max.2}$ = 515 [mm]
	$s_{r,max}$ = 279 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0,18 [mm]

13.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - FREQUENTE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 500 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 440 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 60 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ = 1571 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ = 0 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} = 24,9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s = 188,8 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 104,4 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e = 6,68 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s = 1571 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ = 150000 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ = 131867 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ = 250000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ = 131867 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0,01191 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t = 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0,000539 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0,000457 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = 0,000539 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} = 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ = 250 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 = 0,800 [-] k_2 = 0,500 [-] k_3 = 3,400 [-] k_4 = 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$ = 421 [mm] $s_{r,max.2}$ = 514 [mm] $s_{r,max}$ = 421 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0,23 [mm]

13.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = -96,95$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 159,15$ 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	10,05	5,8
			2	15,71	44,0

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -96,95 kN
 M_{xEd} 159,15 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

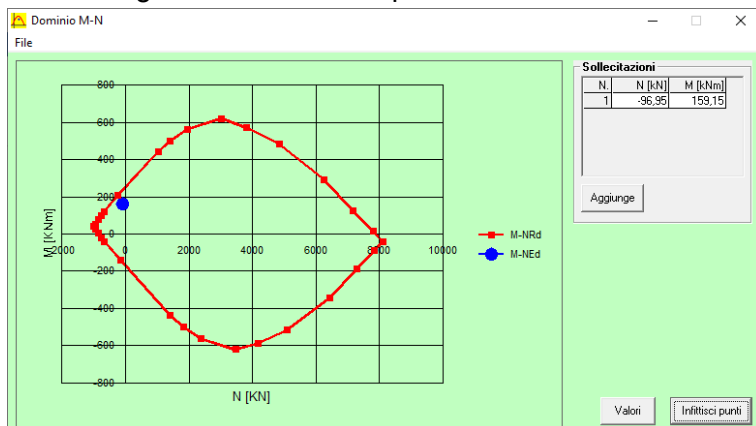
M_{xRd} 237,9 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 26,08 ‰
 d 44 cm
 x 5,206 x/d 0,1183
 δ 0,7

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 237,90$ kNm > $M_{Sd} = 159,15$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{sd} = 46,42$ kN.

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	46,00	[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:	$V_{S,d}$	46,42	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	10,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	0,79	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	9,88	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

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

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

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

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

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	159,98	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1460,39	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	159,98	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	3,45	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

14 ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

14.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

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

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

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	$N_{max} + M + V$	-82,82	24,23	-209,46
	$N_{min} + M + V$	106,29	-82,53	-275,02
	$N + M_{max} + V$	-19,27	65,99	37,02
	$N + M_{min} + V$	0,00	2,81	-458,61
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-177,25	-373,59
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-83,91	-58,59	-205,81
	$N_{min} + M + V$	106,29	-82,53	-275,02
	$N + M_{max} + V$	-19,55	70,79	37,70
	$N + M_{min} + V$	0,00	3,92	-465,94
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-180,02	-380,08
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-84,27	-34,04	-215,59
	$N_{min} + M + V$	106,29	-82,53	-275,02
	$N + M_{max} + V$	-19,64	72,39	37,93
	$N + M_{min} + V$	0,00	4,28	-468,38
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-180,95	-382,25
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-121,56	35,30	-309,57
	$N_{min} + M + V$	144,76	-167,91	-108,92
	$N + M_{max} + V$	-27,96	98,90	54,47
	$N + M_{min} + V$	0,00	5,03	-677,25
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-261,34	-552,29
SLV	$N_{max} + M + V$	-73,27	63,34	-287,17
	$N_{min} + M + V$	154,27	-127,21	-321,96
	$N + M_{max} + V$	-22,90	62,48	49,05
	$N + M_{min} + V$	48,35	-13,94	-667,00
	$N_{max} + M + V_{max}$	13,70	172,61	-330,70

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

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

14.1.1 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **0,70 m**.

L'armatura trasversale è costituita da:

- **Ø24/10** 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 **Ø26/80x40**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

14.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

14.2.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

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

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a **M_{sd} = -458,61 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	70	1	45,24	6,2
			2	10,05	64

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: -458,61 kNm
 M_{yEd}: 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

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 ‰ C_{c,adm}: 9,75
 O_{s,adm}: 255 N/mm² T_{co}: 0,6
 T_{c1}: 1,829

σ_c: -6,56 N/mm²
 σ_s: 179,7 N/mm²

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso

ε_s: 0,8985 ‰
 d: 63,8 cm
 x: 22,57 x/d: 0,3538
 δ: 0,8823

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- **σ_c = 6,56 N/mm² < 0,45 f_{ck} = 11,20 N/mm²**
- **σ_s = 179,70 N/mm² < 0,80 f_{yk} = 360,00 N/mm²**

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

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

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -465,94$ kNm.

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

Materiali: B450C and C25/30. Properties include $E_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $E_{syd} = 1,957$ ‰, $G_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{c0} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$, $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_c = -6,664$ N/mm², $\sigma_s = 182,6$ N/mm², $\epsilon_s = 0,9129$ ‰, $d = 63,8$ cm, $x = 22,57$, $x/d = 0,3538$, $\delta = 0,8823$.

Sezione: Rettangolare. $b = 100$ cm, $h = 70$ cm. $N^* = 1$, $As = 45,24$ cm², $d = 6,2$ cm. $N^* = 2$, $As = 10,05$ cm², $d = 64$ cm.

Carichi: $N_{Ed} = 0$ kN, $M_{xEd} = -465,94$ kNm, $M_{yEd} = 0$ kNm.

Metodo di calcolo: Metodo n.

Verifica: N° iterazioni: 4. Precompresso.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,66$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 182,60$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

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

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -468,38$ 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	70	1	45,24	6,2
			2	10,05	64

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
 B450C C25/30

E_{su} 67,5 ‰	E_{c2} 2 ‰	σ_c -6,699 N/mm ²
f_{yd} 391,3 N/mm ²	E_{cu} 3,5	σ_s 183,5 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 14,17	ϵ_s 0,9176 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8	d 63,8 cm
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75	x 22,57 x/d 0,3538
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6	δ 0,8823
	τ_{c1} 1,829	

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,70$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 183,50$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 700 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 638 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 62 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,1} = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{f,1} = 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,1} = 4524 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,2} = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{f,2} = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,2} = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} = 24,9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 179,7 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 225,7 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α _e = 6,68 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s = 4524 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff.1} = 155000 [mm ²] A _{c,eff.2} = 158100 [mm ²] A _{c,eff.3} = 350000 [mm ²] A _{c,eff.min} = 155000 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff} = 0,02919 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	k _t = 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	[ε _{sm} - ε _{cm}] _{min} = 0,000513 [-]
	[ε _{sm} - ε _{cm}] _{calc.} = 0,000656 [-]
	[ε _{sm} - ε _{cm}] = 0,000656 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 24,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,rif} = 260 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ = 0,800 [-] k ₂ = 0,500 [-] k ₃ = 3,400 [-] k ₄ = 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	s _{r,max.1} = 276 [mm]
	s _{r,max.2} = 617 [mm]
	s_{r,max} = 276 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{k,lim} = 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0,18 [mm]

14.2.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – FREQUENTE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 700 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 638 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 62 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ = 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ = 4524 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ = 0 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} = 24,9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s = 182,6 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 225,7 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e = 6,68 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s = 4524 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ = 155000 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ = 158100 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ = 350000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ = 155000 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0,02919 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t = 0,4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0,000522 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0,000670 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = 0,000670 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} = 24,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ = 260 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 = 0,800 [-] k_2 = 0,500 [-] k_3 = 3,400 [-] k_4 = 0,425 [-]

Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max.1}$ = 276 [mm]
	$s_{r,max.2}$ = 617 [mm]
	$s_{r,max}$ = 276 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0,18 [mm]

14.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

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

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -677,25$ 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	70	1	45,24	6,2
			2	10,05	64

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

P.to applicazione N

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

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Calcoli

M_{xRd} -1.036 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 14,67 ‰
 d 63,8 cm
 x 12,29 x/d 0,1926
 δ 0,7

Parametri

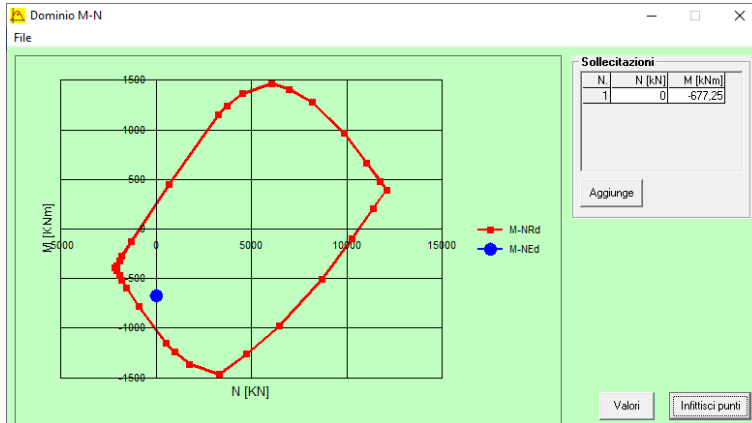
N^* rett. 100
 L_0 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -1036,00$ kNm $>$ $M_{sd} = -677,25$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{sd} = 261,34$ kN.

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	46,00	[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:	$V_{S,d}$	261,34	[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	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	80,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	26,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	5,31	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	16,59	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

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

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

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

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

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	268,82	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1460,39	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	268,82	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,03	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

15 VERIFICHE GEOTECNICHE – VERIFICA DEL CARICO LIMITE E DELLO SCORRIMENTO

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

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

15.1 RICHIAMI TEORICI

15.1.1 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:

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

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

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

15.1.2 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.

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

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

CARICHI ELEMENTARI		N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
Pesi propri strutturali	g_1	682,25	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	g_2	628,03	0,00	937,65
Spinta orizzontale dei terreni	g_4	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	q_1	52,50	0,00	0,00
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_1	0,00	51,17	132,67
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	s_2	0,00	47,10	156,15

15.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 01					COMBINAZIONE SLU - STR 02				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	921,04	0,00	0,00	1,35	1,00	921,04	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	942,04	0,00	1.406,48	1,50	1,00	942,04	0,00	1.406,48
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	1,00	70,88	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
			1.863,08	0,00	1.406,48			1.933,95	0,00	1.406,48

15.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA – SLV

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLV 01				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,00	1,00	682,25	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	628,03	0,00	937,65
g_4	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
q_1	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_1	1,00	1,00	0,00	51,17	132,67
s_2	1,00	1,00	0,00	47,10	156,15
			1.310,28	98,27	1.226,48

15.5 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
SLU - STR 01	1.863,08	0,00	1.406,48
SLU - STR 02	1.933,95	0,00	1.406,48
SLV 01	1.310,28	98,27	1.226,48

15.6 DATI

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

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

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
RAMPA	(N)	0,00	--	13,50	--	0,70	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

15.7 CONDIZIONE DI CARICO

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

Simbologia e convenzioni di segno adottate

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

<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 espresso 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]
RAMPA	1863,080	0,000	1406,480	0,8	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]
RAMPA	1933,950	0,000	1406,480	0,7	0,0	90,0	0,000

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
RAMPA	1310,280	0,000	1226,480	0,9	0,0	90,0	98,270

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

15.8 OPZIONI DI CALCOLO

Analisi in condizioni drenate

Verifica al carico limite

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

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

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

Partecipazione spinta passiva terreno di rinfiaccio: 0.00 (%)

15.9 RISULTATI

Verifica della portanza per carichi verticali

Simbologia adottata

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

Cmb	Fnd	PF	q _u [kPa]	q _d [kPa]	P _u [kN]	P _d [kN]	V [kN]	η
1	1	SI	1349	586	16172,27	7031,42	1863,08	3.77
2	1	SI	1353	588	16300,44	7087,15	1933,95	3.66
3	1	SI	1043	453	12124,52	5271,53	1310,28	4.02

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	11,91	8,6932	30,90	0	0	11,99	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	11,91	8,6932	30,90	0	0	12,05	1,00	--	--	1.00	168.63
3	1	11,91	8,6932	30,90	0	0	11,63	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 = 1.03	Dq = 1.01	Q _γ = 1.01

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 = 1.00	Iq = 1.00	I _γ = 1.00
Fattori di profondità	Dc = 1.03	Dq = 1.01	Q _γ = 1.01

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 = 1.03	Dq = 1.01	Q _γ = 1.01

Verifica allo scorrimento

Simbologia adottata

- Cmb 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]
- R Somma di R_{ult1} e R_{ult2}
- R_d Resistenza di progetto allo scorrimento espressa in [kN]
- H Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kN]
- η Coeff. di sicurezza allo scorrimento (η=R_d/H)

Cmb	Fnd	R _{ult1} [kN]	R _{ult2} [kN]	R [kN]	R _{amm} [kN]	H [kN]	η
1	1	700,29	0,00	700,29	636,62	0,00	100,00
2	1	726,92	0,00	726,92	660,84	0,00	100,00
3	1	492,50	0,00	492,50	447,73	98,27	4,56