

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

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

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-28211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini</p> <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi</p> <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p>Ing. Renato Vaira Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 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. 4 - 70129 Bari</p> <p>Ing. Giocchino 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. Valerio BAJETTI</p>	<p>GEOLOGO</p>  <p>Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI</p>	<p>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>  <p>Ing. Gianluca CICIRIELLO</p>
---	---	---	---

<p>IG01</p>	<p>I - PROGETTO STRUTTURALE - MURI DI SOSTEGNO</p> <p>IG - TRATTA C - OPERA DI SOSTEGNO OS08</p> <p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</p>
--------------------	--

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>LO203 E 1801</p>	<p>NOME FILE</p> <p>IG01-T00OS08STRRE01_A.dwg</p>	<p>REVISIONE</p> <p>A</p>	<p>SCALA:</p> <p>---</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p>T00OS08STRRE01</p>			

C					
B					
A	EMMISSIONE A SEGUITO DI RAPPORTO INTERMEDIO DI VERIFICA ITCF-C186001-14-ATF-RA-00001	MAGGIO 2019	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	UNITA' DI MISURA	5
5	MATERIALI	6
5.1	Calcestruzzo	6
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	6
5.1.2	Calcestruzzo per le opere di fondazione	6
5.1.3	Calcestruzzo per le opere in elevazione	6
5.2	Acciaio	7
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	7
5.3	Calcolo dei copriferri minimi	8
5.1	Valutazione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura	10
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	12
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA	13
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali	13
7.2	Definizione della strategia progettuale	14
7.3	Parametri di calcolo	16
7.3.1	Parametri numerici sismici	16
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	16
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	16
7.3.4	Fattori di struttura	17
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	17
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	20
8	ANALISI DEI CARICHI	21
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato	21
8.2	Carichi permanenti portati sulla soletta inferiore	21
8.2.1	Peso proprio del terreno di ricoprimento	21
8.2.2	Peso proprio della pavimentazione stradale	21
8.3	Peso proprio del parapetto	21
8.4	Carichi accidentali a tergo del muro	21
8.5	Spinta laterale dei terreni	22
8.6	Spinta orizzontale dell'acqua di falda	24
8.7	Sottospinta idraulica dell'acqua di falda	24
8.8	Sovraccarichi accidentali (q_1)	24
8.9	Spinta dei sovraccarichi accidentali a tergo delle pareti verticali	24
8.10	Azione sismica	25
8.11	Sovraspinta dinamica dei terreni	25
9	COMBINAZIONI DI CARICO	26
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	26
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	26
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche	26
9.3.1	Azione inerziale delle masse	27
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	27
9.5	Combinazione di carico sismiche	28
10	MODELLO DI CALCOLO	29

10.1	Definizione del modello di calcolo.....	29
10.2	Numerazione degli elementi	30
10.3	Numerazione dei nodi	30
10.4	Valutazione della costante di rigidità delle molle elastiche	31
10.5	Applicazione dei carichi elementari	32
10.5.1	Pesi propri strutturali.....	32
10.5.2	Peso proprio della pavimentazione stradale.....	32
10.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento	32
10.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici	33
10.5.5	ZSpinta orizzontale dei terreni – Falda presente	33
10.5.6	Spinta orizzontale dei terreni – Falda assente	34
10.5.7	Sottospinta idraulica della falda	34
10.5.8	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione	35
10.5.9	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra.....	35
10.5.10	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra.....	36
10.5.11	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati 36	
10.5.12	Sovrappinta dinamica orizzontale dei terreni	37
11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	38
11.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti	38
11.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti.....	39
11.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare.....	41
11.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR.....	42
11.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	44
12	PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI.....	46
12.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	46
12.2	Sezione e armatura di verifica	46
12.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	47
12.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	47
12.3.2	Combinazione SLE – Frequente	48
12.3.3	Combinazione SLE – Rara	49
12.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	50
12.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	53
12.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	54
13	ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI.....	55
13.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	55
13.2	Sezione e armatura di verifica	55
13.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	56
13.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	56
13.3.2	Combinazione SLE – Frequente	57
13.3.3	Combinazione SLE – Rara	58
13.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	59
13.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	61
13.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	62
14	VERIFICHE A SOLLEVAMENTO - UPL.....	63
14.1	Descrizione delle modalità di verifica.....	63
15	VERIFICHE GEOTECNICHE – VERIFICA DEL CARICO LIMITE E DELLO SCORRIMENTO	
64		

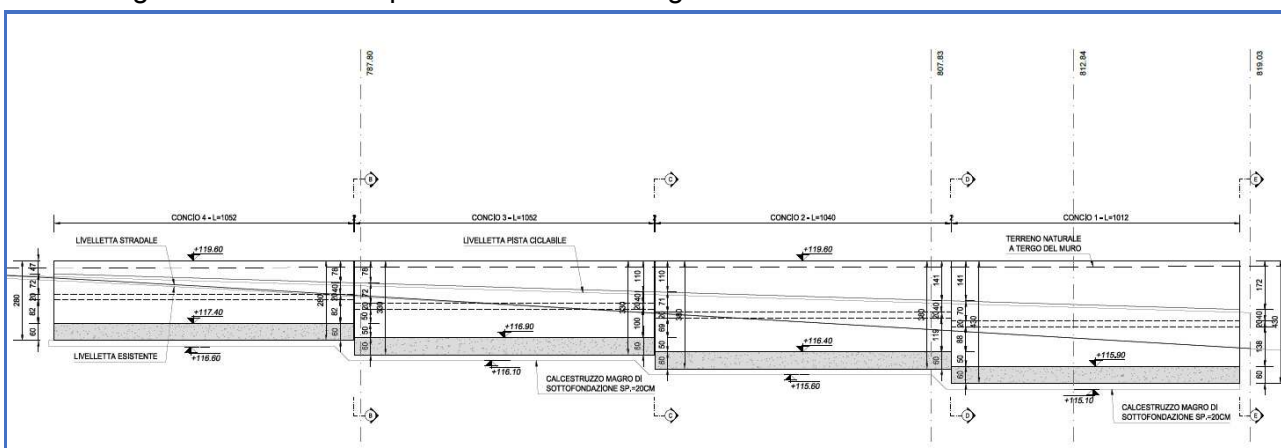
1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche del muro ad "U" in cemento armato compreso tra la progressiva 0+777 e la progressiva 0+819 dell'intervento 28 nell'ambito del progetto esecutivo "Lavori di collegamento tra la S.S. n.11 a Magenta e la tangenziale Ovest di Milano – Variante di Abbiategrasso ed adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al ponte sul fiume Ticino".

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il muro presenta una sezione trasversale a "U" e sono interamente realizzati in cemento armato gettato in opera.

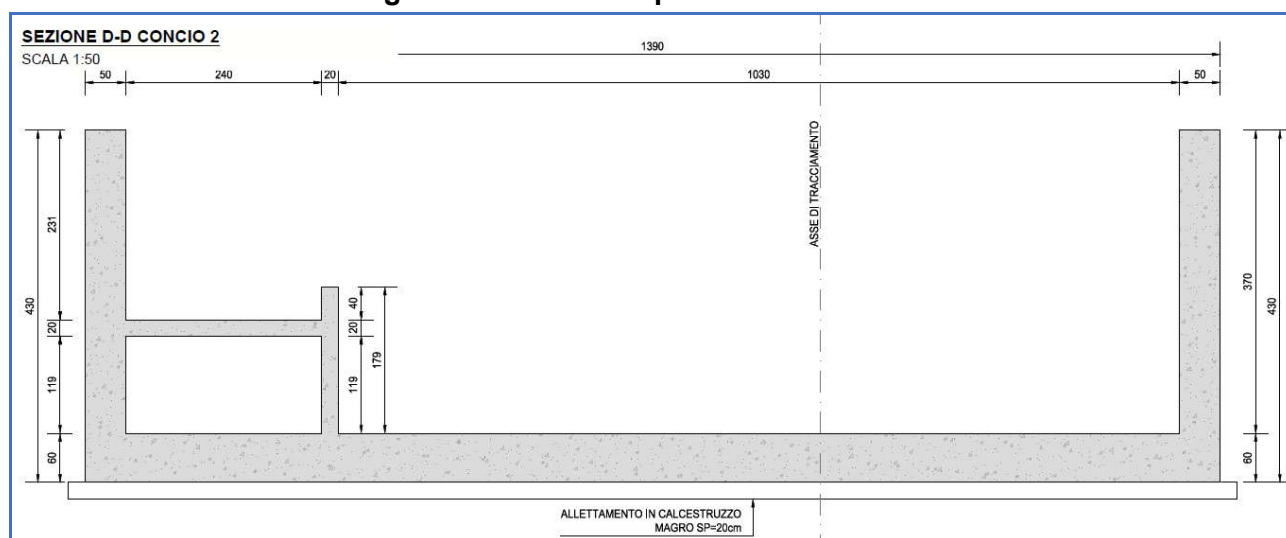
Nell'immagine successiva è riportata la sezione longitudinale del muro:



Le verifiche strutturali e geotecniche saranno eseguite sulla sezione trasversale del muro avente altezza delle elevazioni maggiori.

Le caratteristiche geometriche della sezione trasversale oggetto di verifica sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali laterali: **altezza 370 cm e spessore 50 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1390 cm e spessore 60 cm**



3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

4 UNITA' DI MISURA

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

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

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

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

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

5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE DI FONDAZIONE

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

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018

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

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

5.1.3 CALCESTRUZZO PER LE OPERE IN ELEVAZIONE

Per le opere in elevazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** e classe di esposizione **XF4**.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018

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

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

5.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI

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

Per le opere in elevazione è previsto un copriferro minimo pari a **45mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **45mm**.

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

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

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

Per le opere di fondazione è previsto un copriferro minimo pari a **15mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **40mm**.

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

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

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

5.1 VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

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

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

Essa è la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra soggetta alla forza ($f_{yd} \cdot A_s$) 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:

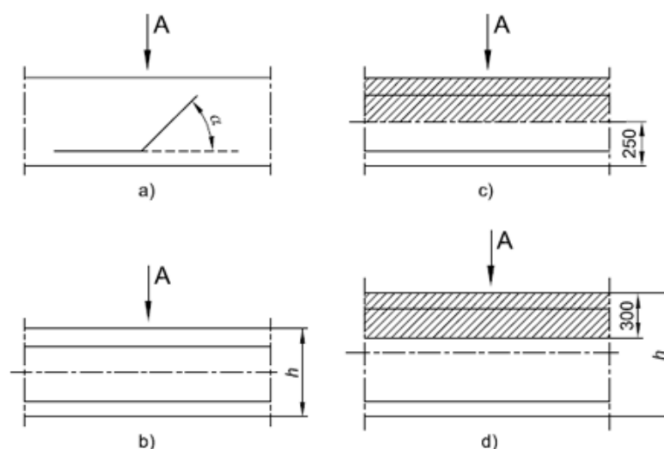
$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

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:

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

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

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

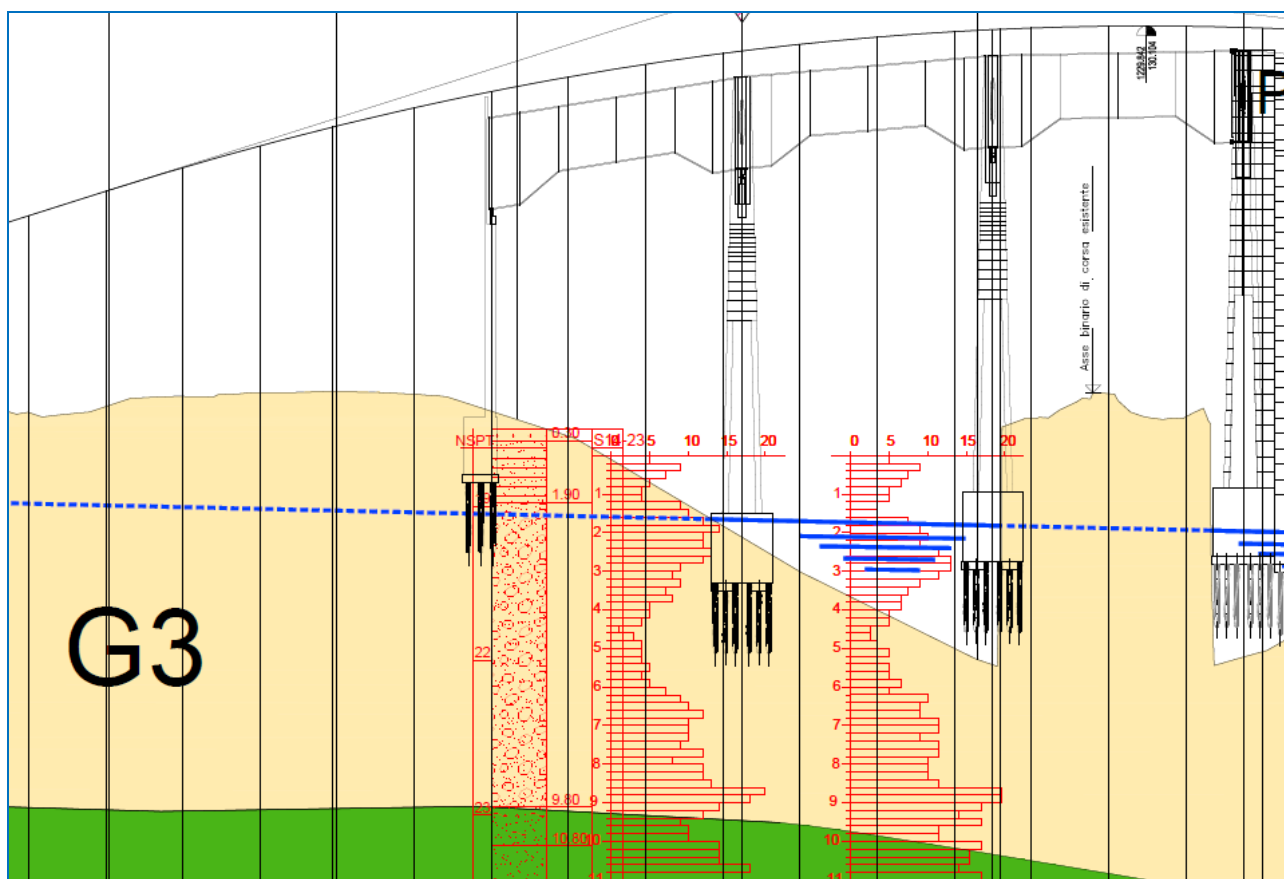
Ai sensi della relazione geologica e della relazione geotecnica, nonché in conformità con i profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato dalle seguenti unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

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

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

Il terreno di fondazione, da come si evince dallo stralcio di profilo geotecnico di seguito riportato, è caratterizzato dall'unità **G3** aventi i seguenti parametri geotecnici:

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



7 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

7.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta >>>

Variabilità dei parametri >>>

Elaborazioni

Tabella parametri >>>

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

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

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

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

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

- Classe d’uso dell’opera: **IV**

2.4.2. CLASSI D’USO
Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:
<i>Classe I:</i> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i> 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.
<i>Classe III:</i> 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.
<i>Classe IV:</i> 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 :
$V_R = V_N \cdot C_U$ [2.4.1]

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

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

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

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

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

7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

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

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

7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

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

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

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

7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

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

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale

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

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

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

Compon. orizzontale

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

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

Compon. verticale

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

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

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

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,050 g
F_0	2,730
T_c	0,304 s
S_s	1,500
C_c	1,556
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

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

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

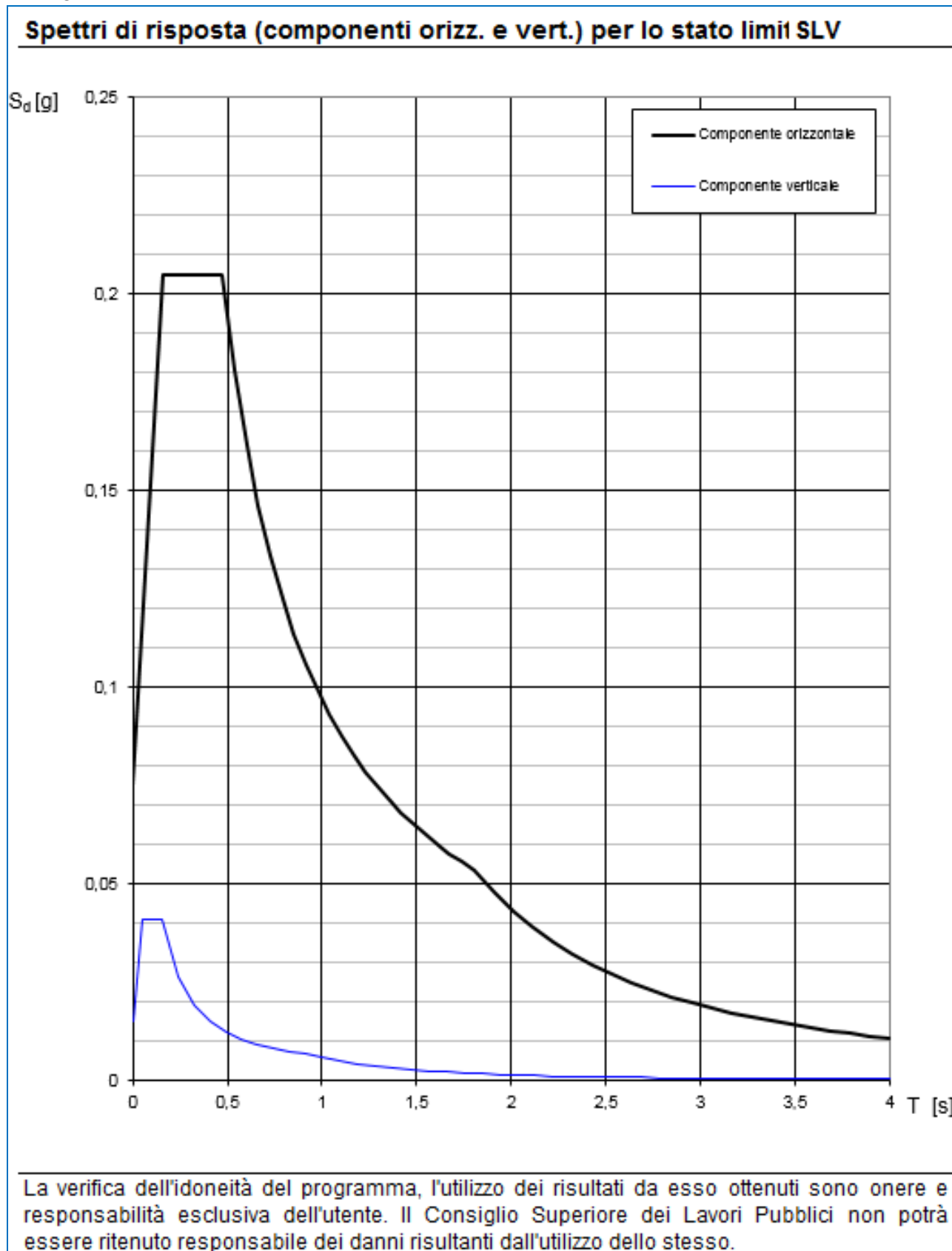
Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

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

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

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



7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

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

dove:

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

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

- g → accelerazione di gravità

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

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

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

$$k_h = 0,075$$

$$k_v = 0,0375$$

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

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

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

8.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI SULLA SOLETTA INFERIORE

8.2.1 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO

Lo spessore medio del terreno di ricoprimento al di sopra della soletta inferiore è assunto pari a $S_{max} = 1,15 \text{ m}$.

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

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

MURO AD U	S_{max} [m]	$P_{ricoprimento}$ [kN/m^2]
-	1,15	23,00

8.2.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE

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

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

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

8.3 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO

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

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

8.4 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO

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

8.5 SPINTA LATERALE DEI TERRENI

È stata considerata la spinta sulle pareti verticali agente dall'esterno verso l'interno, assumendo un peso per unità di volume $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$, calcolata in condizioni di riposo mediante la seguente relazione:

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

dove:

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

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

con:

- $\varphi =$ angolo di attrito interno

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

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

MURO A "U"

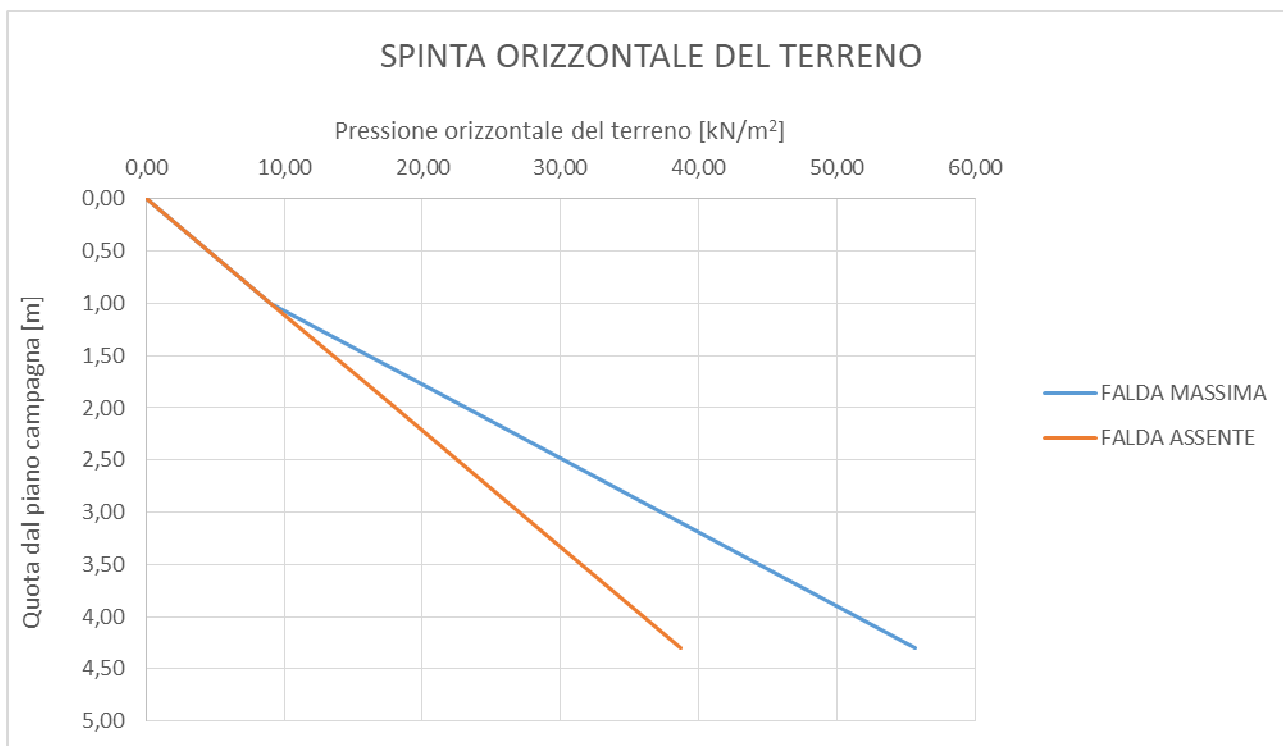
Coefficiente di spinta a riposo delle ghiaie con sabbia

k_0

0,486

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA MASSIMA						
QUOTA [m]	σ_v [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_h [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,00	37,00	10,00	27,00	13,13	10,00	23,13
3,00	55,50	20,00	35,50	17,27	20,00	37,27
4,30	79,55	33,00	46,55	22,64	33,00	55,64

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA ASSENTE						
QUOTA [m]	σ_v [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_h [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,00	37,00	0,00	37,00	18,00	0,00	18,00
3,00	55,50	0,00	55,50	27,00	0,00	27,00
4,30	79,55	0,00	79,55	38,70	0,00	38,70



8.6 SPINTA ORIZZONTALE DELL'ACQUA DI FALDA

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

MURO

Altezza totale delle pareti laterali	H_{pareti}	3,70	[m]
Spessore della zattera di fondazione	H_{zattera}	0,60	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	H_{terreno}	3,70	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	H_{falda}	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{H \text{ falda}}$	33,00	[kNm ²]

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

8.7 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELL'ACQUA DI FALDA

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

MURO

Altezza totale delle pareti laterali	H_{pareti}	3,70	[m]
Spessore della zattera di fondazione	H_{zattera}	0,60	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	H_{terreno}	3,70	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	H_{falda}	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{H \text{ falda}}$	33,00	[kNm ²]

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

8.8 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI (Q_1)

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

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

8.9 SPINTA DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLE PARETI VERTICALI

È stato considerato, in fase di esecuzione, un sovraccarico accidentale forfettario a tergo del muro pari a $20,00 \text{ kN/m}^2$, per tener conto della presenza eventuale di mezzi d'opera.

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

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

dove:

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

8.10 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.

8.11 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

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

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

dove:

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

9 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

dove:

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

9.3.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

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

9.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

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

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

dove:

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

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

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_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

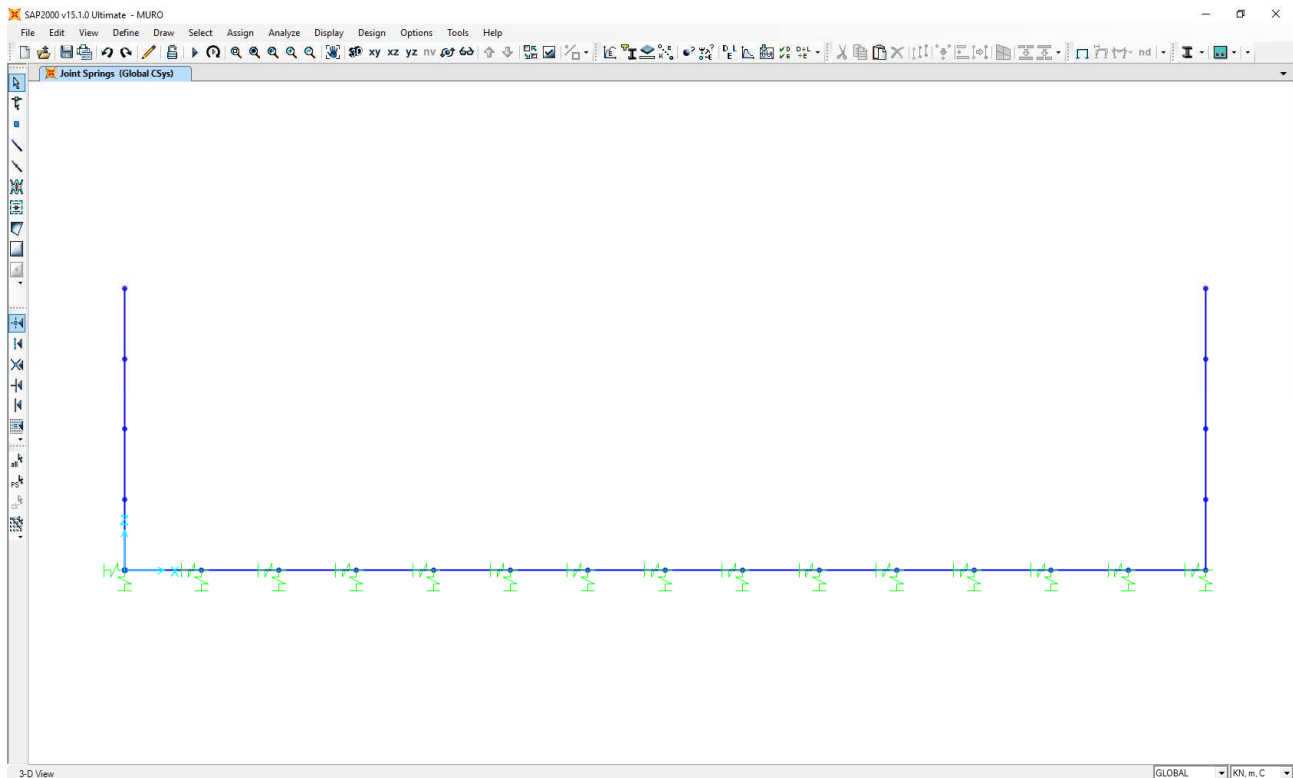
10 MODELLO DI CALCOLO

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.

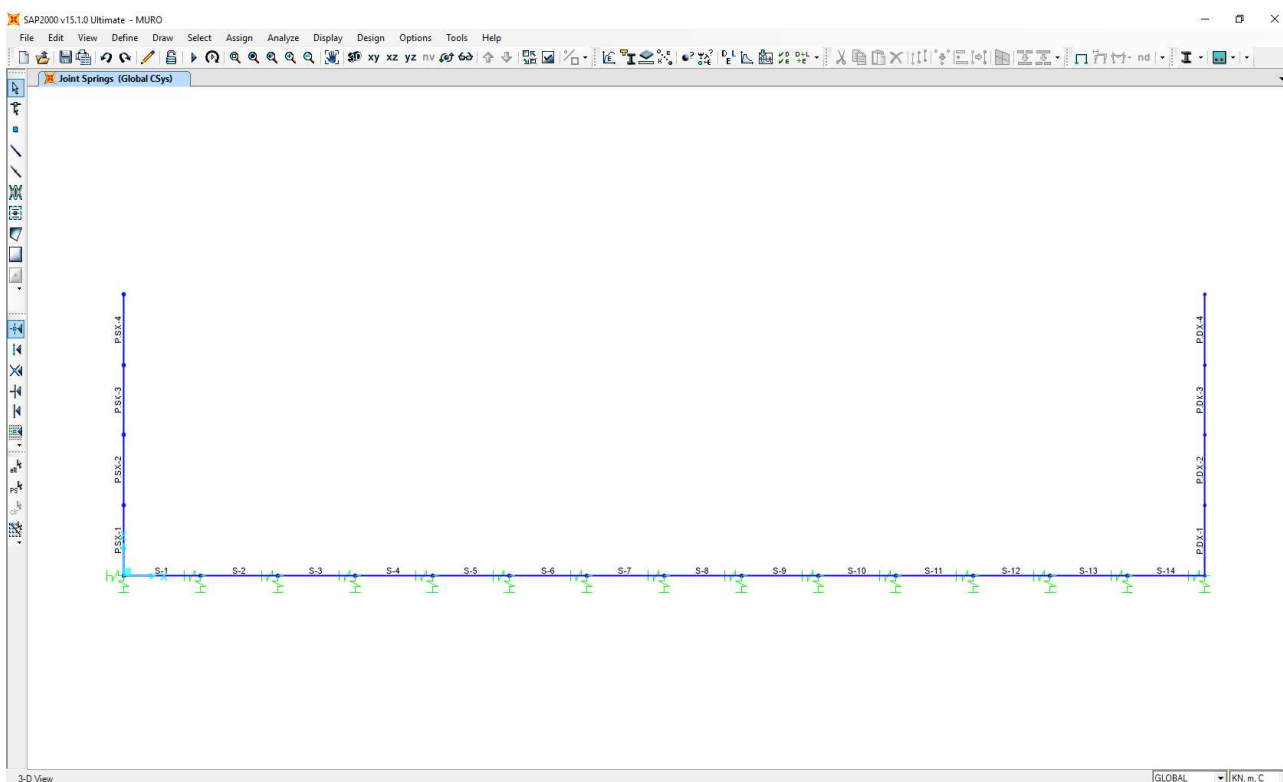
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo “beam” ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

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



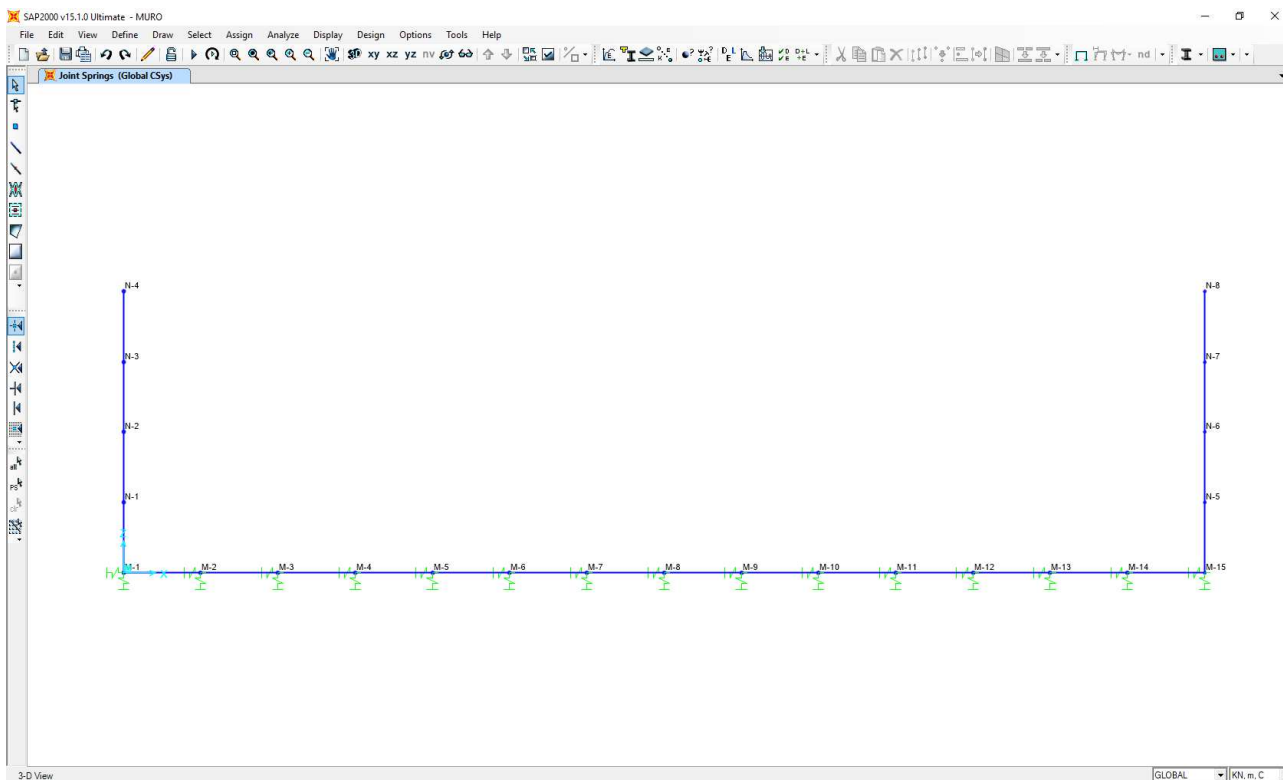
10.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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	0,957
M2	M3	0,957
M3	M4	0,957
M4	M5	0,957
M5	M6	0,957
M6	M7	0,957
M7	M8	0,957
M8	M9	0,957
M9	M10	0,957
M10	M11	0,957
M11	M12	0,957
M12	M13	0,957
M13	M14	0,957
M14	M15	0,957

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,479	7.178,57
M2	0,957	14.357,14
M3	0,957	14.357,14
M4	0,957	14.357,14
M5	0,957	14.357,14
M6	0,957	14.357,14
M7	0,957	14.357,14
M8	0,957	14.357,14
M9	0,957	14.357,14
M10	0,957	14.357,14
M11	0,957	14.357,14
M12	0,957	14.357,14
M13	0,957	14.357,14
M14	0,957	14.357,14
M15	0,479	7.178,57

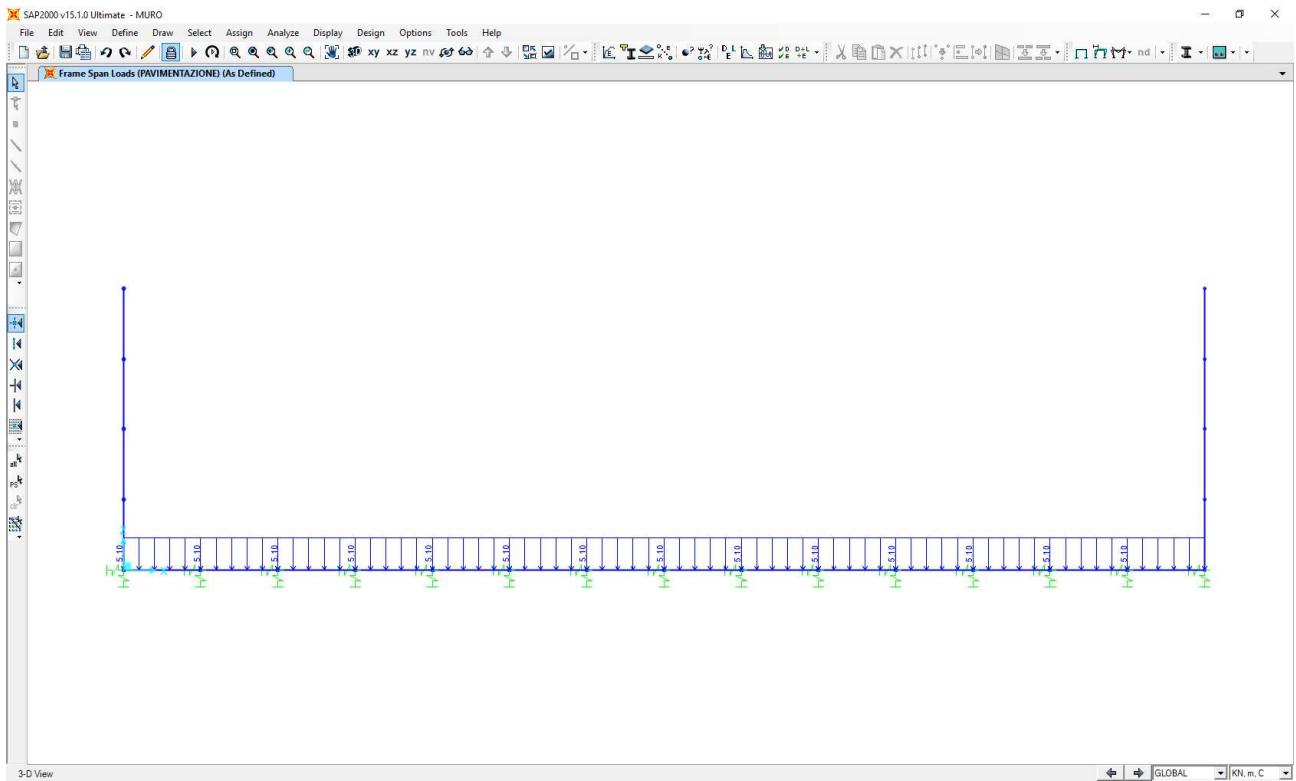
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

10.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

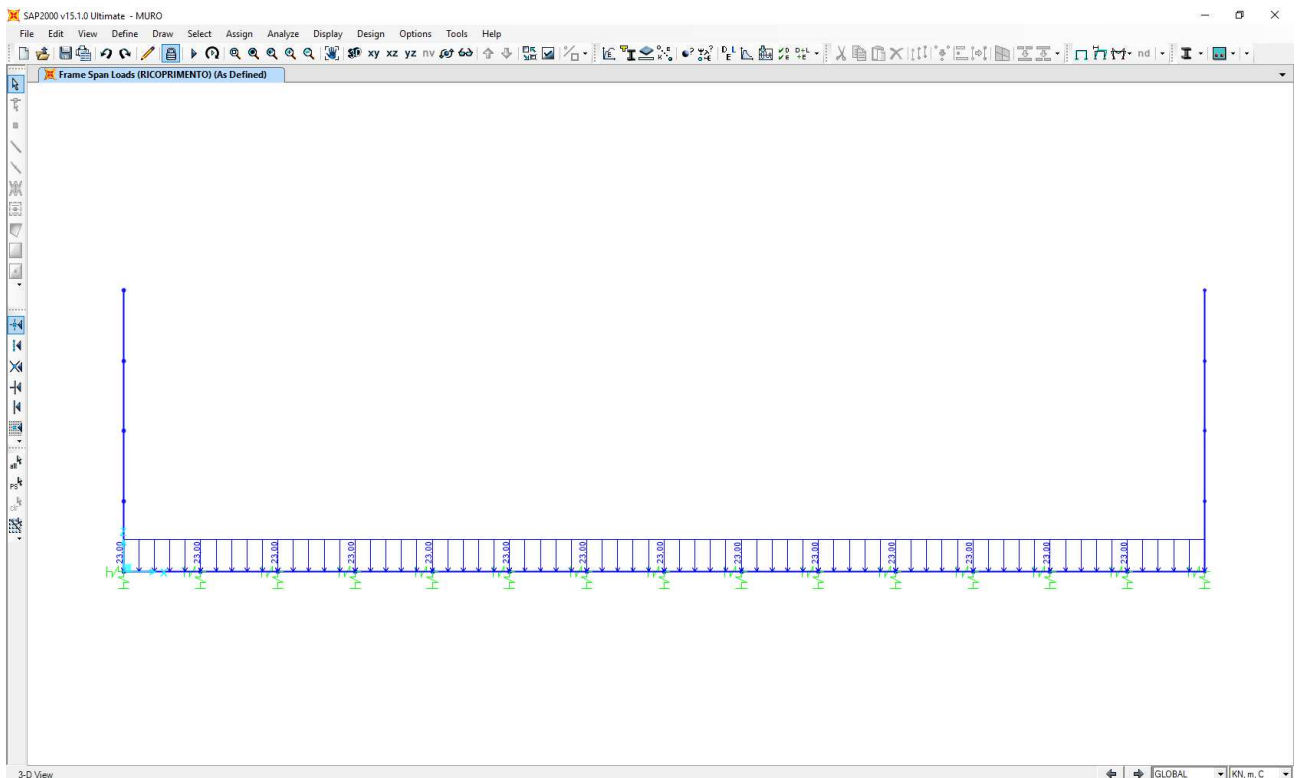
10.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

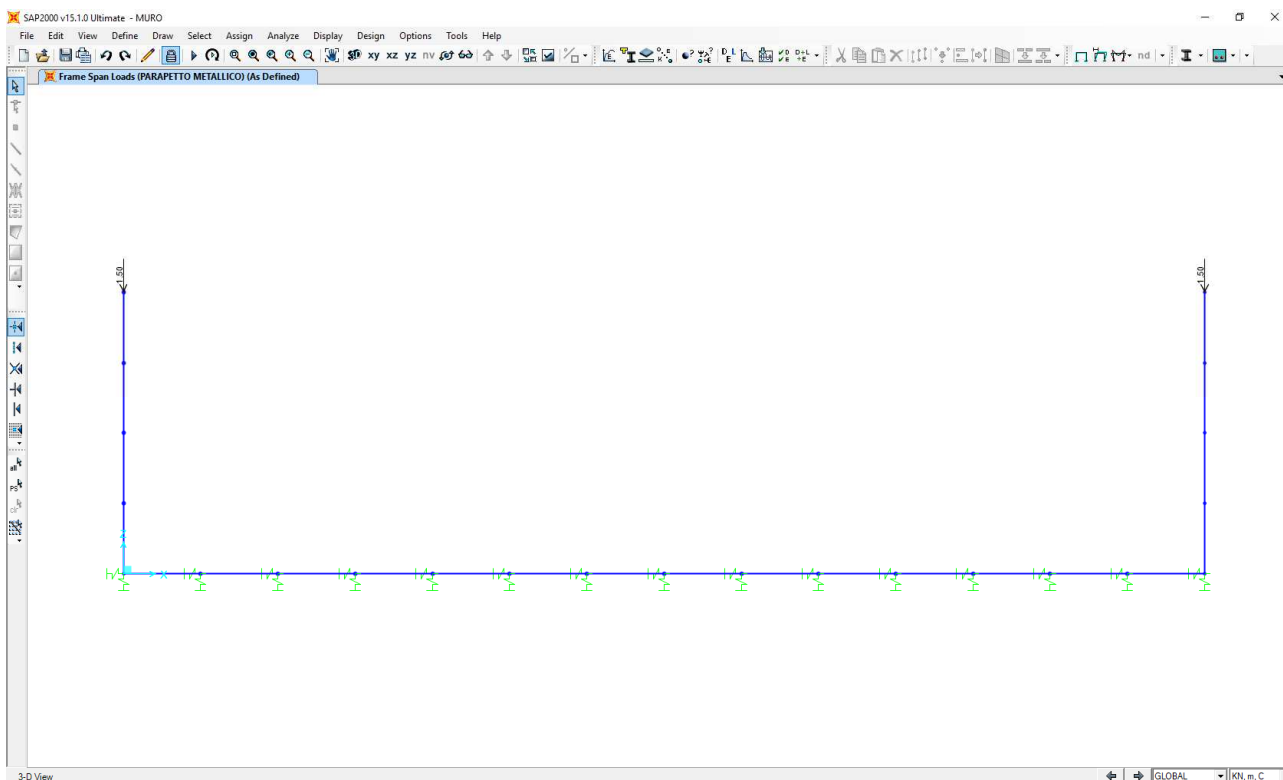
10.5.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE



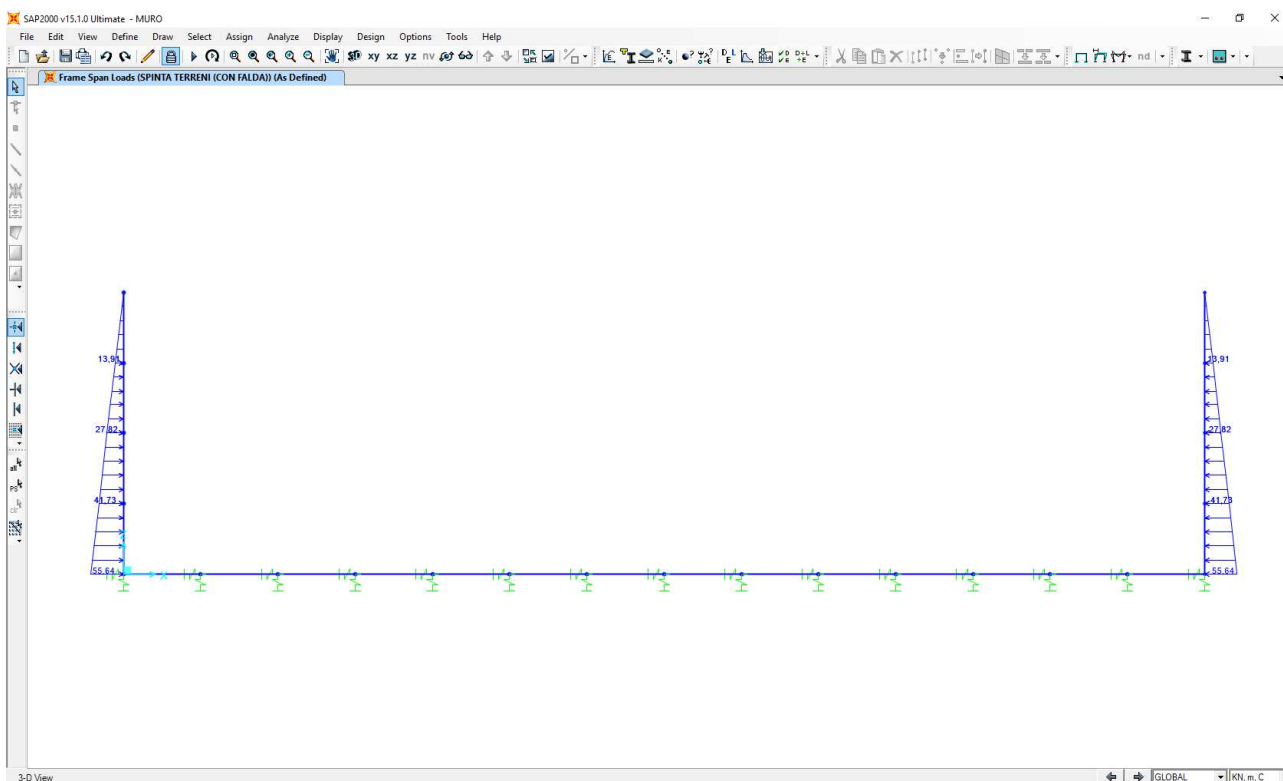
10.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



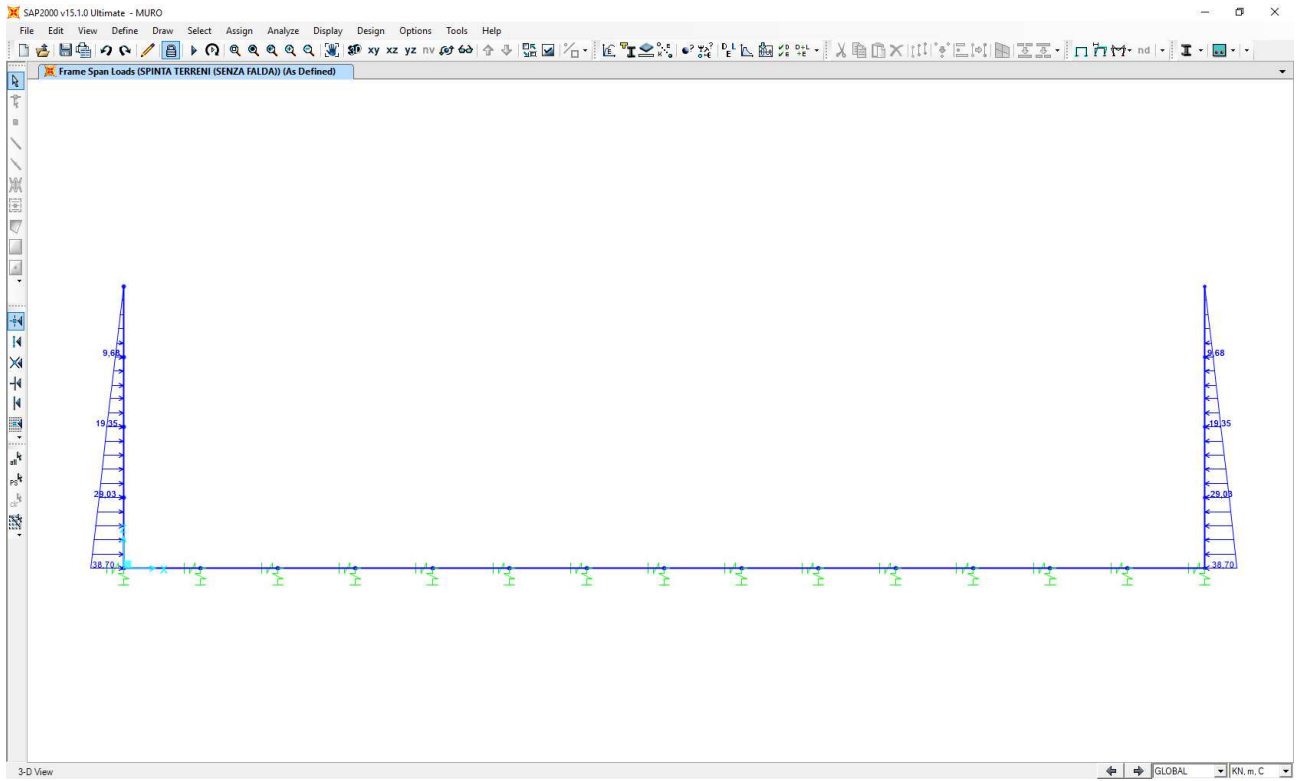
10.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



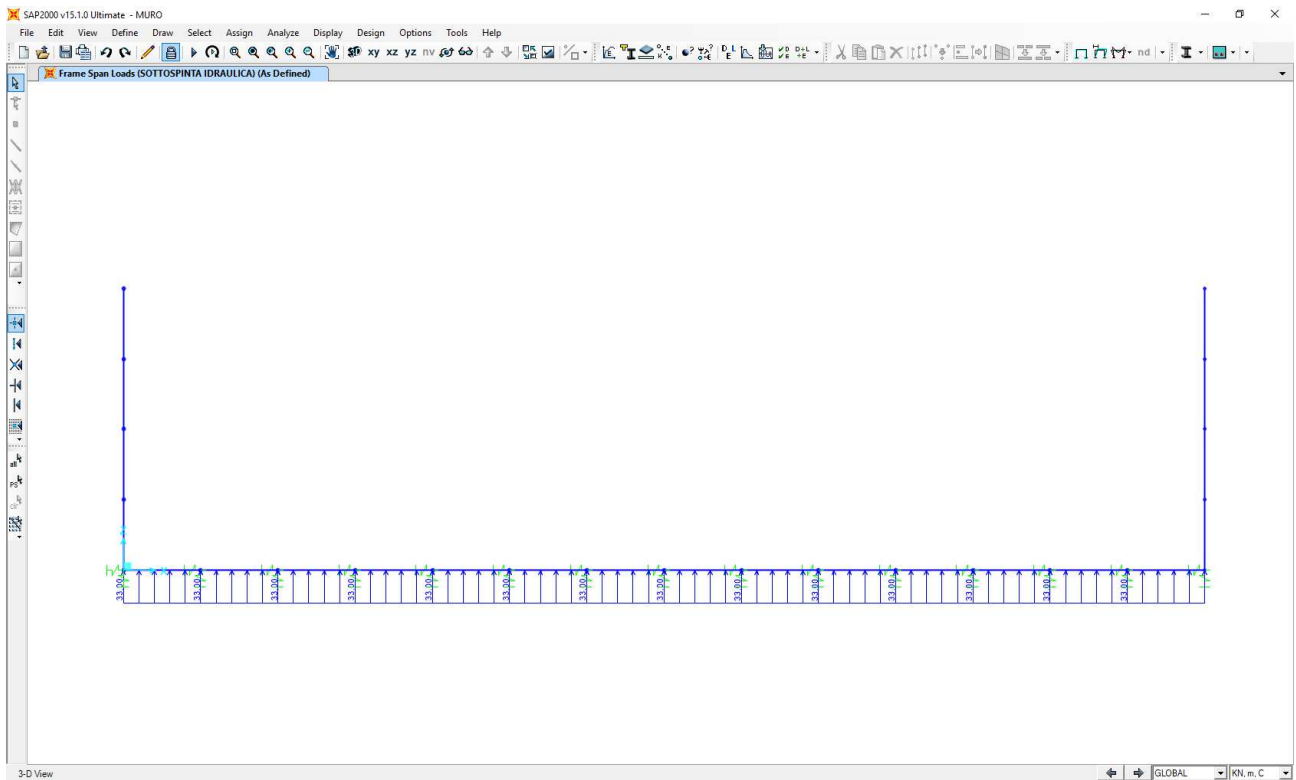
10.5.5 ZSPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA PRESENTE



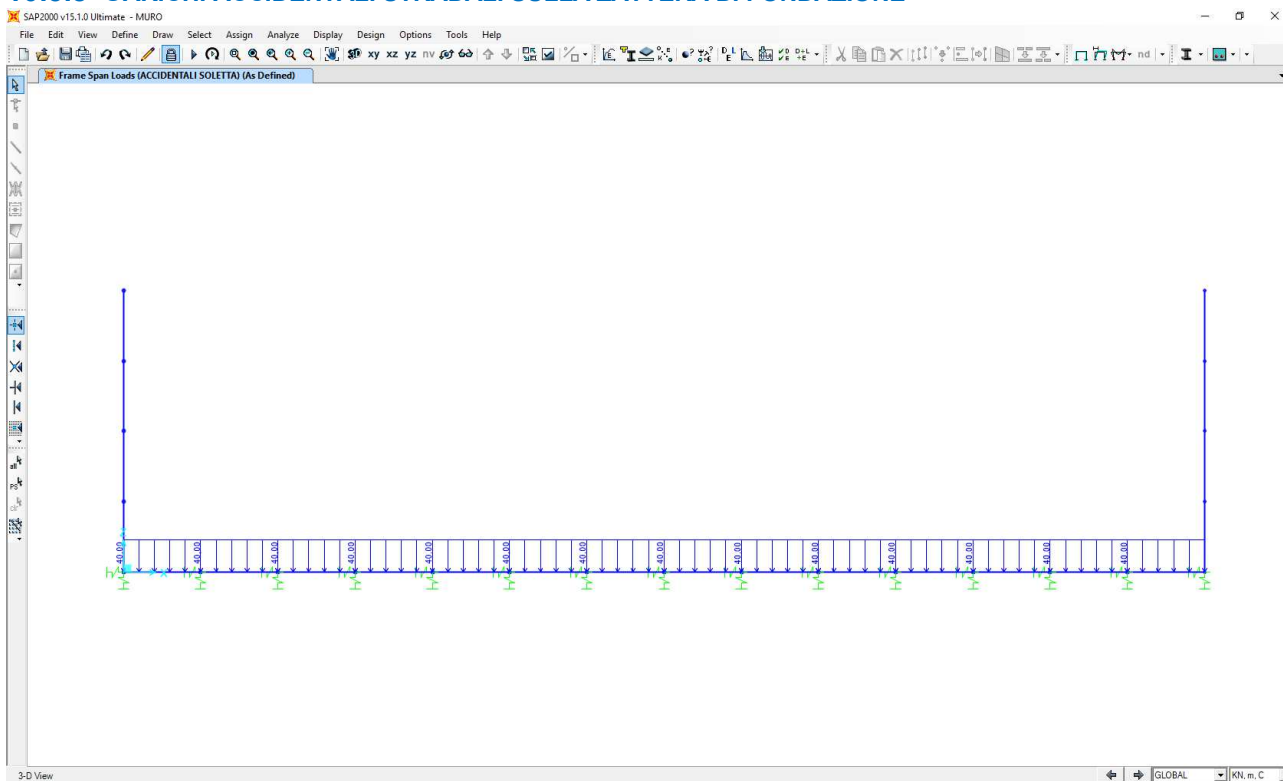
10.5.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA ASSENTE



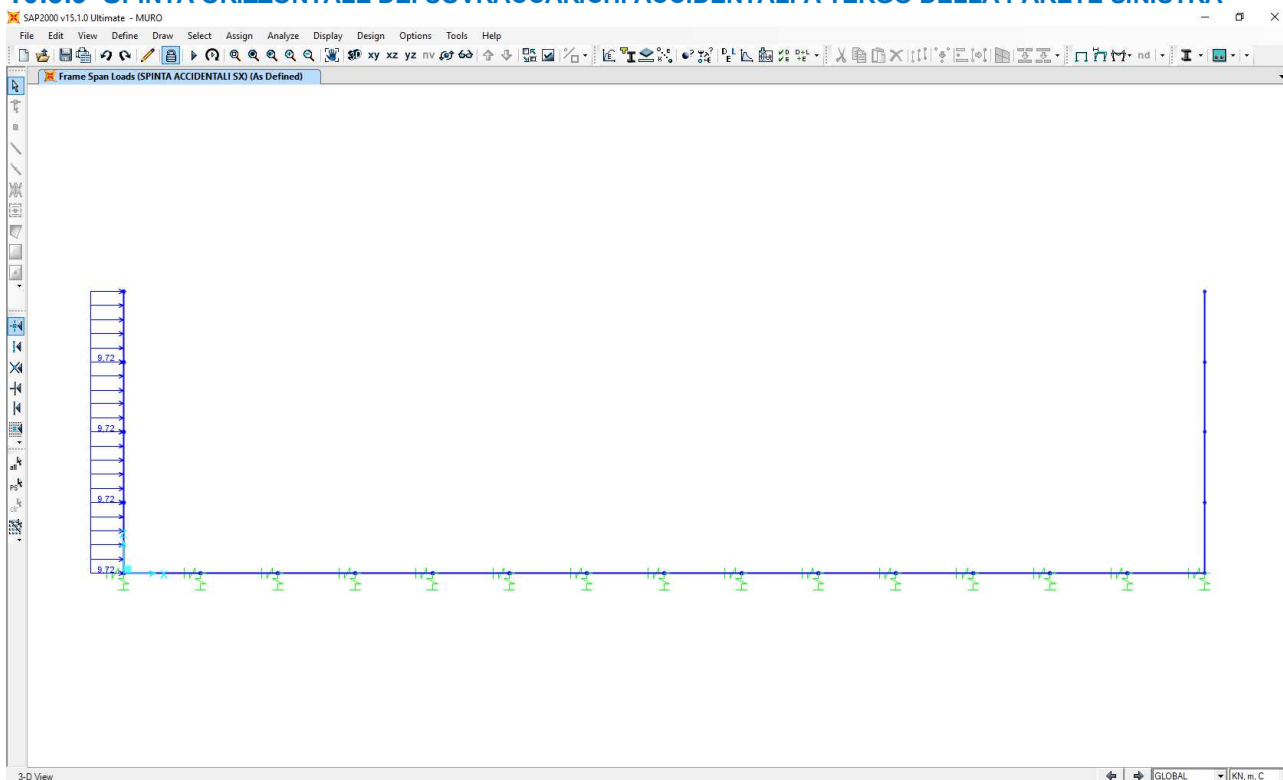
10.5.7 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA



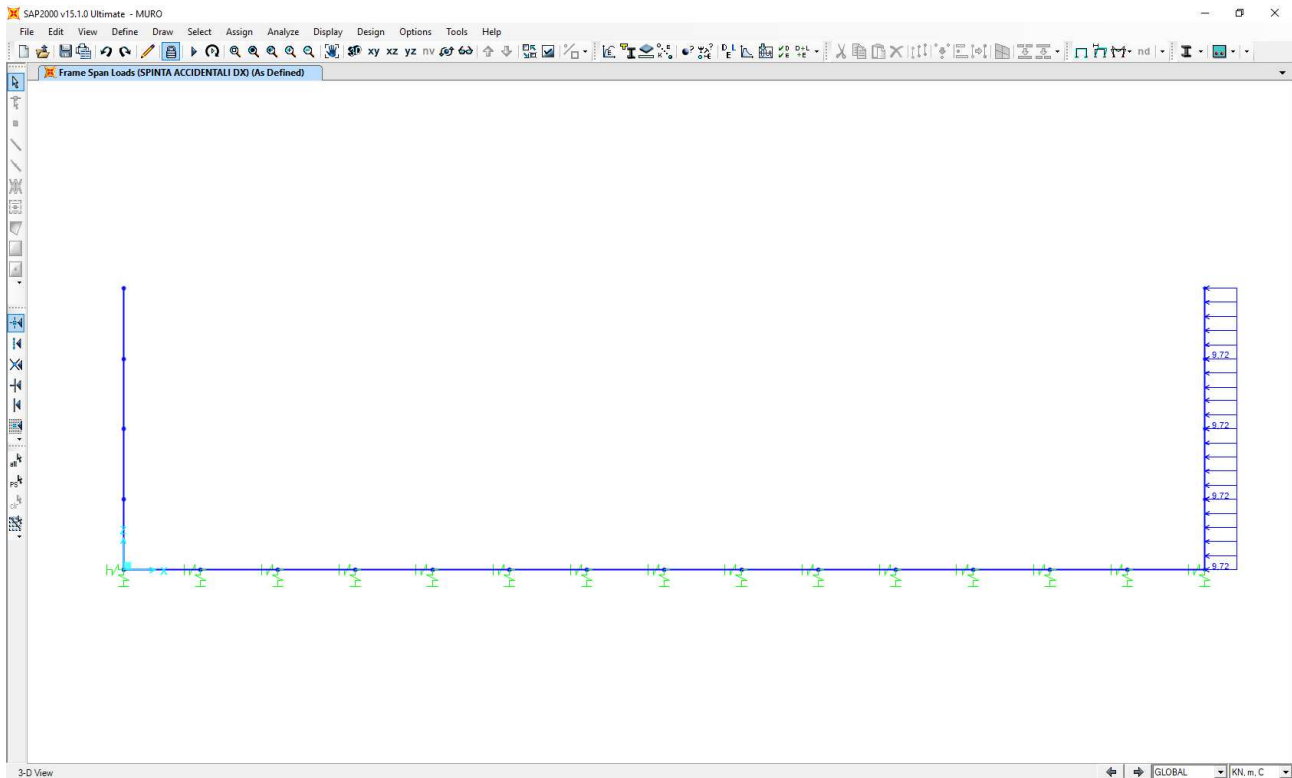
10.5.8 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



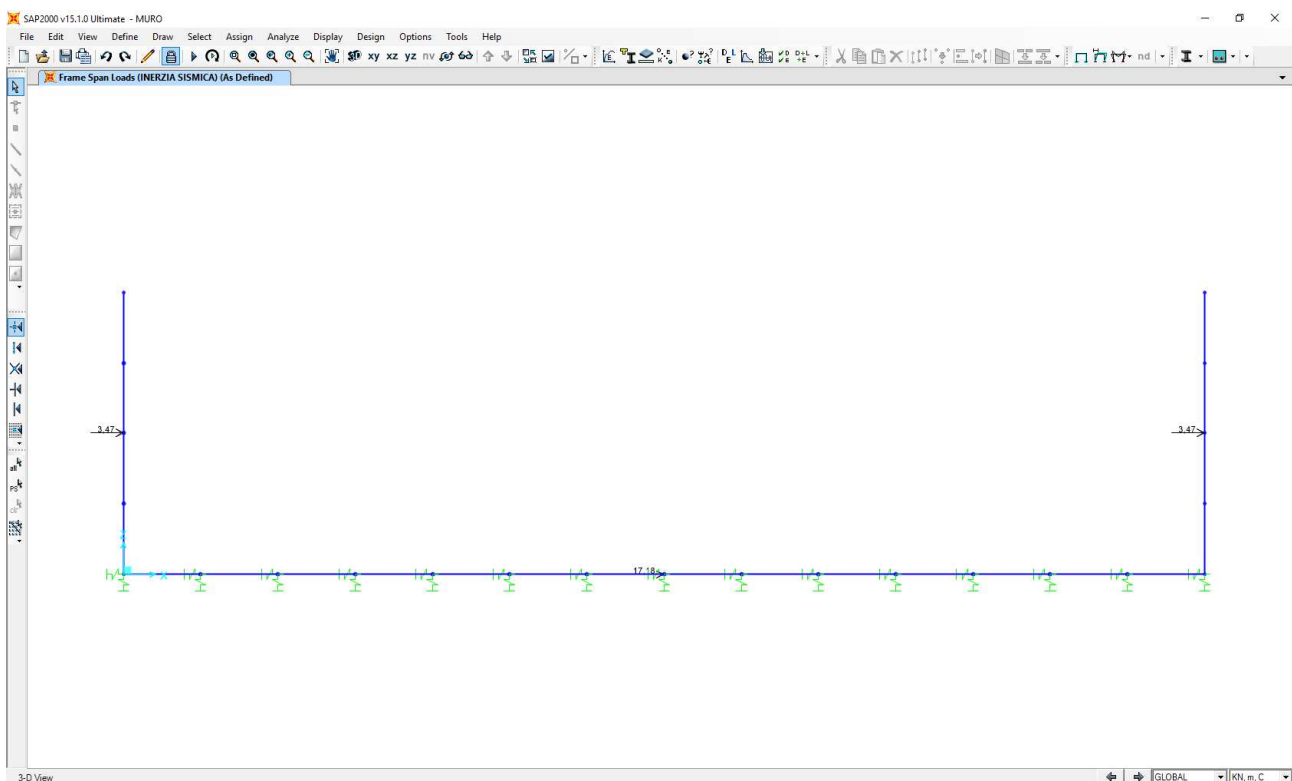
10.5.9 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



10.5.10 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



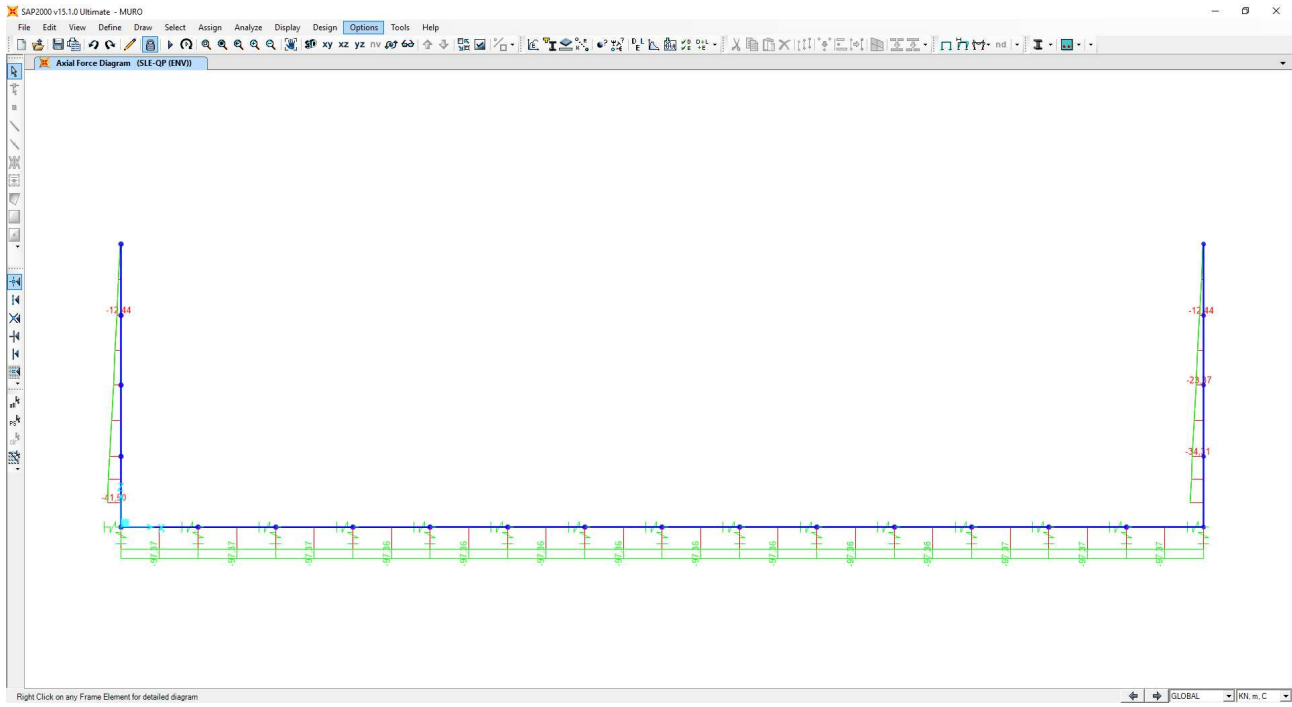
10.5.11 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI



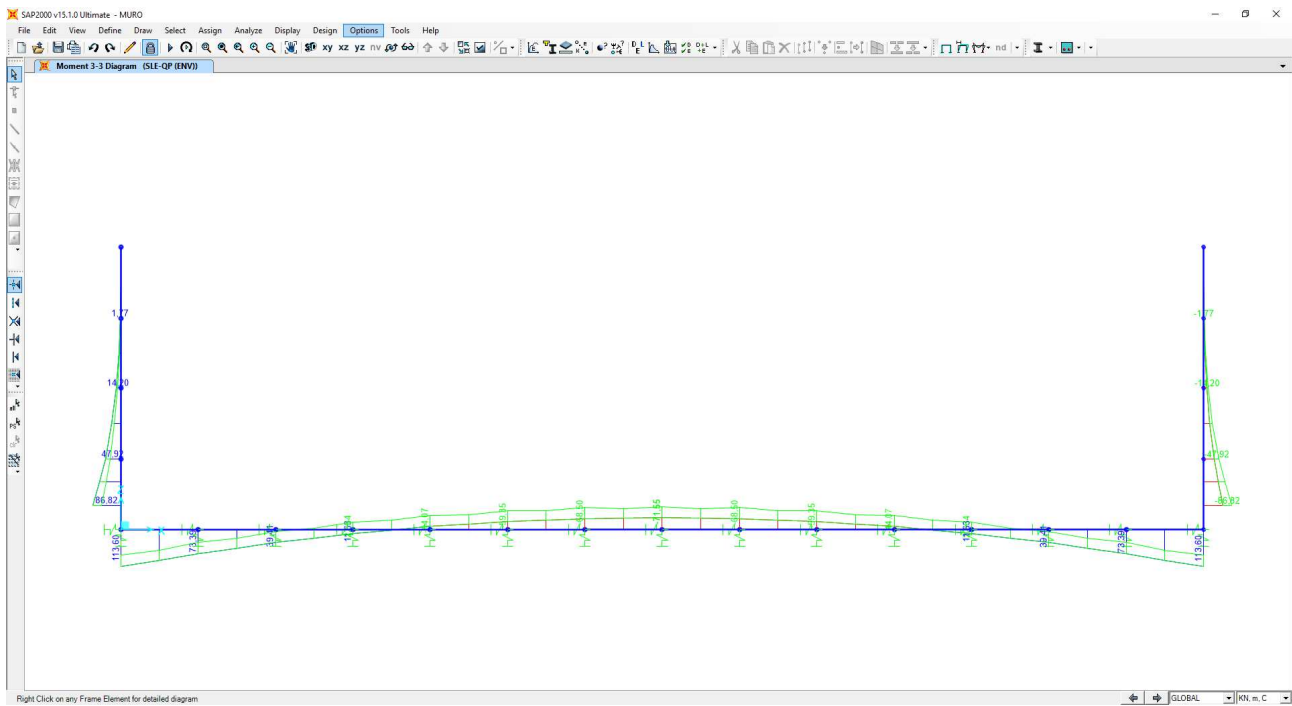
11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

11.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

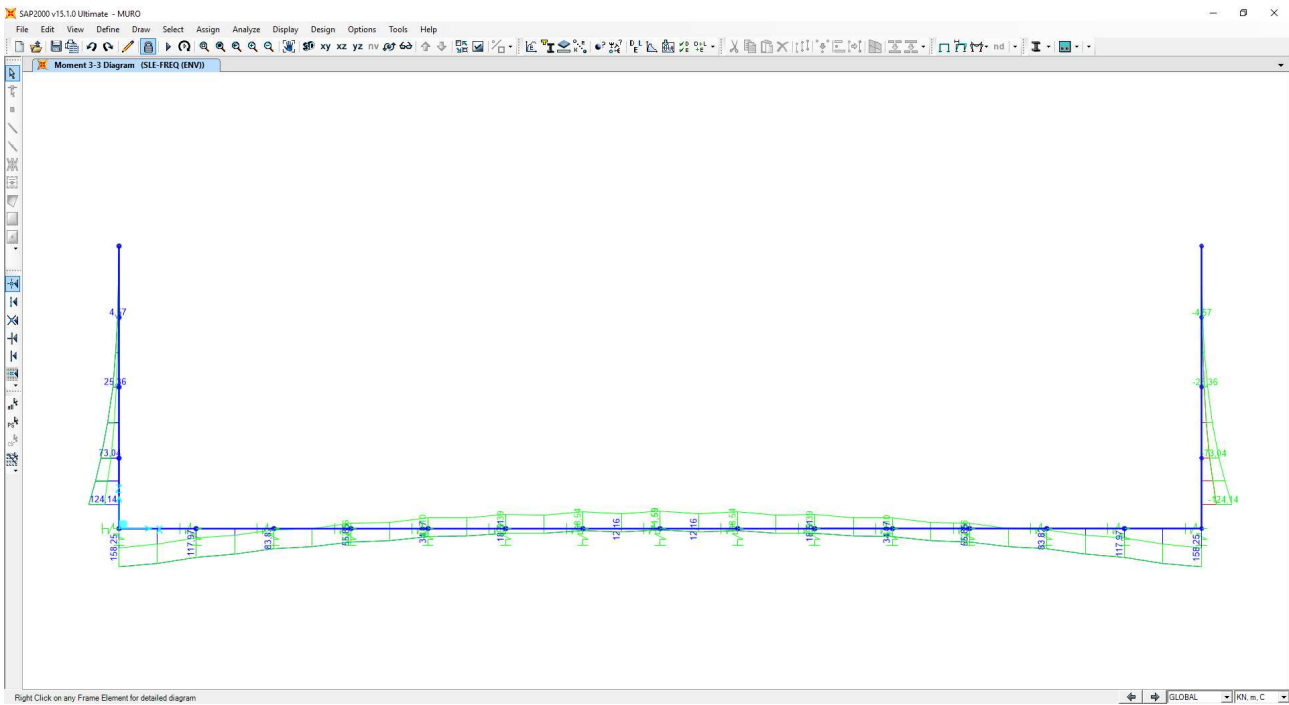
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:



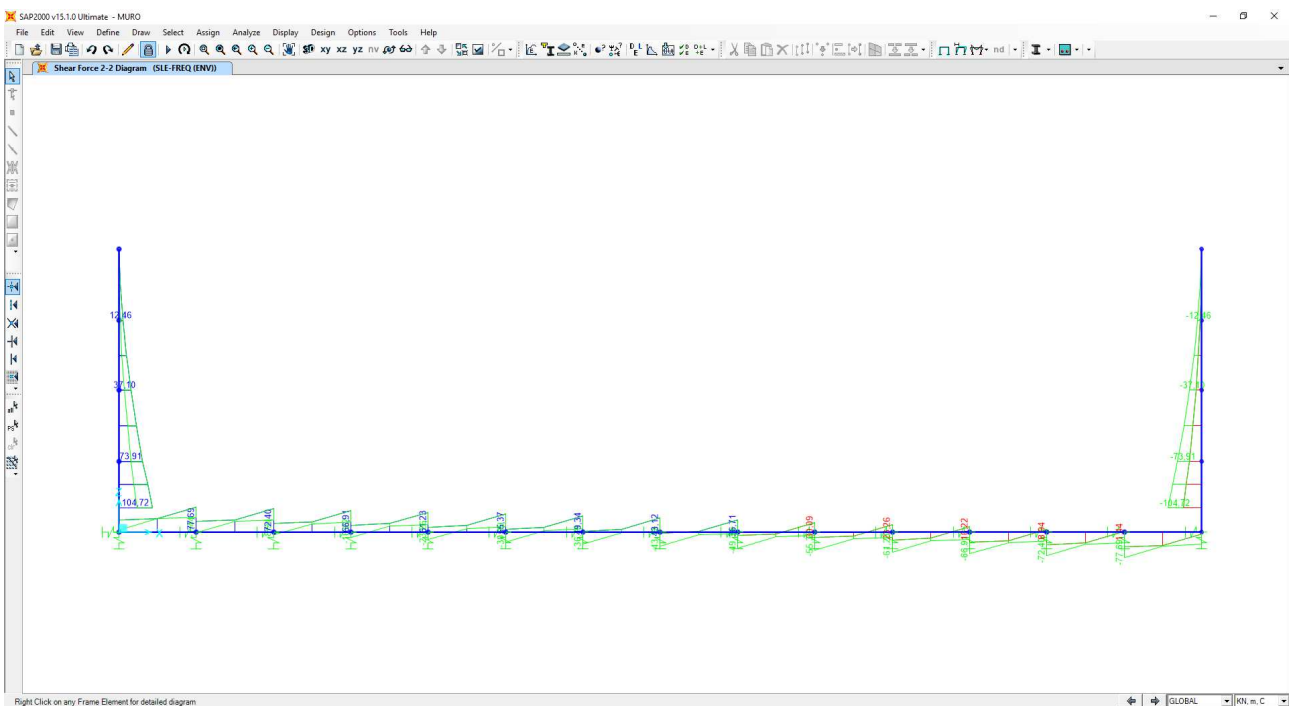
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:



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

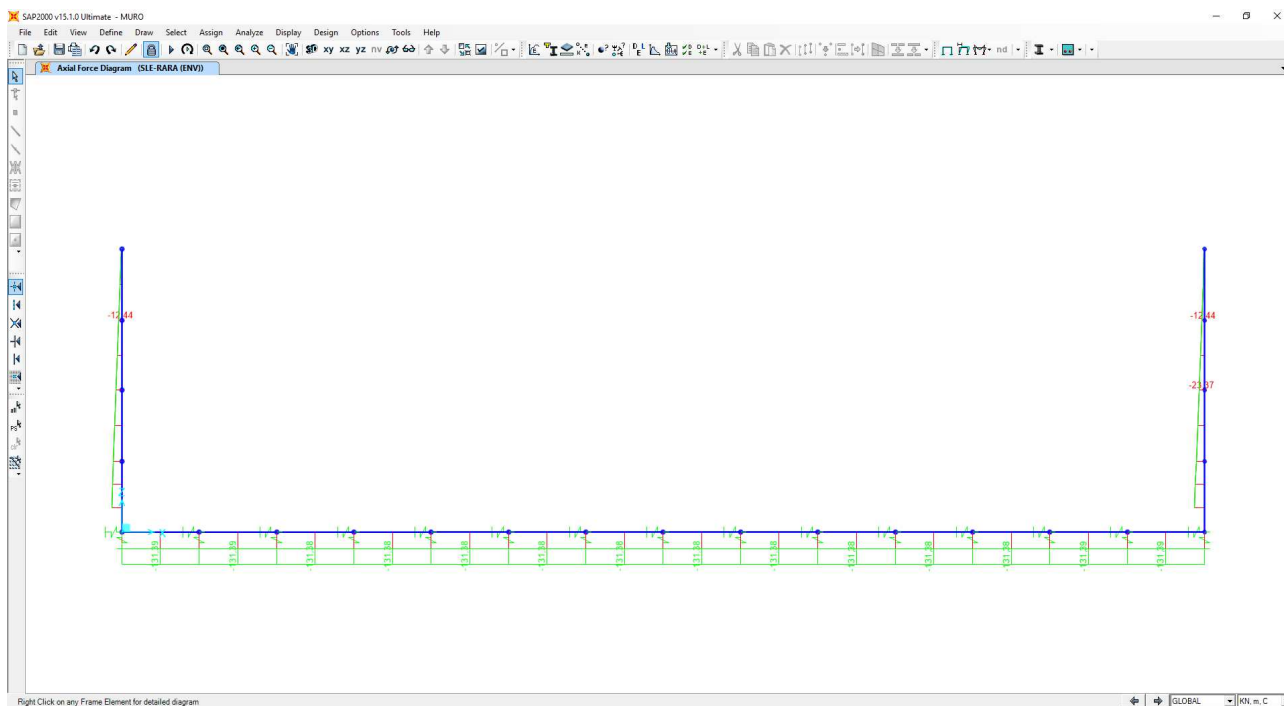


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

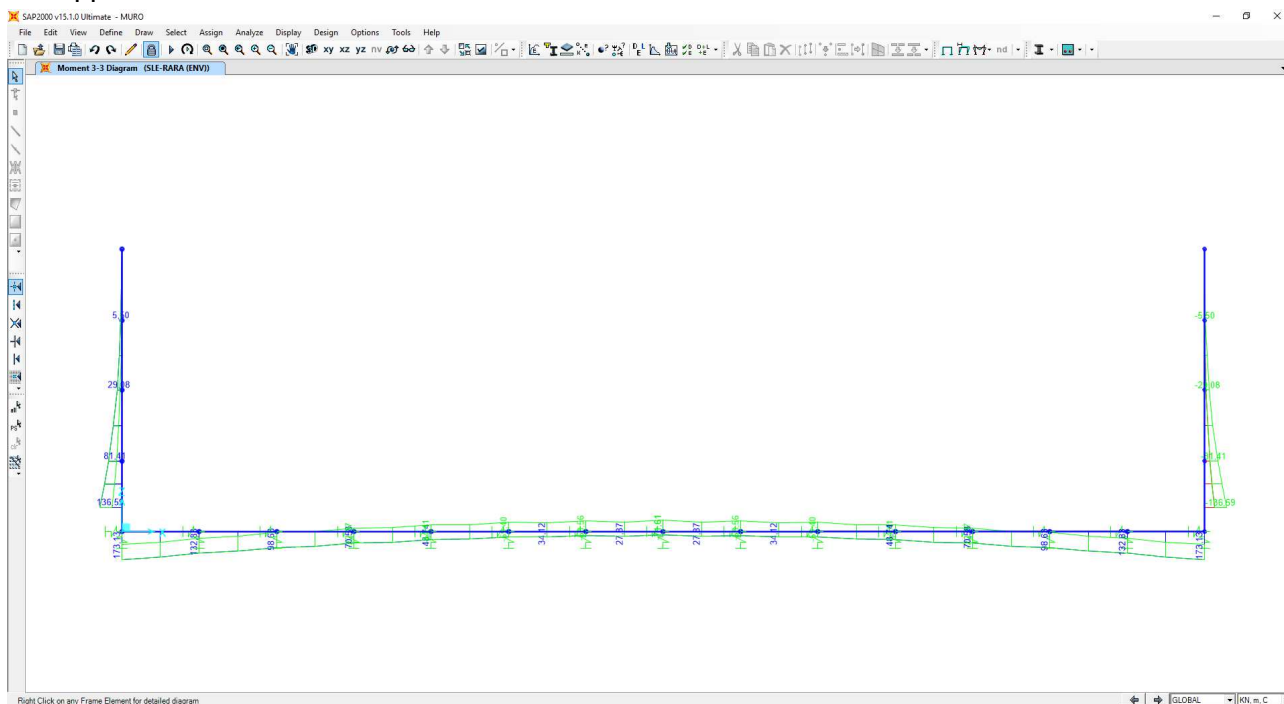


11.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

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:

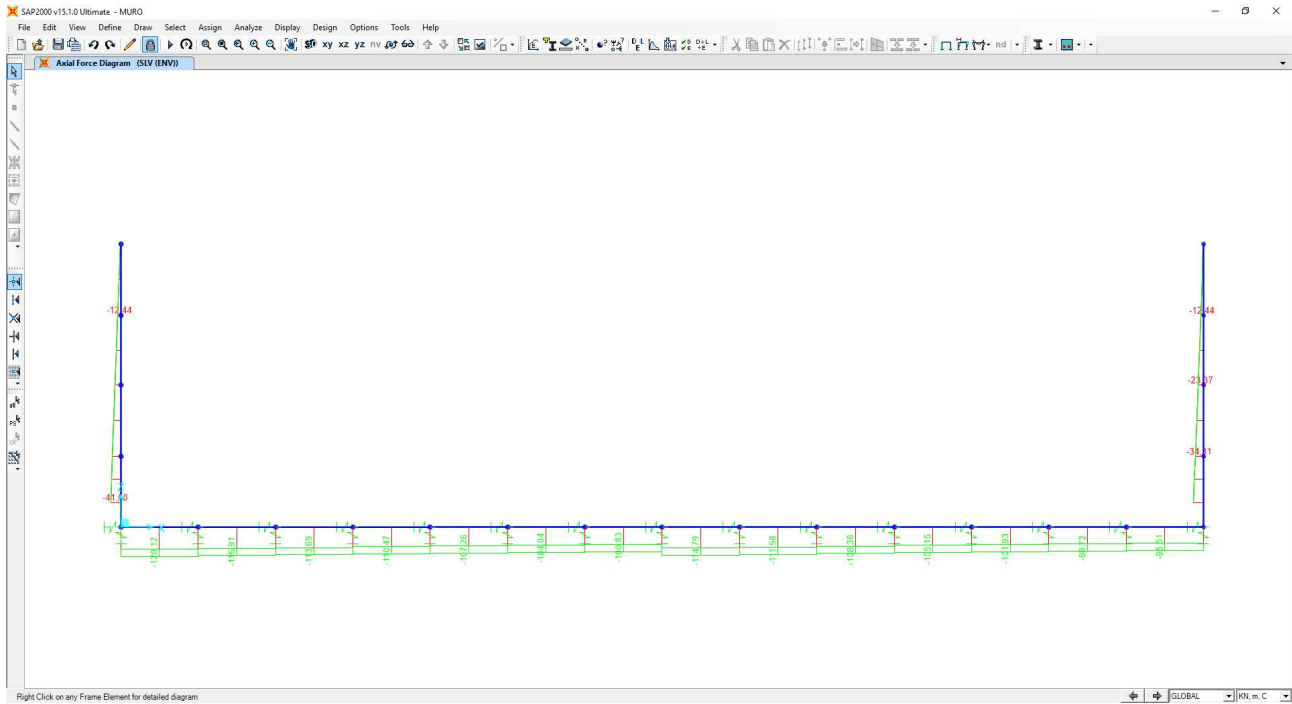


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:

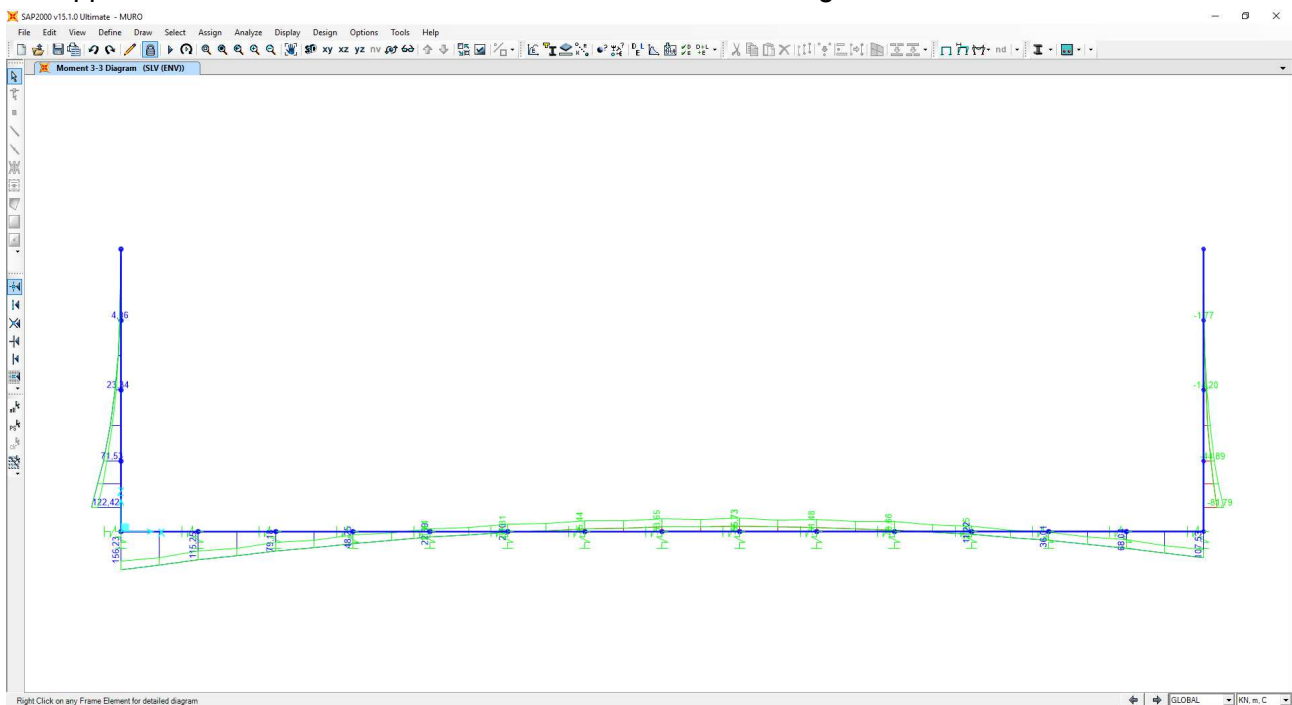


11.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

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:



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	$N_{max} + M + V$	-41,50	-81,39	-86,82
	$N + M_{max} + V$	-41,50	-81,39	-86,82
	$N + M + V_{max}$	-41,50	-81,39	-86,82
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-41,50	-104,72	-124,14
	$N + M_{max} + V$	-41,50	-104,72	-124,14
	$N + M + V_{max}$	-41,50	-104,72	-124,14
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-41,50	-112,50	-136,59
	$N + M_{max} + V$	-41,50	-112,50	-136,59
	$N + M + V_{max}$	-41,50	-112,50	-136,59
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-56,25	-151,87	-184,39
	$N + M_{max} + V$	-42,25	-151,87	-184,39
	$N + M + V_{max}$	-42,25	-151,87	-184,39
SLV	$N_{max} + M + V$	-41,50	103,97	122,42
	$N + M_{max} + V$	-41,50	103,97	122,42
	$N + M + V_{max}$	-41,50	103,97	122,42

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:

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

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

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

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

12.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

12.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 41,50$ kN.

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

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

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

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15,71	6,5
			2	15,71	43,5

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C25/30

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

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,19 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 121,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 41,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -124,14$ 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	15,71	6,5
			2	15,71	43,5

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

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

σ_c -4,766 N/mm²
 σ_s 188 N/mm²

ϵ_s 0,9402 ‰
 d 43,5 cm
 x 11,98 x/d 0,2755
 δ 0,7843

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,77$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 188,00$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 41,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -136,59$ kNm.

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

Materiali: B450C and C25/30. Properties include $E_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $E_{syd} = 1,957$ ‰, $G_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{c0} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$, $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_c = -5,241$ N/mm², $\sigma_s = 208,2$ N/mm², $\epsilon_s = 1,041$ ‰, $d = 43,5$ cm, $x = 11,92$, $x/d = 0,2741$, $\delta = 0,7826$.

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

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

Verifica: N° iterazioni: 4. Precompresso.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,24$ N/mm² < $0,60 f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 208,20$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Combinazione quasi permanente

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 500 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 435 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 65 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 45 [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 121,2 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 123,1 [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 1571 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 162500 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ 125633 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ 250000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ 125633 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,01250 [-]
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>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000346 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000155 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000346 [-]
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	$s_{max,rif}$ 275 [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>	
	$s_{r,max.1}$ 425 [mm]
	$s_{r,max.2}$ 490 [mm]
	$s_{r,max}$ 425 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,15 [mm]

Combinazione frequente

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 500 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 435 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 65 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
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]
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 188 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 119,8 [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	$A_{c,eff.1}$ 162500 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ 126733 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ 250000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ 126733 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,01239 [-]
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	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000537 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000470 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000537 [-]
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	$s_{max,rif}$ 275 [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	
	$s_{r,max.1}$ 427 [mm]
	$s_{r,max.2}$ 494 [mm]
	$s_{r,max}$ 427 [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]

12.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 42,25$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -184,39$ kNm.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15,71	6,5
			2	15,71	43,5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 42,25 kN
 M_{Ed} -184,39 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

M xRd -263,1 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 21,08 ‰
 d 43,5 cm
 x 6,194 x/d 0,1424
 δ 0,7

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

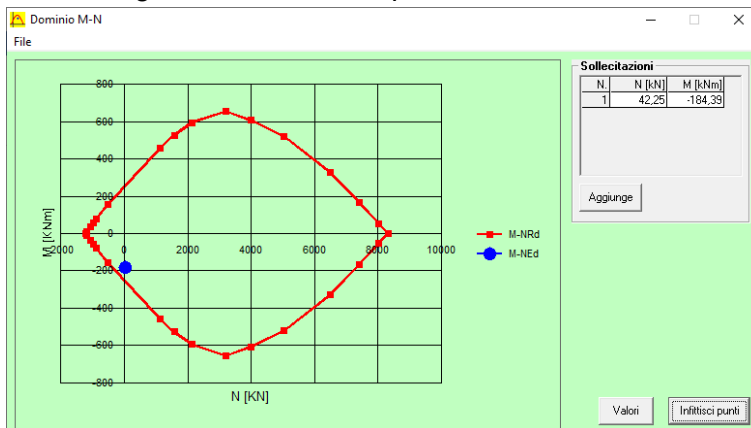
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -263,10 \text{ kNm} > M_{Sd} = -184,39 \text{ kNm}$$

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 $V_{S,d} = 151,87$ 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]
Copri ferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	45,50	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	151,87	[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:	\emptyset_{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}	158,24	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1444,51	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	158,24	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,04	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

13 ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

13.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

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

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

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

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kNm]
SLE QUASI PERMANENTI	$N_{max} + M + V$	-97,37	37,17	113,60
	$N + M_{max} + V$	-97,37	37,17	113,60
	$N_{max} + M + V_{max}$	-67,72	62,58	38,86
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-122,88	22,90	158,25
	$N + M_{max} + V$	-121,97	23,57	158,25
	$N_{max} + M + V_{max}$	-92,33	77,69	82,78
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-131,39	18,14	173,13
	$N + M_{max} + V$	-130,17	19,04	173,13
	$N_{max} + M + V_{max}$	-100,53	82,73	97,43
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-177,37	11,04	233,73
	$N + M_{max} + V$	-177,37	11,04	233,73
	$N_{max} + M + V_{max}$	-137,35	112,69	132,49
SLV	$N_{max} + M + V$	-120,13	37,99	156,23
	$N + M_{max} + V$	-120,13	37,99	156,23
	$N_{max} + M + V_{max}$	-90,48	63,39	80,72

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 **0,60 m**.

L'armatura trasversale è costituita da:

- $\varnothing 20/20$ superiori
- $\varnothing 20/20$ inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

- $\varnothing 16/20$ superiori
- $\varnothing 16/20$ inferiori

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti $\varnothing 16/40 \times 80$. 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 $N_{Sd} = 97,37$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 113,60$ kNm.

Titolo: _____

N° strati barre: 2 **Zoom:** _____

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	15,71	6,6
			2	15,71	55

Sollecitazioni: S.L.U. / Metodo n

N_{Ed}: 0 / **97,37** kN
M_{xEd}: 0 / **113,60** kNm
M_{yEd}: 0 / 0

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

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

Materiali: B450C / C25/30

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

σ_c: -3,037 N/mm²
σ_s: 115,1 N/mm²

ε_s: 0,5754 ‰
d: 55 cm
x: 15,6 / **x/d:** 0,2836
δ: 0,7945

Verifica: [] **N° iterazioni:** 4

Precompresso: []

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,04 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 115,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 121,97$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 158,25$ 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	60	1	15,71	6,6
			2	15,71	55

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 121,97 kN
 M_{xEd} 0 158,25 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

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

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

σ_c -4,224 N/mm²
 σ_s 164,2 N/mm²
 ε_s 0,8211 ‰
 d 55 cm
 x 15,31 x/d 0,2784
 δ 0,788

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,22 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 164,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 130,17$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 173,13$ 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	60	1	15,71	6,6
			2	15,71	55

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 130,17 kN
 M_{xEd} 0 173,13 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

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

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

σ_c -4,619 N/mm²
 σ_s 180,6 N/mm²
 ε_s 0,903 ‰
 d 55 cm
 x 15,25 x/d 0,2773
 δ 0,7866

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,62 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 180,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Combinazione quasi permanente

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 600 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 560 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 55 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 40 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
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]
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 115,1 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 156 [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	$A_{c,eff,1}$ 100000 [mm ²]
	$A_{c,eff,2}$ 148000 [mm ²]
	$A_{c,eff,3}$ 300000 [mm ²]
	$A_{c,eff,min}$ 100000 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,01571 [-]
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	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000329 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000205 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000329 [-]

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	
	$s_{r,max,1}$ 352 [mm]
	$s_{r,max,2}$ 577 [mm]
	$s_{r,max}$ 352 [mm]

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

Combinazione frequente

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 600 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 560 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 55 [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 = 164,2 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 153,1 [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 = 1571 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ = 100000 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ = 148967 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ = 300000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ = 100000 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0,01571 [-]
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	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0,000469 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0,000439 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = 0,000469 [-]

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	$s_{r,max.1}$ = 352 [mm] $s_{r,max.2}$ = 581 [mm] $s_{r,max}$ = 352 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0,17 [mm]

13.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 177,37$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 233,73$ 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	60	1	15,71	6,6
			2	15,71	55

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 177,37 0 kN
 M_{xEd} 233,73 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

M_{xRd} 368,3 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 25,14 %
 d 55 cm
 x 6,722 x/d 0,1222
 δ 0,7

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

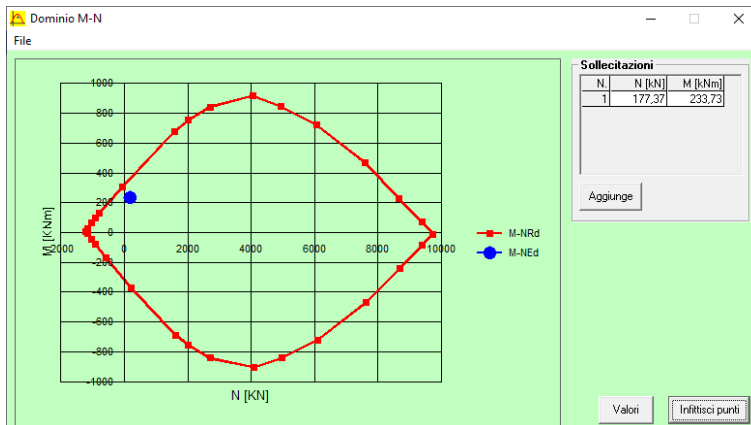
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 368,30$ kNm > $M_{sd} = 233,73$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 112,69$ 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	60,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	56,00	[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:	$V_{S,d}$	112,69	[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:	\emptyset_{trav}	16,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	2,01	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	6,28	[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}	123,88	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESIONE"	V_{Rcd}	1777,86	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	123,88	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,10	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

14 VERIFICHE A SOLLEVAMENTO - UPL

14.1 DESCRIZIONE DELLE MODALITÀ DI VERIFICA

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

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_E (o γ_{Ei})	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

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

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

Come azioni stabilizzanti sono state considerate:

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

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

Quota di falda media rispetto al piano di campagna	1,00	[m]
Quota massima terreno rispetto intradosso fondazione	4,30	[m]
Altezza totale del battente idrico	3,30	[m]
Peso per unità di volume dell'acqua	10,00	[kN/m ³]
Sottospinta idraulica dell'acqua di falda al di sotto dello strato di jet grouting - Valore caratteristico	$V_{inst,k}$ 33,00	[kN/m ²]
Contributo delle pareti in elevazione	0,27	[m]
Spessore della zattera di fondazione	0,60	[m]
Spessore medio del terreno di ricoprimento	1,37	[m]
Peso per unità di volume del terreno di ricoprimento	20,00	[kN/m ³]
Peso per unità di volume del calcestruzzo	25,00	[kN/m ³]
Azione stabilizzante verticale - Valore caratteristico	$G_{stb,k}$ 49,05	[kN/m ²]
Coefficiente parziale relativo all'azione instabilizzante di sollevamento	$\gamma_{G1,sfav}$ 1,10	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzate verticale	$\gamma_{G1,fav}$ 0,90	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzate verticale	$\gamma_{G2,fav}$ 0,80	
Azione instabilizzante di sollevamento - Valore di calcolo	$V_{inst,d}$ 36,30	[kN/m ²]
Azione stabilizzante verticale - Valore di calcolo	$G_{stb,d}$ 41,41	[kN/m ²]
$V_{inst,d}$ 36,30 [kN/m ²]	<	$G_{stb,d}$ 41,41 [kN/m ²]
VERIFICA 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".

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 MURO A "U"

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

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

CARICHI ELEMENTARI		N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
Pesi propri strutturali	g_1	301,00	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	g_2	365,49	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	g_3	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	q_1	516,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	q_2	0,00	-74,00	-88,19
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	q_3	0,00	74,00	88,19
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_1	0,00	22,58	21,69
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	s_2	0,00	27,41	9,12
Sovraspinta dinamica dei terreni	s_3	0,00	1,66	3,06

15.2.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 01					COMBINAZIONE SLU - STR 02				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	406,35	0,00	0,00	1,35	1,00	406,35	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	548,24	0,00	0,00	1,50	1,00	548,24	0,00	0,00
g_3	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
q_1	1,35	1,00	696,60	0,00	0,00	1,35	1,00	696,60	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	-99,90	-119,06	1,35	1,00	0,00	-99,90	-119,06
q_3	1,35	1,00	0,00	99,90	119,06	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			1.651,19	0,00	0,00			1.651,19	-99,90	-119,06

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 03					COMBINAZIONE SLU - STR 04				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	406,35	0,00	0,00	1,35	1,00	406,35	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	548,24	0,00	0,00	1,50	1,00	548,24	0,00	0,00
g_3	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
q_1	1,35	1,00	696,60	0,00	0,00	1,35	1,00	696,60	0,00	0,00
q_2	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
q_3	1,35	1,00	0,00	99,90	119,06	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			1.651,19	99,90	119,06			1.651,19	0,00	0,00

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 05					COMBINAZIONE SLU - STR 06				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	406,35	0,00	0,00	1,35	1,00	406,35	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	548,24	0,00	0,00	1,50	1,00	548,24	0,00	0,00
g_3	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
q_1	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	-99,90	-119,06	1,35	1,00	0,00	-99,90	-119,06
q_3	1,35	1,00	0,00	99,90	119,06	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			954,59	0,00	0,00			954,59	-99,90	-119,06

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	406,35	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	548,24	0,00	0,00
g_4	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
q_1	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
q_2	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
q_3	1,35	1,00	0,00	99,90	119,06
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			954,59	99,90	119,06

15.2.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA – SLV

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLV 01				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,00	1,00	301,00	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	365,49	0,00	0,00
g_4	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
q_1	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q_2	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q_3	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_1	1,00	1,00	0,00	22,58	21,69
s_2	1,00	1,00	0,00	27,41	9,12
s_3	1,00	1,00	0,00	1,66	3,06
			666,49	51,64	33,88

15.2.4 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
SLU - STR 01	1.651,19	0,00	0,00
SLU - STR 02	1.651,19	-99,90	-119,06
SLU - STR 03	1.651,19	99,90	119,06
SLU - STR 04	1.651,19	0,00	0,00
SLU - STR 05	954,59	0,00	0,00
SLU - STR 06	954,59	-99,90	-119,06
SLU - STR 07	954,59	99,90	119,06
SLV 01	666,49	51,64	33,88

15.2.5 DATI

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

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

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
Muro OS08	(N)	0,00	--	13,90	--	1,20	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

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

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

Falda

Profondità dal piano campagna 1,00 [m]

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

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

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

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-25,0	-25,0	-5,0	Unità G3

15.2.6 CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

Simbologia e convenzioni di segno adottate

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

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

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS08	1651,190	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS08	1651,190	0,000	-119,060	-0,1	0,0	90,0	99,000

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS08	1651,190	0,000	199,060	0,1	0,0	90,0	99,000

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS08	1651,190	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS08	954,590	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS08	954,590	0,000	-119,060	-0,1	0,0	90,0	99,000

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS08	954,590	0,000	199,000	0,2	0,0	90,0	99,000

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro OS08	666,490	0,000	33,880	0,1	0,0	90,0	51,640

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

Combinazione n° 1 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 1	1.00	1.00

Combinazione n° 2 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

Combinazione n° 3 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 3	1.00	1.00

Combinazione n° 4 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 4	1.00	1.00

Combinazione n° 5 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 5	1.00	1.00

Combinazione n° 6 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 6	1.00	1.00

Combinazione n° 7 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 7	1.00	1.00

Combinazione n° 8 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 8	1.00	1.00

15.2.7 OPZIONI DI CALCOLO

Analisi in condizioni drenate

Verifica al carico limite

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

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

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

Partecipazione spinta passiva terreno di rinfiaccio: 0.00 (%)

15.2.8 RISULTATI

Verifica della portanza per carichi verticali

Simbologia adottata

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

Cmb	Fnd	PF	q _u [kPa]	q _d [kPa]	P _u [kN]	P _d [kN]	V [kN]	η
1	1	NO	1539	669	21385,19	9297,91	1651,19	5.63
2	1	NO	1263	549	17375,95	7554,76	1651,19	4.58
3	1	NO	1257	547	17169,31	7464,92	1651,19	4.52
4	1	NO	1539	669	21385,19	9297,91	1651,19	5.63
5	1	NO	1539	669	21385,19	9297,91	954,59	9.74
6	1	NO	1084	471	14799,12	6434,40	954,59	6.74
7	1	NO	1075	468	14498,69	6303,78	954,59	6.60
8	1	NO	1194	519	16478,65	7164,63	666,49	10.75

Caratteristiche terreno e fondazione di progetto

Simbologia adottata

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

Cmb	Fnd	H [m]	γ [kN/mc]	φ [°]	c [kPa]	G [kPa]	B' [m]	L' [m]	R _{ex}	R _{ey}	I _c	I _{RC}
1	1	12,26	8,6932	30,90	0	0	13,90	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	12,26	8,6932	30,90	0	0	13,76	1,00	--	--	0.93	168.63
3	1	12,26	8,6932	30,90	0	0	13,66	1,00	--	--	0.93	168.63
4	1	12,26	8,6932	30,90	0	0	13,90	1,00	--	--	1.00	168.63
5	1	12,26	8,6932	30,90	0	0	13,90	1,00	--	--	1.00	168.63
6	1	12,26	8,6932	30,90	0	0	13,65	1,00	--	--	0.87	168.63
7	1	12,26	8,6932	30,90	0	0	13,48	1,00	--	--	0.87	168.63
8	1	12,26	8,6932	30,90	0	0	13,80	1,00	--	--	0.90	168.63

Fattori correttivi verifica capacità portante

Combinazione n° 1 Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 1.00$	$I_q = 1.00$	$I_\gamma = 1.00$
Fattori di profondità	$D_c = 1.03$	$D_q = 1.02$	$D_\gamma = 1.02$

Combinazione n° 2 Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.93$	$I_q = 0.93$	$I_\gamma = 0.79$
Fattori di profondità	$D_c = 1.03$	$D_q = 1.02$	$D_\gamma = 1.02$

Combinazione n° 3 Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.93$	$I_q = 0.93$	$I_\gamma = 0.79$
Fattori di profondità	$D_c = 1.03$	$D_q = 1.02$	$D_\gamma = 1.02$

Combinazione n° 4 Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 1.00$	$I_q = 1.00$	$I_\gamma = 1.00$
Fattori di profondità	$D_c = 1.03$	$D_q = 1.02$	$D_\gamma = 1.02$

Combinazione n° 5 Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 1.00$	$I_q = 1.00$	$I_\gamma = 1.00$
Fattori di profondità	$D_c = 1.03$	$D_q = 1.02$	$D_\gamma = 1.02$

Combinazione n° 6 Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.87$	$I_q = 0.87$	$I_\gamma = 0.65$
Fattori di profondità	$D_c = 1.03$	$D_q = 1.02$	$D_\gamma = 1.02$

Combinazione n° 7 Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.87$	$I_q = 0.87$	$I_\gamma = 0.65$
Fattori di profondità	$D_c = 1.03$	$D_q = 1.02$	$D_\gamma = 1.02$

Combinazione n° 8 Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.90$	$I_q = 0.90$	$I_\gamma = 0.73$
Fattori di profondità	$D_c = 1.03$	$D_q = 1.02$	$D_\gamma = 1.02$

Verifica allo scorrimento

Simbologia adottata

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

Cmb	Fnd	R_{ult1} [kN]	R_{ult2} [kN]	R [kN]	R_{amm} [kN]	H [kN]	η
1	1	620,64	0,00	620,64	564,22	0,00	100.00
2	1	620,64	0,00	620,64	564,22	99,00	5.70
3	1	620,64	0,00	620,64	564,22	99,00	5.70
4	1	620,64	0,00	620,64	564,22	0,00	100.00
5	1	358,81	0,00	358,81	326,19	0,00	100.00
6	1	358,81	0,00	358,81	326,19	99,00	3.29
7	1	358,81	0,00	358,81	326,19	99,00	3.29
8	1	250,52	0,00	250,52	227,74	51,64	4.41