

**MINISTERO  
DELLE INFRASTRUTTURE E DELLA MOBILITÀ SOSTENIBILI  
STRUTTURA TECNICA DI MISSIONE**



**COMUNE DI TORINO**



**METROPOLITANA AUTOMATICA DI TORINO  
LINEA 2 – TRATTA POLITECNICO – REBAUDENGO**

**PROGETTAZIONE DEFINITIVA  
Lotto Costruttivo 2: Bologna - Politecnico**

<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		<span style="float: right;">INFRATRASPORTI.TO S.r.l.</span>												
DIRETTORE PROGETTAZIONE Responsabile integrazione discipline specialistiche	IL PROGETTISTA													
Ing. R. Crova <small>Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 6038S</small>	Ing. F. Rizzo <small>Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 9337K</small>	<b>STRUTTURE E METODI COSTRUTTIVI</b> <b>STAZIONI PROFONDE – STAZIONE MOLE/GIARDINI REALI</b> RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE INTERNE STAZIONE												
		ELABORATO								REV.		SCALA	DATA	
		Int.	Est.									-	30/09/2022	
BIM MANAGER Geom. L. D'Accardi		MT	L2	T1	A2	D	STR	SMO	R	002	0	1	-	30/09/2022

AGGIORNAMENTI

Fg. 1 di 1

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	VISTO
0	EMISSIONE	22/12/21	SSf	ECA	FRI	RCR
1	EMISSIONE FINALE A SEGUITO DI VERIFICA PREVENTIVA	30/09/22	SSf	ECA	FRI	RCR
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td style="padding: 2px;">LOTTO 2</td> <td style="padding: 2px;">CARTELLA</td> <td style="padding: 2px;">9.2.3</td> <td style="padding: 2px;">2</td> <td style="padding: 2px;">MTL2T1A2D</td> <td style="padding: 2px;">STRSMOR002</td> </tr> </table>	LOTTO 2	CARTELLA	9.2.3	2	MTL2T1A2D	STRSMOR002	<p><b>STAZIONE APPALTANTE</b></p> <p>DIRETTORE DI DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ Ing. R. Bertasio</p> <p>RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. A. Strozziro</p>
LOTTO 2	CARTELLA	9.2.3	2	MTL2T1A2D	STRSMOR002		



## INDICE

<b>1.</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>7</b>
<b>1.1</b>	<b>SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE</b>	<b>8</b>
<b>1.2</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE</b>	<b>8</b>
<b>2.</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b>	<b>10</b>
<b>3.</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>13</b>
<b>3.1</b>	<b>CALCESTRUZZI</b>	<b>13</b>
3.1.1	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER I SOLAI DI STAZIONE E STRUTTURE INTERNE	13
3.1.2	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER DIAFRAMMI	13
<b>3.2</b>	<b>ACCIAI PER ARMATURE IN C.A.</b>	<b>14</b>
<b>3.3</b>	<b>ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA</b>	<b>14</b>
<b>4.</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>15</b>
<b>5.</b>	<b>PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE</b>	<b>17</b>
<b>5.1</b>	<b>ANALISI NUMERICHE E PROGETTAZIONE STRUTTURALE</b>	<b>17</b>
<b>5.2</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA</b>	<b>18</b>
<b>5.3</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>19</b>
<b>5.4</b>	<b>CRITERI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA</b>	<b>20</b>
5.4.1	CARICHI	20
5.4.1.1	Azione sismica	20
<b>6.</b>	<b>ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE STRUTTURALI</b>	<b>22</b>
<b>6.1</b>	<b>LA SOVRASTRUTTURA E LE STRUTTURE INTERNE PRINCIPALI</b>	<b>22</b>
6.1.1	GENERALITÀ	22
6.1.2	MODELLO STRUTTURALE	24
6.1.3	CARICHI E COMBINAZIONI	26
6.1.4	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	33
6.1.4.1	Soletta di copertura	34
6.1.4.2	Soletta intermedia livello atrio	42
6.1.4.3	Soletta intermedia livello primo mezzanino	49
6.1.4.4	Soletta intermedia livello secondo mezzanino	56
<b>6.2</b>	<b>SOLETTA DI FONDAZIONE</b>	<b>64</b>
6.2.1	GENERALITÀ	64
6.2.2	CARICHI E COMBINAZIONI	66
6.2.3	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	69
<b>6.3</b>	<b>ALTRE STRUTTURE INTERNE</b>	<b>76</b>

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

<b>6.3.1</b>	<b>GENERALITÀ</b>	76
<b>6.3.2</b>	<b>FODERE INTERNE</b>	76
6.3.2.1	Analisi dei carichi	77
6.3.2.2	Combinazione dei carichi	81
6.3.2.3	Risultati dell'analisi	82
6.3.2.4	Verifiche strutturali	83
6.3.3	BANCHINE E MURI SOTTO BANCHINE	87
6.3.3.1	Risultati dell'analisi	90
6.3.3.2	Verifiche strutturali	92
6.3.4	SCALE FISSE	96
6.3.4.1	Carichi e combinazioni	97
6.3.4.2	Risultati dell'analisi	99
6.3.4.3	Verifiche strutturali	102
<b>6.3.5.</b>	<b>VASCA AGGOTTAMENTO</b>	110
<b>6.3.5.1.</b>	<b>Carichi e combinazioni</b>	110
6.3.4.4	Risultati dell'analisi	112
6.3.4.5	Verifiche strutturali	114
<b>6.4</b>	<b>VALIDAZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO</b>	<b>118</b>
	<b>ALLEGATO A</b>	<b>120</b>
	<b>ALLEGATO B</b>	<b>127</b>
	<b>ALLEGATO C</b>	<b>132</b>
	<b>ALLEGATO D</b>	<b>137</b>
	<b>ALLEGATO E</b>	<b>142</b>
	<b>ALLEGATO F</b>	<b>147</b>
	<b>ALLEGATO G</b>	<b>154</b>
	<b>ALLEGATO H</b>	<b>158</b>

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo	7
Figura 2.	Modello 3D – Stazione Mole/Giardini Reali	8

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Figura 3.	Stralcio stratigrafia stazione Mole/Giardini Reali	15
Figura 4.	Schematizzazione metodo di Wood	21
Figura 5.	Modello di visualizzazione	22
Figura 6.	Modello 3D schematico	23
Figura 7.	Soletta di copertura (livello strada)	24
Figura 8.	Soletta intermedia (livello atrio)	25
Figura 9.	Soletta intermedia (livello primo mezzanino)	25
Figura 10.	Soletta intermedia (livello secondo mezzanino)	26
Figura 11.	Carichi permanenti sulla soletta di copertura	27
Figura 12.	Carichi variabili sulla soletta di copertura	28
Figura 13.	Carichi permanenti sulla soletta intermedia – livello atrio	29
Figura 14.	Carichi variabili sulla soletta di intermedia – livello atrio	29
Figura 15.	Carichi permanenti sulla soletta intermedia – primo mezzanino	30
Figura 16.	Carichi variabili sulla soletta di intermedia – primo mezzanino	31
Figura 17.	Carichi permanenti sulla soletta intermedia – secondo mezzanino	32
Figura 18.	Carichi variabili sulla soletta di intermedia – secondo mezzanino	32
Figura 19.	Deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali	33
Figura 20.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	35
Figura 21.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia superiore - direzione trasversale	35
Figura 22.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	36
Figura 23.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia superiore - direzione trasversale	36
Figura 24.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	37
Figura 25.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	37
Figura 26.	Taglio massimo	38
Figura 27.	Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	39
Figura 28.	Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	39
Figura 29.	Deformazione verticale Uz – SLE	41
Figura 30.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia inferiore – direzione trasversale	43
Figura 31.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia superiore – direzione trasversale	43
Figura 32.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia inferiore – direzione longitudinale	44
Figura 33.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia superiore – direzione longitudinale	44
Figura 34.	Taglio massimo	45
Figura 35.	Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	46
Figura 36.	Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	46
Figura 37.	Deformazione verticale Uz – SLE	48
Figura 38.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	50
Figura 39.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia superiore - direzione trasversale	50
Figura 40.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	51
Figura 41.	Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	51

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Figura 42. Taglio massimo	52
Figura 43. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	53
Figura 44. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	53
Figura 45. Deformazione verticale Uz – SLE	55
Figura 46. Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	57
Figura 47. Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia superiore - direzione trasversale	57
Figura 48. Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	58
Figura 49. Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	58
Figura 50. Taglio massimo	59
Figura 51. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	60
Figura 52. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	60
Figura 53. Deformazione verticale Uz – SLE	62
Figura 54. Modello solettone di fondo	64
Figura 55. Carichi gravitazionali dalla sovrastruttura	67
Figura 56. Sottopressione idrostatica a lungo termine	68
Figura 57. Deformazione della soletta di fondo	69
Figura 58. Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia superiore - direzione trasversale	70
Figura 59. Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	70
Figura 60. Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	71
Figura 61. Acciaio di rinforzo As (cm <sup>2</sup> /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	71
Figura 62. Taglio massimo	72
Figura 63. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	73
Figura 64. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	73
Figura 65. Deformazione verticale Uz – SLE	75
Figura 106. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	121
Figura 107. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	121
Figura 108. Forza di taglio V13	122
Figura 109. Forza di taglio V23	122
Figura 110. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	128
Figura 111. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	128
Figura 112. Forza di taglio V13	129
Figura 113. Forza di taglio V23	129
Figura 114. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	133
Figura 115. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	133
Figura 116. Forza di taglio V13	134
Figura 117. Forza di taglio V23	134
Figura 118. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	138
Figura 119. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	138
Figura 120. Forza di taglio V13	139

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Figura 121. Forza di taglio V23	139
Figura 122. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	143
Figura 123. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	143
Figura 124. Forza di taglio V13	144
Figura 125. Forza di taglio V23	144

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Parametri geotecnici	16
Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting	16
Tabella 3 Livelli di falda	16
Tabella 4 Probabilità di superamento PVR con SLV	18
Tabella 5 Parametri sismici del sito	18
Tabella 6 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)	19
Tabella 7 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)	19
Tabella 8 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab. 6.5.I)	20
Tabella 9 Armature soletta di copertura	38
Tabella 10 Capacità delle sezioni tipologiche	40
Tabella 11 Verifica deformazione	42
Tabella 12 Armature della soletta intermedia (Atrio)	45
Tabella 13 Capacità delle sezioni tipologiche	47
Tabella 14 Verifica deformazione	49
Tabella 15 Armature della soletta intermedia (Primo mezzanino)	52
Tabella 16 Capacità delle sezioni tipologiche	54
Tabella 17 Verifica deformazione	56
Tabella 18 Armature della soletta intermedia (Secondo mezzanino)	59
Tabella 19 Capacità delle sezioni tipologiche	61
Tabella 20 Verifica deformazione	63
Tabella 21 Armature soletta di fondo	72
Tabella 22 Capacità delle sezioni tipologiche	74
Tabella 23 Verifica deformazione	75
Tabella 24 Spessore delle fodere	77
Tabella 25 Calcolo carichi da quota -3,30m a -7,95m	78
Tabella 26 Calcolo carichi da quota -9,15m a -13,80m	78
Tabella 27 Combinazione dei carichi	81
Tabella 28 Armature fodere	84
Tabella 29 Verifica deformazione	86
Tabella 30 Verifica deformazione	95
Tabella 31 Verifica deformazione	109
Tabella 32 Verifica deformazione	117
Tabella 1. Tabella 25 Risultati estratti da Plaxis e SAP2000 con la variazione percentuale	118
Tabella 33 Calcolo incremento dinamico	148



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

# 1. PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell'ambito dell'affidamento dei servizi di ingegneria relativi alla Progettazione Definitiva della tratta Politecnico-Rebaudengo 1 della Linea 2 della Metropolitana, disciplinato dal Contratto tra la Città di Torino e la società Infratrasporti.TO s.r.l., ed ha per oggetto le analisi strutturali e le verifiche relative alle strutture interne della Stazione Mole/Giardini Reali.

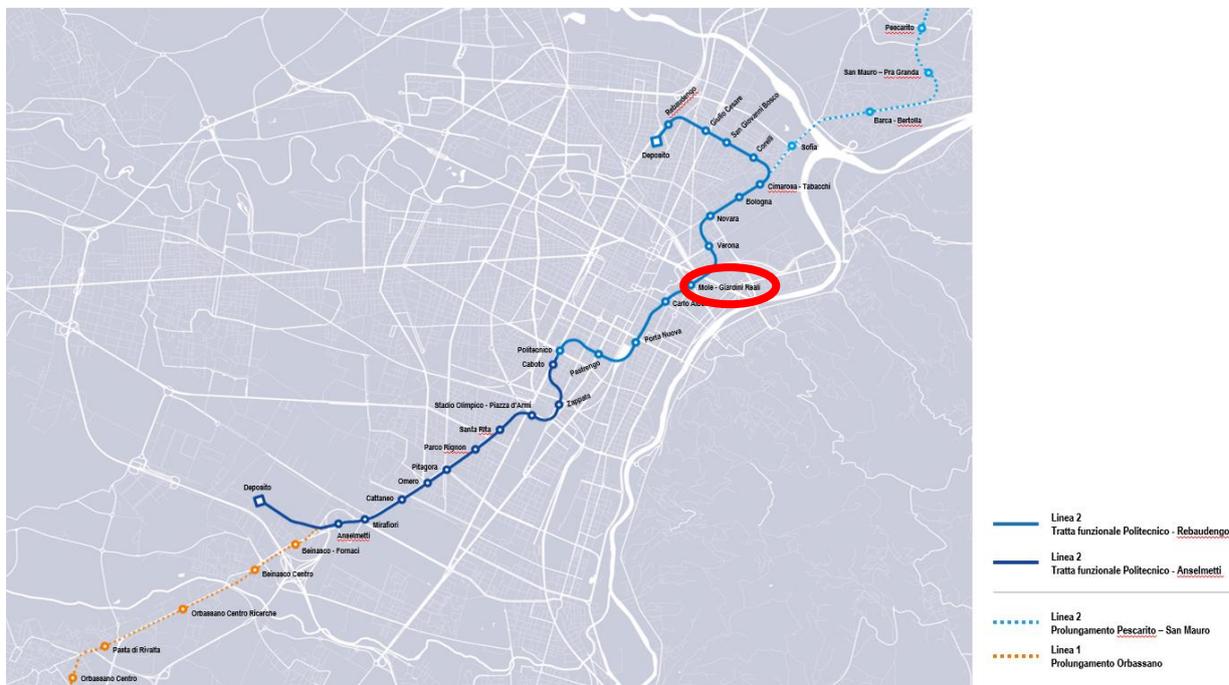


Figura 1. Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo

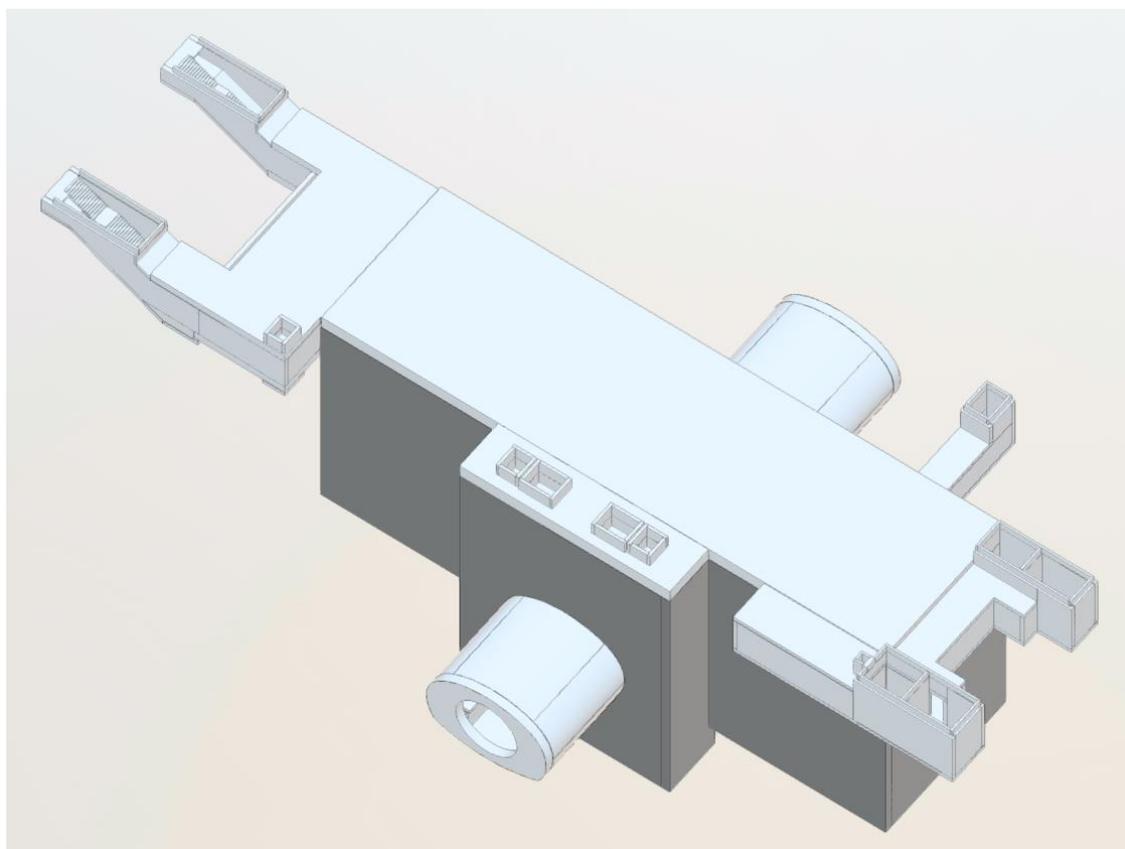


Figura 2. Modello 3D – Stazione Mole/Giardini Reali

## 1.1 Scopo e campo di applicazione

In questa relazione sono stati presentati gli studi numerici e le verifiche strutturali relative alle strutture permanenti e alle barrette provvisorie realizzate per sostenere le solette di copertura e quelle intermedie durante le fasi di scavo.

## 1.2 Descrizione delle opere

La stazione Mole/Giardini Reali è un manufatto interrato a quattro livelli, con fondo scavo posto alla profondità di -25.4 m rispetto al piano campagna.

La stazione è realizzata con la tecnica del top-down e sarà caratterizzata da uno scavo sostenuto da diaframmi contrastati da solai permanenti. I diaframmi presentano spessore di 1.20 m ed un immersione al di sotto del fondo scavo di circa 10.0 m.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Il sistema di costruzione dei diaframmi in calcestruzzo armato consiste nel realizzare prima i primari e poi i secondari con una sovrapposizione compresa tra i 10 e i 30cm. In relazione a tale tecnica esecutiva, anche le gabbie di armatura saranno calibrate per prevedere la sovrapposizione dei diaframmi secondari sui primari. L'esecuzione delle paratie è preceduta dalla costruzione di corree guida che seguono il tracciato.

Il collegamento tra il solaio e le paratie è realizzato per mezzo di tasche d'appoggio rettangolari, realizzate grazie all'inserimento di scatole metalliche, già assemblate nelle gabbie d'armatura dei diaframmi.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione è stata realizzata facendo riferimento alle Normative Nazionali sottoelencate:

1. Legge n°1086 del 05/11/1971: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
2. DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" (GU n.42 del 20/02/2018);
3. Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»
4. D.M. 21/10/2015: "Approvazione della regola tecnica di prevenzione incendi per la progettazione, costruzione ed esercizio delle metropolitane";
5. D.M. 16/02/2007 – Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.
6. UNI 9502-2001: "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso".
7. UNI 9503-2007: "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi in acciaio".
8. UNI EN 206-1:2016, "Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità".
9. UNI 11104-2016, "Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".
10. Legge 2 febbraio 1974, n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
11. D.G.R. 30 Dicembre 2019, n. 6-887: "Preso d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte"

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

12. D.G.R. 26 Novembre 2021, n. 10-4161: "Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico".

Quando necessario, saranno altresì assunti a riferimento i Codici Normativi Europei elencati di seguito:

#### Eurocode 0 - Basis of structural design

- EN 1990 Basis of structural design.

#### Eurocode 1 - Actions on structures

- EN 1991-1-1 Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- EN 1991-1-2 Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire.
- EN 1991-1-3 Part 1-3: General actions - Snow loads.
- EN 1991-1-4 Part 1-4: General actions - Wind actions.
- EN 1991-1-5 Part 1-5: General actions – Thermal actions.
- EN 1991-1-6 Part 1-6: General actions - Actions during execution.
- EN 1991-1-7 Part 1-7: General actions – Accidental Actions.
- EN 1991-2 Part 2: Traffic loads on bridges.
- EN 1991-3 Part 3: Actions induced by cranes and Machinery.
- EN 1991-4 Part 4: Silos and tanks.

#### Eurocode 2 - Design of concrete structures

- EN 1992-1-1 Part 1-1: General rules and rules for Buildings.
- EN 1992-1-2 Part 1-2: General rules - Structural fire Design.
- EN 1992-3 Part 3: Liquid retaining and containment Structures.

#### Eurocode 3 - Design of steel structures

- EN 1993-1-1 Part 1-1: General rules and rules for Buildings
- EN 1993-1-2 Part 1-2: General rules Structural fire design
- EN 1993-1-3 Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting
- EN 1993-1-4 Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels
- EN 1993-1-5 Part 1-5: Plated structural elements
- EN 1993-1-6 Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures
- EN 1993-1-7 Part 1-7: Plated structures subject to out of plane loading
- EN 1993-1-8 Part 1-8: Design of joints

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

- EN 1993-1-9 Part 1-9: Fatigue
- EN 1993-1-10 Part 1-10: Material Toughness and through-thickness properties
- EN 1993-1-11 Part 1-11: Design of structures with tension components
- EN 1993-1-12 Part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S 700
- EN 1993-2 Part 2: Steel Bridges
- EN 1993-3-1 Part 3-1: Towers, masts, and chimneys -Towers and masts
- EN 1993-3-2 Part 3-2: Towers, masts, and chimneys – Chimneys
- EN 1993-4-1 Part 4-1: Silos
- EN 1993-4-2 Part 4-2: Tanks
- EN 1993-4-3 Part 4-3: Pipelines
- EN 1993-5 Part 5: Piling
- EN 1993-6 Part 6: Crane supporting structures

#### Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures

- EN 1994-1-1 Part 1-1: General rules and rules for Buildings
- EN 1994-1-2 Part 1-2: General rules - Structural Fire Design
- EN 1994-2 Part 2: General rules and rules for bridges

#### Eurocode 7 - Geotechnical design

- EN 1997-1 Part 1: General rules
- EN 1997-2 Part 2: Ground investigation and testing
- EN 1997-3 Part 3: Design assisted by field testing

#### Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance

- EN 1998-1 Part 1: General rules, seismic actions, and rules for buildings
- EN 1998-2 Part 2: Bridges
- EN 1998-3 Part 3: Assessment of retrofitting of buildings
- EN 1998-4 Part 4: Silos, tanks, and pipelines
- EN 1998-5 Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
- EN 1998-6 Part 6: Towers, masts, and chimneys

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 3.1 Calcestruzzi

#### 3.1.1 Calcestruzzo utilizzato per i solai di stazione e strutture interne

Tipo:	C30/37
Modulo di deformazione:	$E_c=32000$ MPa
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck}=37$ MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck}=30$ MPa
Peso per unità di volume:	$Y=25$ KN/m <sup>3</sup>
Classe di Esposizione	<i>XC3 (Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata / Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia)</i>

#### 3.1.2 Calcestruzzo utilizzato per diaframmi

Tipo:	C25/30
Modulo di deformazione:	$E_c=30000$ MPa
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck}=30$ MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck}=25$ MPa
Peso per unità di volume:	$Y=25$ KN/m <sup>3</sup>
Classe di Esposizione	<i>XC2 (Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo / Molte fondazioni)</i>

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

### 3.2 Acciai per armature in c.a.

Tipo B450C saldabile (ex FeB44K saldabile), per diametri compresi tra 6 e 40 mm:

$$f_{ynom}=450 \text{ MPa}$$

$$f_{tnom} = 540 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} \geq f_{ynom} \text{ frattile } 5\%$$

$$f_{tk} \geq f_{tnom} \text{ frattile } 5\%$$

$$1.15 \leq (f_t/f_y) k \leq 1.35 \text{ frattile } 10\%$$

$$(f_y/f_{ynom}) k \leq 1.25 \text{ frattile } 10\%$$

$$\text{Allungamento } (A_{gt})k \geq 7.5\% \text{ frattile } 10\%$$

Reti e tralici elettrosaldati:

$$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$$

$$(f_{tk}/f_{yk}) \geq 1.10$$

### 3.3 Acciaio per carpenteria metallica

Tipo:	S355 J0	
	$t \leq 40 \text{ mm}$	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$
Modulo di deformazione:	$E_c = 210 \text{ GPa}$	$E_c = 210 \text{ GPa}$
Resistenza a snervamento caratteristica:	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento di progetto:	$f_{yd} = 338 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 319 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura caratteristica:	$f_{yk} = 510 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 470 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$



### 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lo scavo della stazione Mole/Giardini Reali, come si evince dalla sezione stratigrafica riportata nel seguito, è interessato da una coltre di circa 3.5 m di terreno superficiale, denominato Unità 1, seguito da uno strato di materiale ghiaioso sabbioso, denominato Unità 2, fino ad una profondità di 25.0 m dal p.c. I diaframmi verranno immorsati nelle marne di S. Agata, argille limose molto compatte denominate Unità 7. Di conseguenza non sono previsti interventi di impermeabilizzazione a fondo scavo.

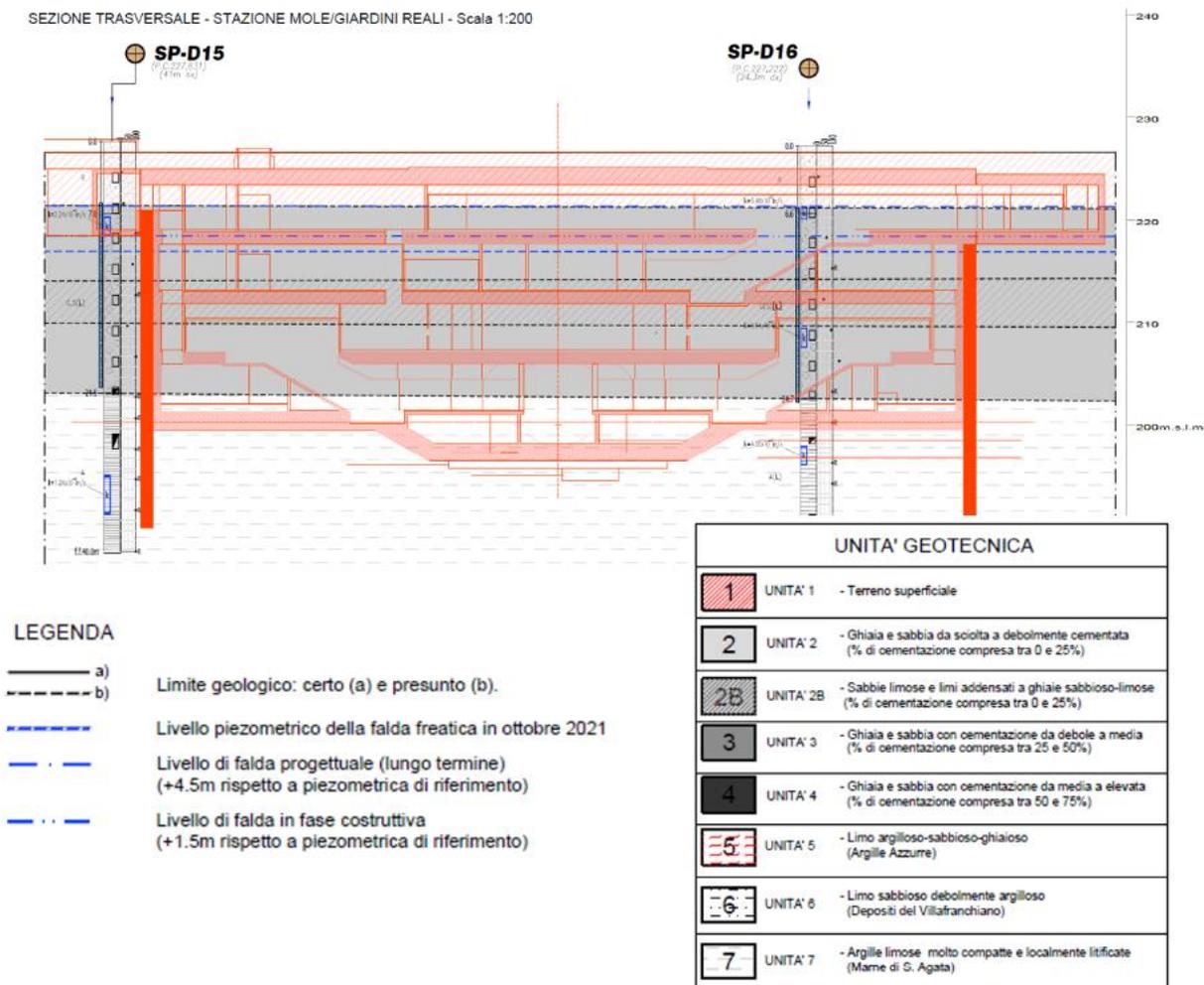


Figura 3. Stralcio stratigrafia stazione Mole/Giardini Reali

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
	Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione <span style="float: right;">MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1</span>

I parametri geotecnici utilizzati per il presente progetto sono riportati nella seguente tabella:

**Tabella 1 Parametri geotecnici**

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	<b>c</b> [kPa]	$\nu$ [-]	<b>E</b> [Mpa]
<b>U1</b>	19	29	0	0.3	15
<b>U2</b>	19	36	10	0.3	150
<b>U7</b>	20	28	25	0.35	150

I parametri utilizzati per la modellazione delle colonne di Jet grouting costituenti il tampone di fondo sono riassunti nella seguente tabella:

**Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting**

<b>Parametri JG</b>					
<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\phi</math></b>	<b>c</b>	<b>UCS</b>	<b>E</b>	<b><math>\nu</math></b>
[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[-]
22	36	150	590	450	0.3

Il livello della falda considerato è distinto per condizioni di breve periodo e lungo periodo considerando il livello di piano campagna è pari a:

**Tabella 3 Livelli di falda**

	m da p.c.	m.s.l.m
Livello piezometrico da MTL2T1A0DGEOSMOT001	-10	+216.58
Livello piezometrico di riferimento	-8.5	+218.08
B T (+1.5 da livello piezometrico di riferimento) - Fase costruttiva	-7.0	+219.58
L T (+3 da breve termine) - Ultimo stage	-4.0	+222.58

Il livello di falda utilizzato per le analisi corrisponde ai dati del 2018, che rispetto alle letture estratte nel 2021, presentano condizioni più sfavorevoli.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## 5. PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE

### 5.1 Analisi numeriche e progettazione strutturale

Per l'analisi e la progettazione strutturale delle strutture interne definitive, ogni stazione è stata schematizzata utilizzando diversi modelli strutturali rappresentativi dei principali componenti costituenti la struttura.

Il primo corrisponde alla sovrastuttura e alle strutture interne principali per le quali è stato sviluppato un modello tridimensionale agli elementi finiti che considera il solaio di copertura e i solai intermedi.

Il secondo componente si tratta della soletta di fondazione per la quale è stato creato un modello bidimensionale agli elementi finiti con i carichi verticali considerando l'effetto dell'interazione tra la piastra di fondazione e il terreno con le fondazioni sottostanti.

Infine, per le altre strutture interne, sono stati sviluppati una serie di modelli specifici per detti componenti strutturali, tra cui spiccano le fodere interne e altri componenti secondari quali scale fisse, banchine, muri di sottobanchina, ecc., che consentono di determinare le sollecitazioni da considerare nei modelli precedenti.

L'analisi strutturale è stata implementata tramite i programmi Sap2000 di CSI e Robot di Autodesk. In tutti i casi sono stati utilizzati elementi di tipo "frame/beam" per modellare elementi unidimensionali come pilastri e travi, ed elementi "shell" per modellare elementi bidimensionali come solai, che sono stati disposti in corrispondenza del baricentro della sezione del componente strutturale.

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni dei carichi, nonché i coefficienti di sicurezza dei materiali indicati nelle NTC2018. I metodi di analisi utilizzati sono della tipo statico lineare.

Per lo stato limite di esercizio (SLE) vengono verificate le aperture delle fessure e le tensioni massime nei materiali ed in particolare, per considerare gli effetti del fluage a lungo termine del calcestruzzo sotto carichi costanti e per il controllo delle deformazioni, è prevista una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari 2,75.

Per lo stato limite ultimo (SLU) vengono verificati gli elementi frame/beam soggetti a carico assiale, momento flettente e taglio, secondo le specifiche NTC2018. Negli elementi shell, per incorporare gli effetti dei momenti torsionali nella progettazione delle solette, viene utilizzato il metodo di Wood & Armer (1968). Questa metodologia è implicitamente incorporata nel cosiddetto sandwich *model* implementato nel programma Sap2000. (Ref. *Concrete shell reinforcement design. Technical Note. Design Information. CSI Computer and structures, inc. February 2017*).

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## 5.2 Caratterizzazione sismica

Secondo quanto prescritto dal D.M. 17 gennaio 2018, ai fini delle verifiche di sicurezza delle strutture devono essere definiti i seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera: intesa come il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è stata destinata senza necessita di manutenzioni. Per l'opera oggetto di questo elaborato si considera una vita nominale  $V_N=100$  anni;
- Classe d'uso: in presenza di azioni sismiche, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi  $z < d'uso$ . Nel caso in esame si fa riferimento alla classe d'uso III (coefficiente pari a 1.5);
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: viene definito come il prodotto tra la vita nominale ed il coefficiente d'uso. Per il caso in esame il periodo di riferimento è di 150 anni.

A partire dalla posizione sul territorio nazionale dell'opera, e in dipendenza dei parametri su descritti, vengono definiti i parametri sismici necessari per le verifiche:

- *Vita nominale dell'opera ( $V_N$ ):* nel caso delle stazioni è di **100 anni**;
- *Classe d'uso ( $C_u$ ):* In caso di costruzioni che prevedono affollamenti significativi **la classe è III**, a cui è associato un coefficiente di 1.5;
- *Periodo di riferimento ( $V_R$ ):* prodotto tra la vita nominale e la classe d'uso ed è pari a **150 anni**.
- *Periodo di ritorno ( $T_R$ ):*  $T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR})$ , considerando  $P_{VR}$  la probabilità di superamento nel periodo di riferimento e considerando la condizione SLV, ovvero lo stato limite di salvaguardia della vita.

**Tabella 4 Probabilità di superamento PVR con SLV**

<b>VN [anni]</b>	<b>Cu</b>	<b>VR [anni]</b>	<b>PVR</b>	<b>TR [anni]</b>
100	1.5	150	10%	1424

In relazione al tempo di ritorno e alla probabilità di superamento dello stato limite considerato è possibile dedurre i parametri di accelerazione massima ( $a_g$ ) e i parametri spettrali ( $F_0$ ,  $T^*c$ ).

**Tabella 5 Parametri sismici del sito**

<b>Stazione</b>	<b><math>a_g</math> [g]</b>	<b>F0</b>	<b><math>T^*c</math> [sec]</b>
MOLE/GIARDINI	0.067	2.890	0.292

Vi saranno effetti amplificativi dovuti alla stratigrafia ed alla topografia del suolo, tenuti in conto con i seguenti coefficienti:

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

- *Coefficiente topografico ( $S_T$ )*: per superfici pianeggianti è considerato pari a **1**.
- *Coefficiente stratigrafico ( $S_S$ )*: Per sottosuolo di categoria B è considerato pari a **1.2**.

Di conseguenza il valore dell'accelerazione orizzontale massima in superficie è:

$$a_{max} / g = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 1.2 \cdot 1 \cdot 0.067 = 0.0804$$

### 5.3 Combinazioni di carico

In accordo con le NTC2018 le combinazioni di carico considerate e verificate nel seguito sono:

- |   |           |
|---|-----------|
| • Stato limite di servizio                              | SLE       |
| • Stato limite ultimo verifiche STR: Combinazione A1+M1 | SLU1      |
| • Stato limite ultimo verifiche GEO: Combinazione A2+M2 | SLU2      |
| • Sisma verifiche STR: Combinazione A1 (unitari)+M1     | SISMA STR |
| • Sisma verifiche GEO: Combinazione A2 (unitari)+M2     | SISMA GEO |

A seconda della verifica che si intende effettuare, verranno utilizzati coefficienti che riducono i parametri meccanici di resistenza del terreno o coefficienti che amplificano gli effetti delle azioni.

In particolare, sono stati considerati i seguenti coefficienti per le verifiche:

**Tabella 6 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)**

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Tabella 7 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)**

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

**Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 8 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab. 6.5.I)**

**Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

## 5.4 Criteri della modellazione numerica

### 5.4.1 Carichi

#### 5.4.1.1 Azione sismica

L'azione sismica valutata secondo il metodo di Wood (1973), che fornisce la sovrappinta sismica del terreno su una parete interrata.

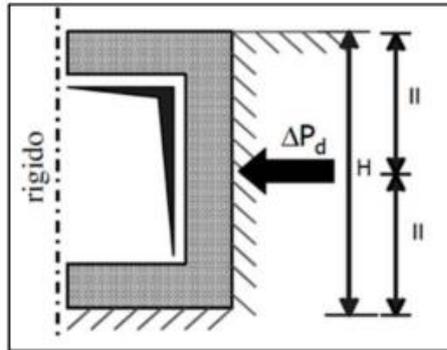


Figura 4. Schematizzazione metodo di Wood

Il metodo di Wood è utilizzato nel caso di manufatti scatolari e l'incremento di spinta legato al sisma può essere stimato secondo la relazione:

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

In cui  $\gamma$  è il peso specifico del terreno supposto uniforme, dove  $\frac{a_g}{g}$  è l'accelerazione orizzontale massima in superficie ( $\frac{a_{max}}{g}$ ). Poiché tale risultate ha il punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro, è possibile assumere considerare una pressione uniforme di entità pari a:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

L'impatto dell'azione sismica viene valutata per una condizione di carico di lungo periodo in cui sono presenti le fodere interne della struttura alle quali è affidata la spinta idrostatica della falda. Pertanto, la paratia è scaricata della spinta dell'acqua e l'azione sismica è ripartita tra la paratia e le fodere interne secondo la relazione:

$$p_{paratia} = P_{Tot} \frac{I_{paratia}}{I_{paratia} + I_{fodera}}$$

$$p_{Fodera} = P_{Tot} \frac{I_{Fodera}}{I_{paratia} + I_{fodera}}$$



## 6. ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE STRUTTURALI

### 6.1 La Sovrastruttura e le strutture interne principali

#### 6.1.1 Generalità

La *sovrastuttura e le strutture principali interne* considerano il solaio di copertura (piano stradale), i solai intermedi (piano atrio, primo mezzanino e secondo mezzanino), per le quali è stato sviluppato un modello tridimensionale agli elementi finiti. La Figura 5 mostra una vista tridimensionale del modello utilizzato presso la stazione Mole/Giardini Reali (SMO) nella configurazione finale. La Figura 6 mostra uno schema semplificato del modello di analisi strutturale, evidenziando la disposizione degli elementi bidimensionali di tipo shell per modellare il solaio di copertura, la soletta di fondazione, l'atrio e le mezzanine.

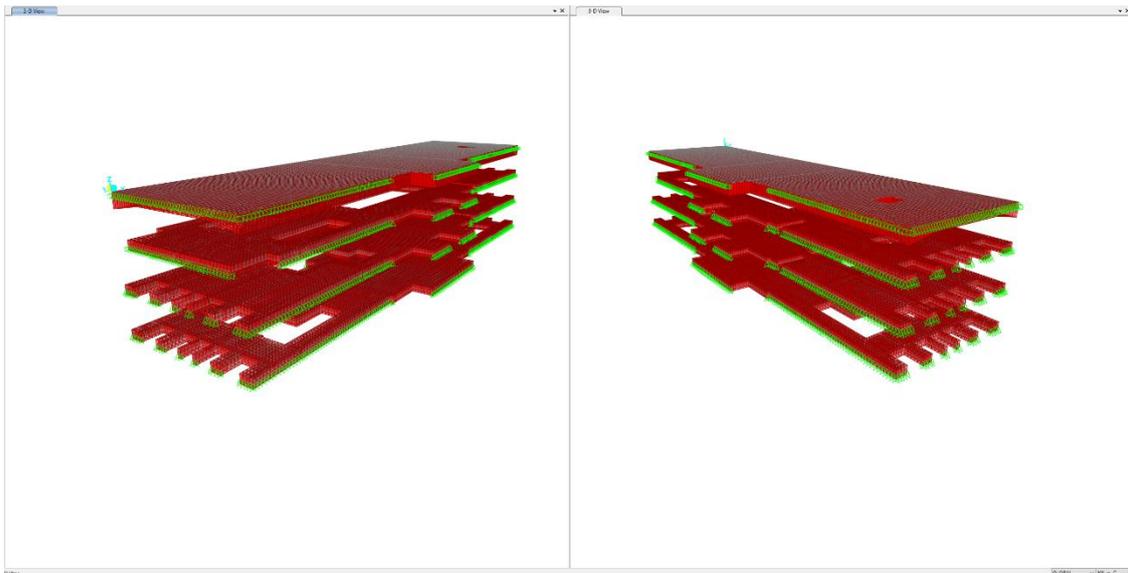
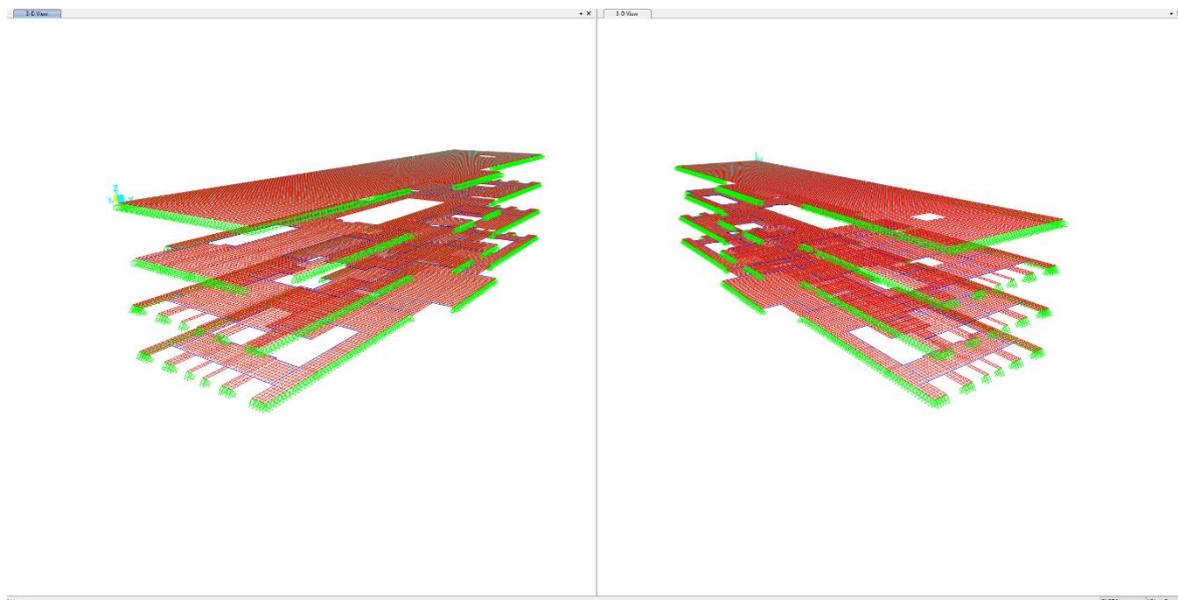


Figura 5. Modello di visualizzazione



**Figura 6. Modello 3D schematico**

Il solaio di copertura è costituito da una soletta piena di spessore variabile fra 1,20-2,00m, tranne nella zona centrale (tra gli assi 3-4) dove lo spessore aumenta di 15 cm estradosso. Per la progettazione sono state considerate due situazioni; la prima, considera l'incastro con i diaframmi perimetrali modellati attraverso una molla rotazionale di rigidità equivalente  $K_t = 4EI/L$ , e la seconda, semplicemente appoggiato ai diaframmi perimetrali di spessore 1,20m.

I solai intermedie sono costituiti da una soletta piena di spessore 1,20m, semplicemente appoggiato sui diaframmi perimetrali dove, per garantire l'appoggio per la connessione, è prevista una scanalatura profonda 0,20m e alta 1,30m, con una tolleranza di  $\pm 15$  cm.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

### 6.1.2 Modello strutturale

I modelli strutturale consistono di un modello tridimensionale agli elementi finiti che considera il solaio di copertura, i solai intermedi (atrio e mezzanine).

Il modello strutturale riproduce fedelmente la distribuzione delle aperture disposte sulla soletta di copertura e sui solai intermedi. Le Figure allegate mostrano le viste in pianta dei solai. Sia la soletta di copertura che le solette intermedie risultano essere semplicemente appoggiate sul loro perimetro sostenute dai diaframmi perimetrali.

Per tutti gli elementi *shell*, il sistema di assi locali è stato definito in modo tale che la direzione 1-1 corrisponda alla direzione longitudinale della stazione, e la direzione 2-2 corrisponda alla direzione trasversale della stazione.



**Figura 7. Soletta di copertura (livello strada)**



Figura 8. Soletta intermedia (livello atrio)



Figura 9. Soletta intermedia (livello primo mezzanino)

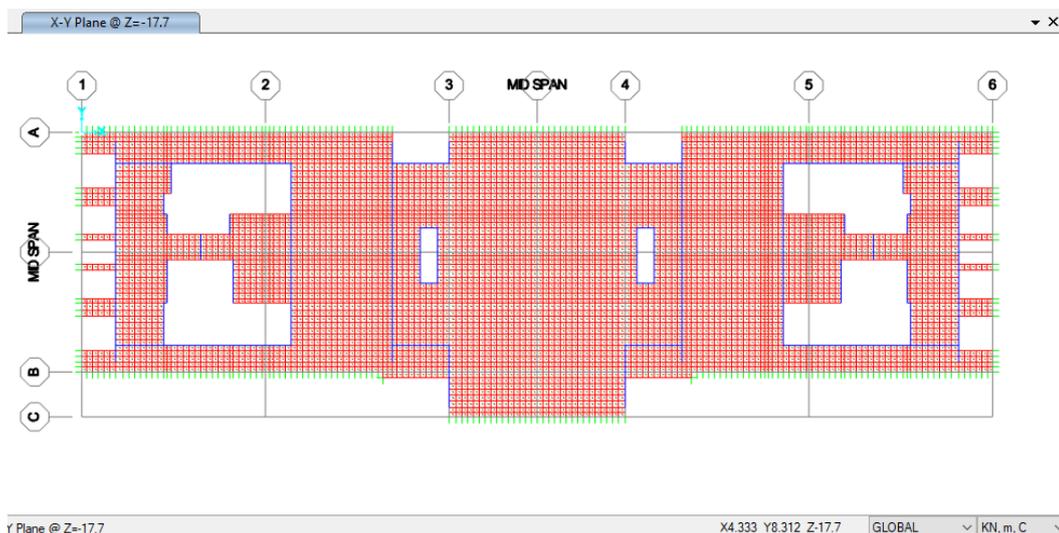


Figura 10. Soletta intermedia (livello secondo mezzanino)

### 6.1.3 Carichi e combinazioni

#### - *Soletta di copertura:*

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente) = spessore x 25 kN/m<sup>3</sup> (G<sub>1</sub>-Dead)

Massetto per formazione pendenze = 0,15m x 24 kN/m<sup>3</sup> = 3,60 kN/m<sup>2</sup> (G<sub>2</sub> - S\_Dead)

Rinterro zona laterale (assi 1-3/4-6) = (1,65 + 0,50) m x 20 kN/m<sup>3</sup> = 43,0 kN/m<sup>2</sup> (G<sub>3</sub> - Rinterro)

Rinterro zona centrale (assi 3-4) = (1,50 + 0,50) m x 20 kN/m<sup>3</sup> = 40,0 kN/m<sup>2</sup> (G<sub>3</sub> - Rinterro)

Carichi variabili:

Sovraccarichi esterni = 20,0 kN/m<sup>2</sup> (Q<sub>1</sub> - Live)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

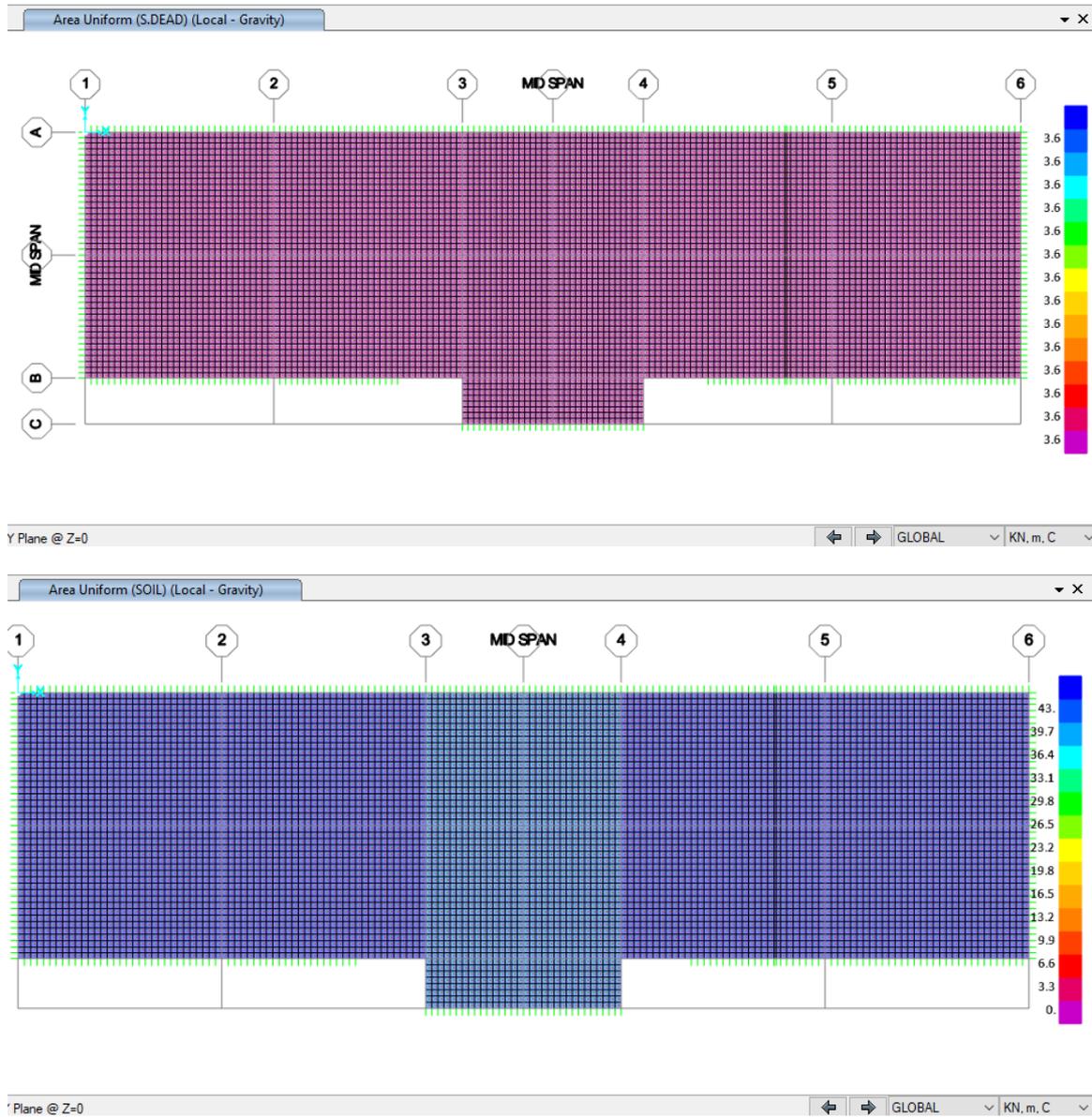


Figura 11. Carichi permanenti sulla soletta di copertura

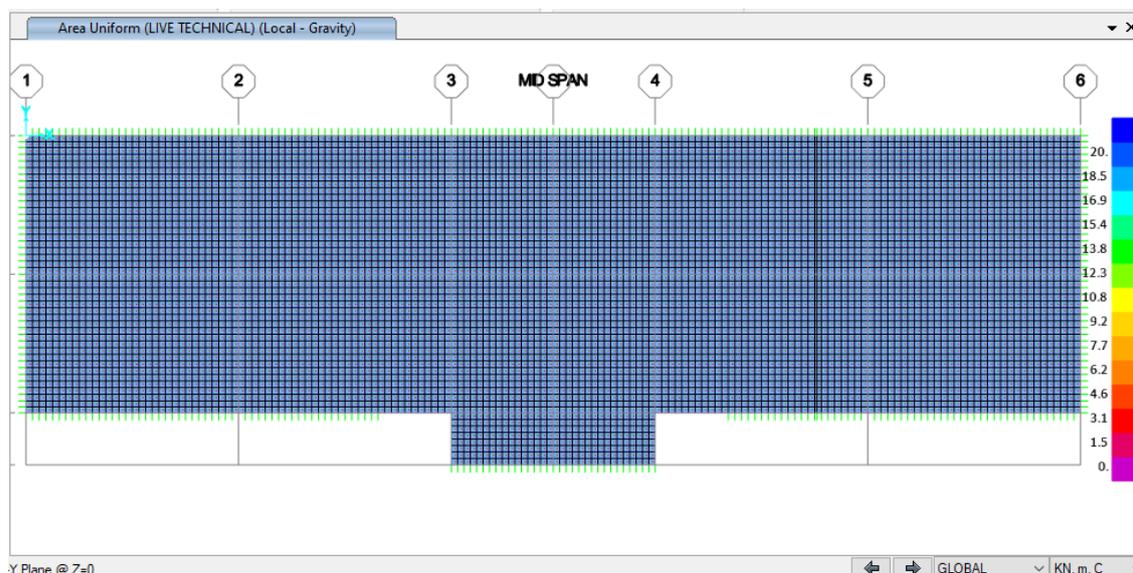


Figura 12. Carichi variabili sulla soletta di copertura

- Solaio intermedio (livello atrio):

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente)  $1,20\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 30,0 \text{ kN/m}^2$  ( $G_1$ -Dead)

Pavimentazione =  $0,15\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN/m}^2$  ( $G_2$  -  $S$ \_Dead)

Divisori interni =  $P \times H$  (kN/m) =  $3,30 \text{ kN/m}^2 \times 4,65\text{m} = 15,35 \text{ kN/m}$  ( $G_2$  -  $S$ \_Dead)

Peso tramezzi e della struttura di supporto  $P = 3,30 \text{ kN/m}^2$

Altezza libera delle divisioni interni  $H$  (m) = 4,65m (Nota 1)

Carichi variabili: ( $Q_1$  - Live)

Sovraccarichi nelle aree pubbliche =  $5,0 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarichi aree tecniche (non sistema) =  $10,0 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarichi aree tecniche (sistema) =  $20,0 \text{ kN/m}^2$



Nota 1: Per l'applicazione dei carichi lineari, sono stati incorporati elementi virtuali del tipo a *frame* (*section none*) in corrispondenza della loro posizione sul solaio, e i carichi applicati agli elementi come carichi distribuiti calcolato come  $P \times H$ , in modo che il loro effetto si traduca in carichi puntuali sui nodi di *meshing*.

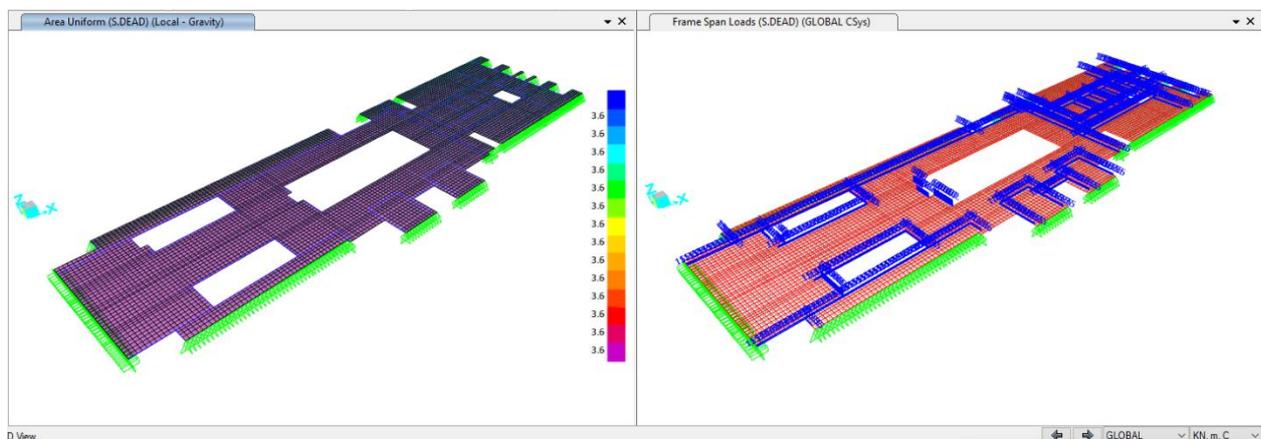


Figura 13. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – livello atrio

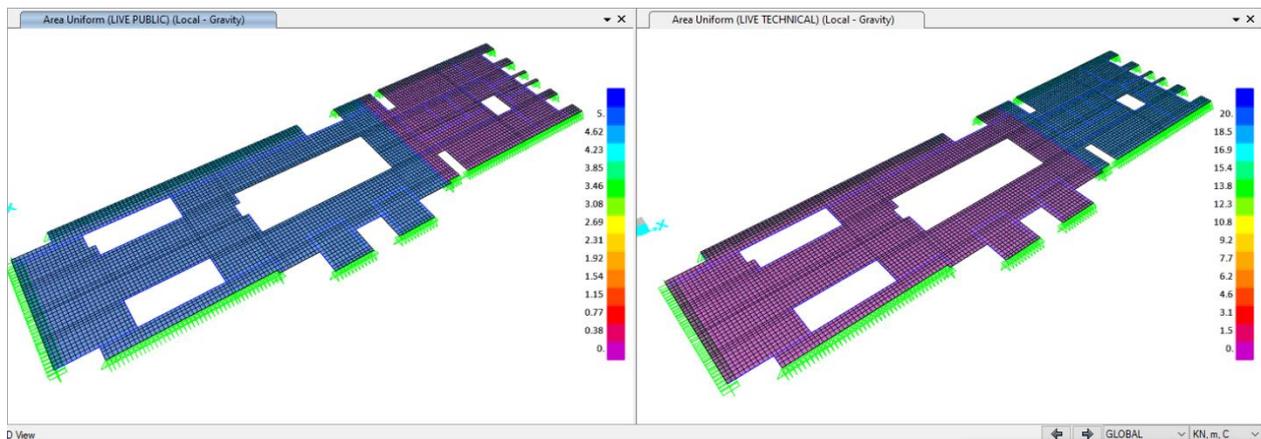


Figura 14. Carichi variabili sulla soletta di intermedia – livello atrio

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

- Solaio intermedio (livello primo mezzanino):

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente)  $1,20\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 30,0 \text{ kN/m}^2$  ( $G_1$ -Dead)

Pavimentazione =  $0,15\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN/m}^2$  ( $G_2$  -  $S\_Dead$ )

Divisori interni =  $P \times H$  ( $\text{kN/m}$ ) =  $3,30 \text{ kN/m}^2 \times 4,65\text{m} = 15,35 \text{ kN/m}$  ( $G_2$  -  $S\_Dead$ )

Peso tramezzi e della struttura di supporto  $P = 3,30 \text{ kN/m}^2$

Altezza libera delle divisioni interni  $H$  (m) = 4,65m (Nota 1)

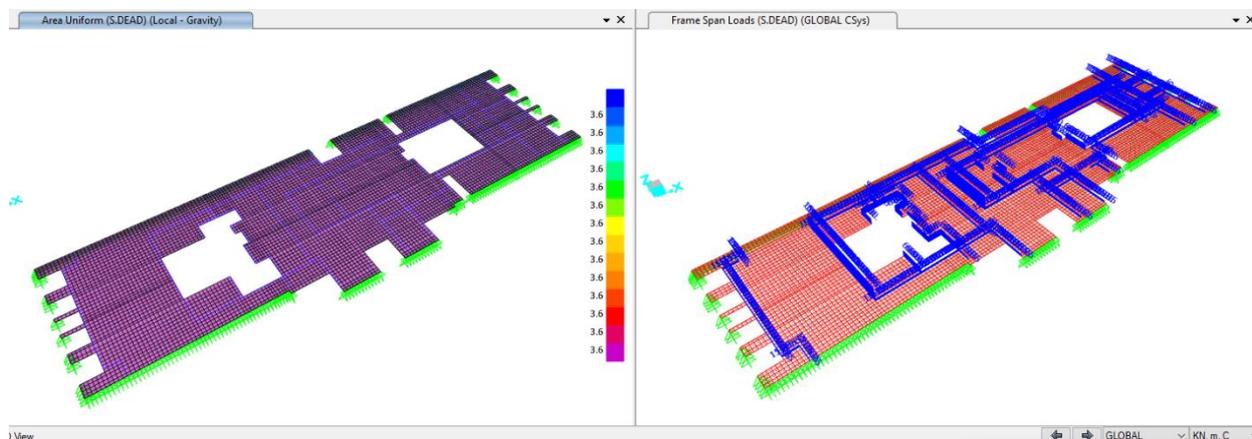
Carichi variabili: ( $Q_1$  - Live)

Sovraccarichi nelle aree pubbliche =  $5,0 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarichi aree tecniche (non sistema) =  $10,0 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarichi aree tecniche (sistema) =  $20,0 \text{ kN/m}^2$

Nota 1: Per l'applicazione dei carichi lineari, sono stati incorporati elementi virtuali del tipo a *frame (section none)* in corrispondenza della loro posizione sul solaio, e i carichi applicati agli elementi come carichi distribuiti calcolato come  $P \times H$ , in modo che il loro effetto si traduca in carichi puntuali sui nodi di *meshing*.



**Figura 15. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – primo mezzanino**

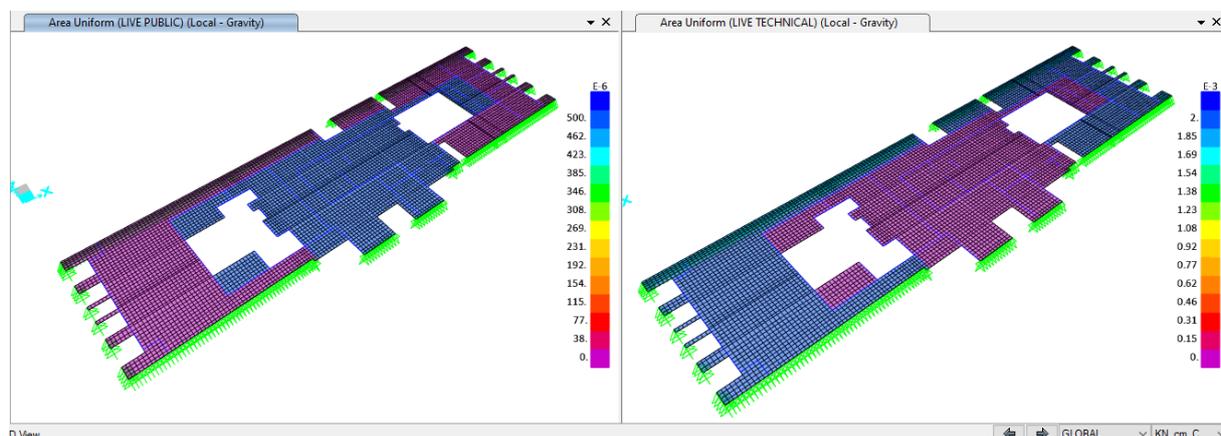


Figura 16. Carichi variabili sulla soletta di intermedia – primo mezzanino

- Solaio intermedio (livello secondo mezzanino):

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente)  $1,20\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 30,0 \text{ kN/m}^2$  ( $G_1$ -Dead)

Pavimentazione =  $0,15\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN/m}^2$  ( $G_2$  -  $S$ \_Dead)

Divisori interni =  $P \times H$  (kN/m) =  $3,30 \text{ kN/m}^2 \times 4,65\text{m} = 15,35 \text{ kN/m}$  ( $G_2$  -  $S$ \_Dead)

Peso tramezzi e della struttura di supporto  $P = 3,30 \text{ kN/m}^2$

Altezza libera delle divisioni interni  $H$  (m) = 4,65m (Nota 1)

Carichi variabili: ( $Q_1$  - Live)

Sovraccarichi nelle aree pubbliche =  $5,0 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarichi aree tecniche (non sistema) =  $10,0 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarichi aree tecniche (sistema) =  $20,0 \text{ kN/m}^2$

Nota 1: Per l'applicazione dei carichi lineari, sono stati incorporati elementi virtuali del tipo a *frame* (*section none*) in corrispondenza della loro posizione sul solaio, e i carichi applicati agli elementi come carichi distribuiti calcolato come  $P \times H$ , in modo che il loro effetto si traduca in carichi puntuali sui nodi di *meshing*.

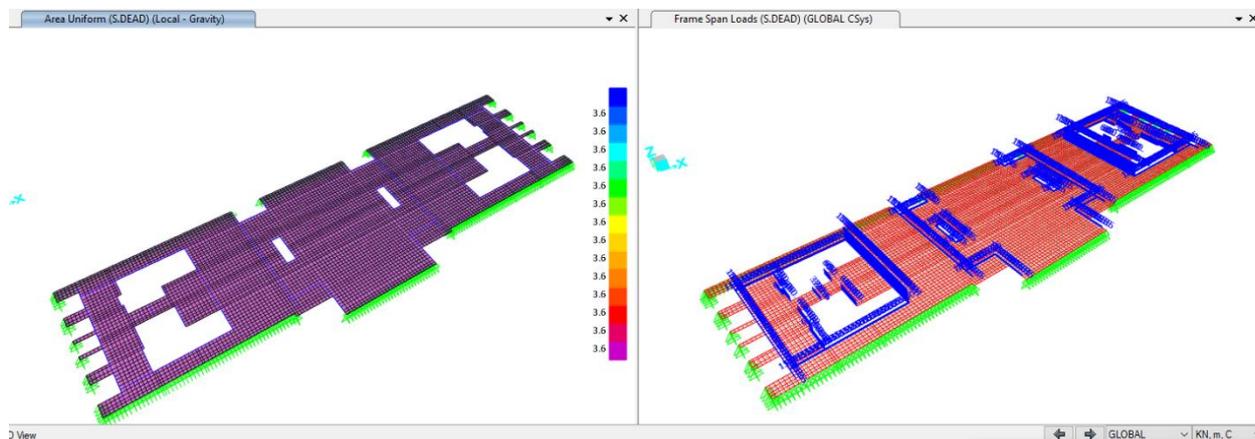


Figura 17. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – secondo mezzanino

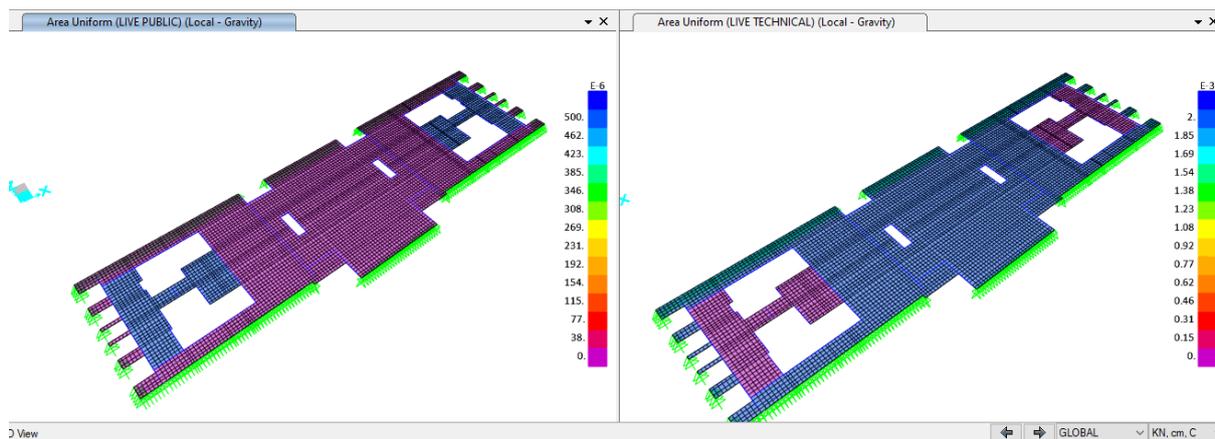


Figura 18. Carichi variabili sulla soletta di intermedia – secondo mezzanino

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC2018.

$$\text{SLU: } 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 G_3 + 1,50 Q_1$$

$$\text{SLE: } G_1 + G_2 + G_3 + \Psi_{2,1} Q_1 \quad \text{dove } \Psi_{2,1} = 1,00 \quad \text{conservativamente, per combinazione quasi-permanente a lungo termine}$$

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

$$\text{Calcestruzzo: } \gamma_c = 1,50$$

$$\text{Acciaio di rinforzo: } \gamma_s = 1,15$$

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

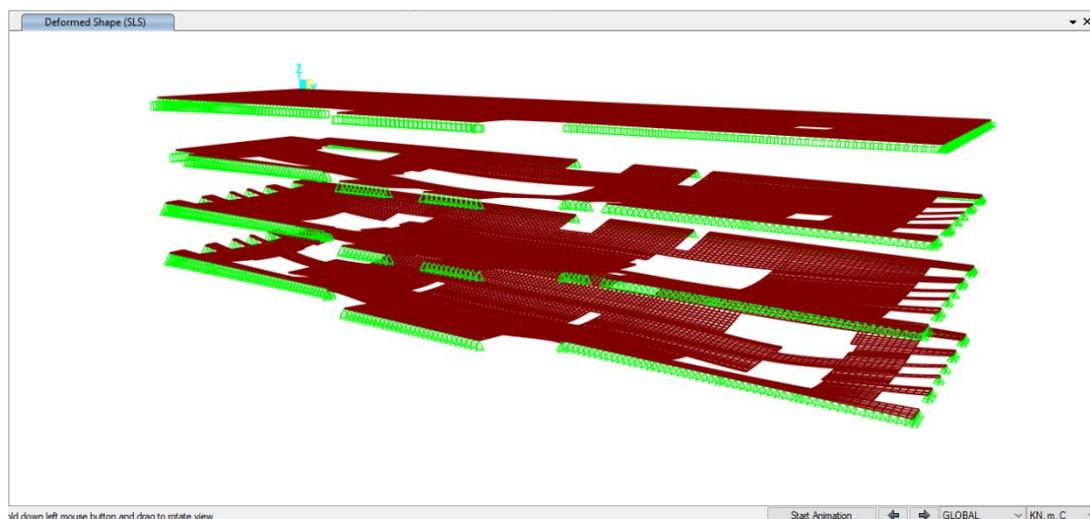
#### 6.1.4 Risultati e verifiche strutturali

Nei paragrafi seguenti sono riportati i risultati della combinazione SLE e gli involuipi delle combinazioni SLU.

I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione.

Gli involuipi della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.

La Figura mostra una vista della deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali.



**Figura 19. Deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali**

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

#### 6.1.4.1 Soletta di copertura

L'ALLEGATO A presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta di copertura

- Verifiche SLU – Soletta di copertura (livello strada)

i) Verifica a flessione:

spessore di soletta minimo = 120cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \quad A_{s,min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 115 = 19.27 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 24/200$$

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast (cm<sup>2</sup>/cm).

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

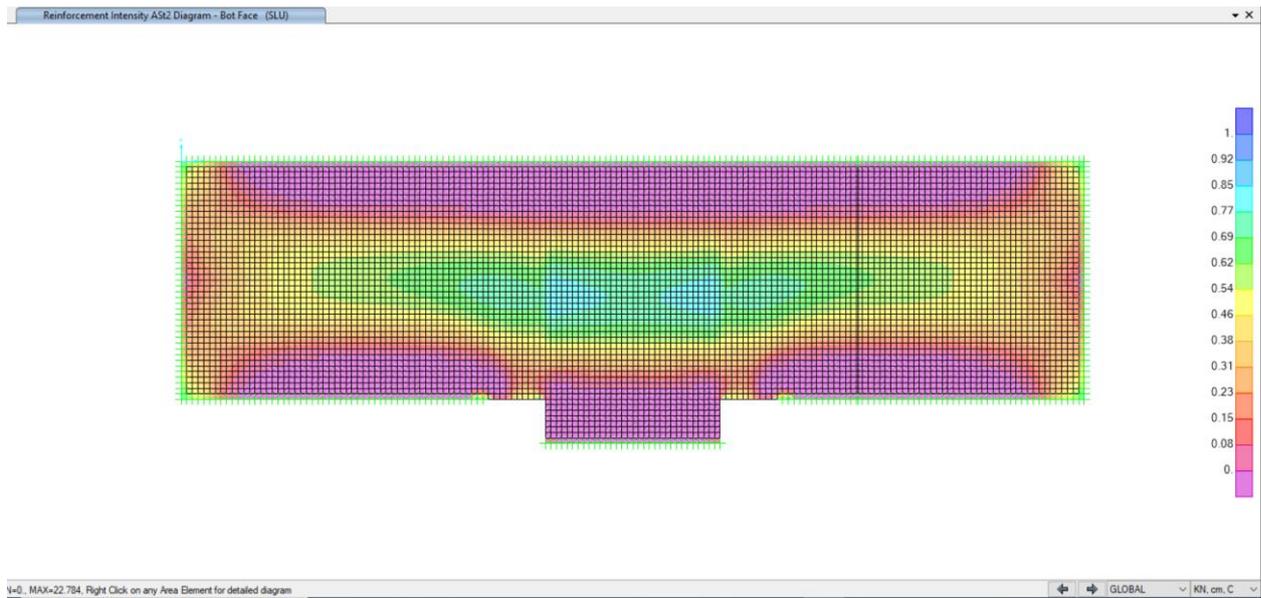
Per le verifiche SLU della soletta di copertura sono considerate due condizioni; la prima, considera l'incastro con i diaframmi perimetrali modellati attraverso una molla rotazionale di rigidità equivalente  $K_t = 4EI/L$ , e la seconda, semplicemente appoggiato ai diaframmi perimetrali di spessore 1,20m.

$$E = 30000 \text{ MPa} \quad I = 1 \times (1.2)^3 / 12 = 0.144 \text{ m}^4 \quad L = 5 \text{ m}$$

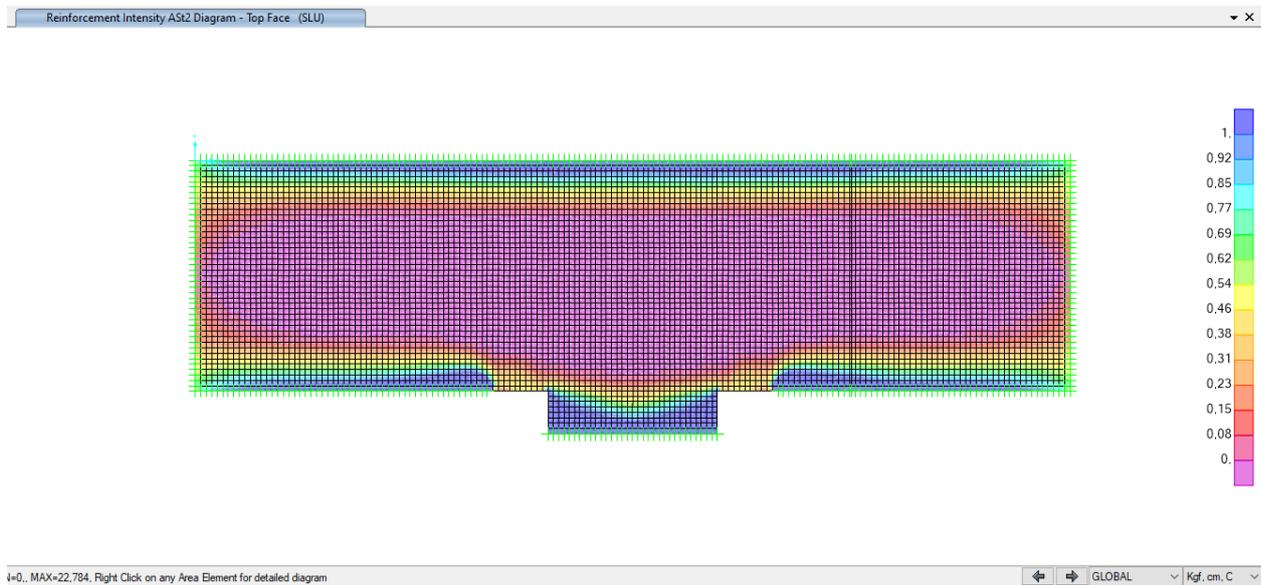
$$K_t = 4EI/L = 4 \times 30 \times 10^6 \times 0.144 / 5 = 3.456 \times 10^6 \text{ kN.m/rad /m}$$



- **Caso 1: Incastro**



**Figura 20. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia inferiore - direzione trasversale**



**Figura 21. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia superiore - direzione trasversale**



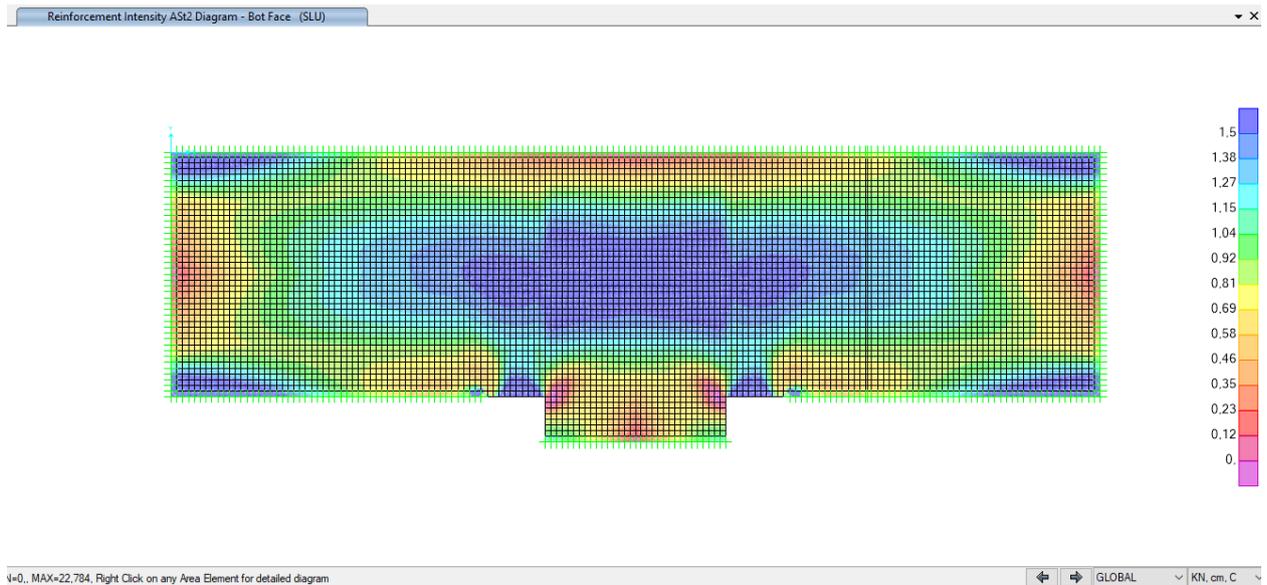
CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

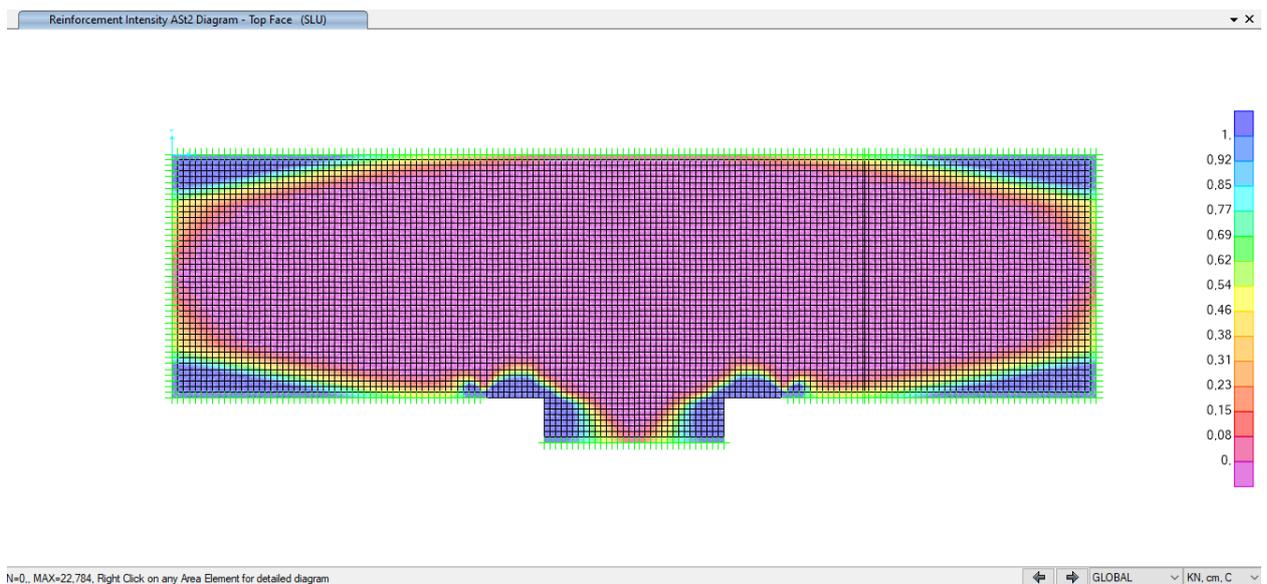
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## - Caso 2: Cerniera



**Figura 22. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia inferiore - direzione trasversale**



**Figura 23. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia superiore - direzione trasversale**

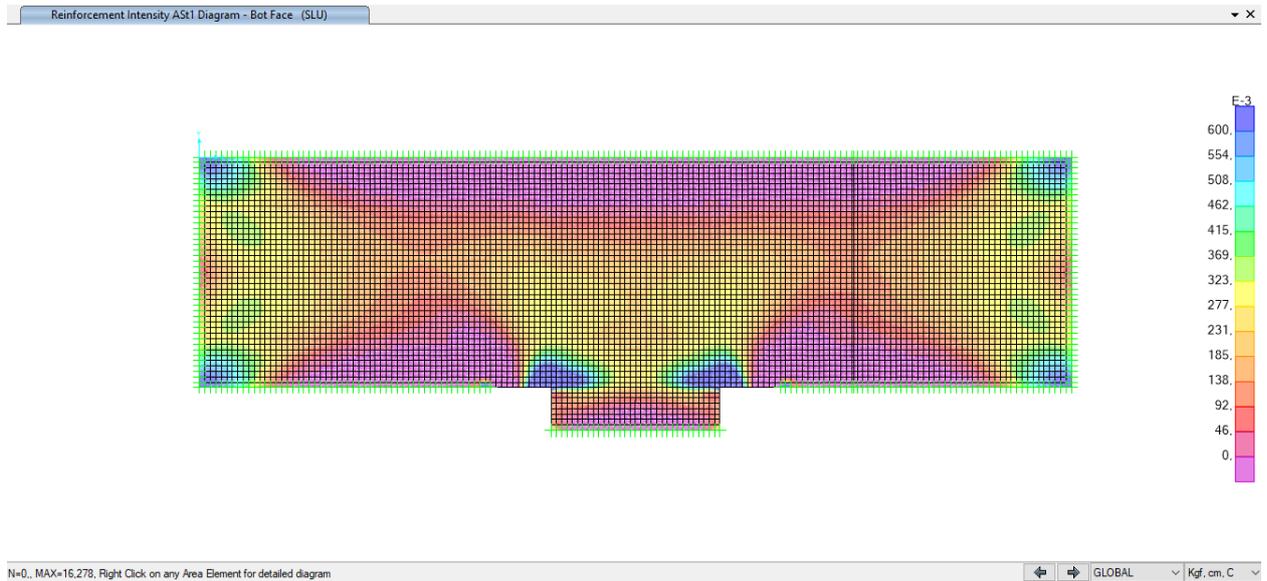


CITTA' DI TORINO

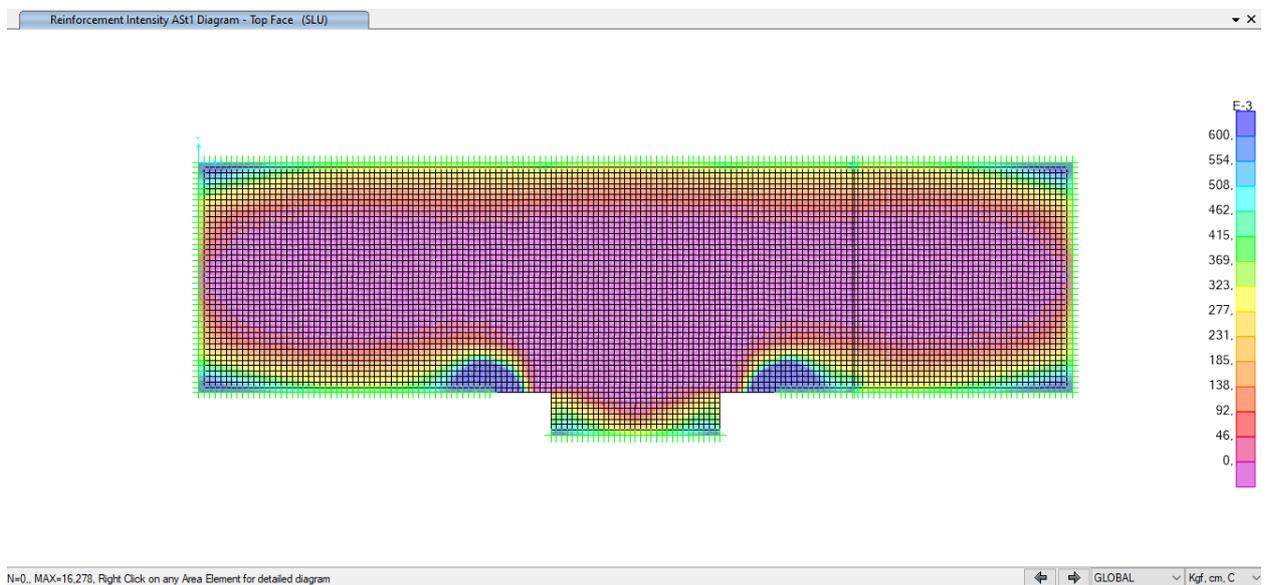
Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1



**Figura 24. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia inferiore - direzione longitudinale**



**Figura 25. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia superiore - direzione longitudinale**

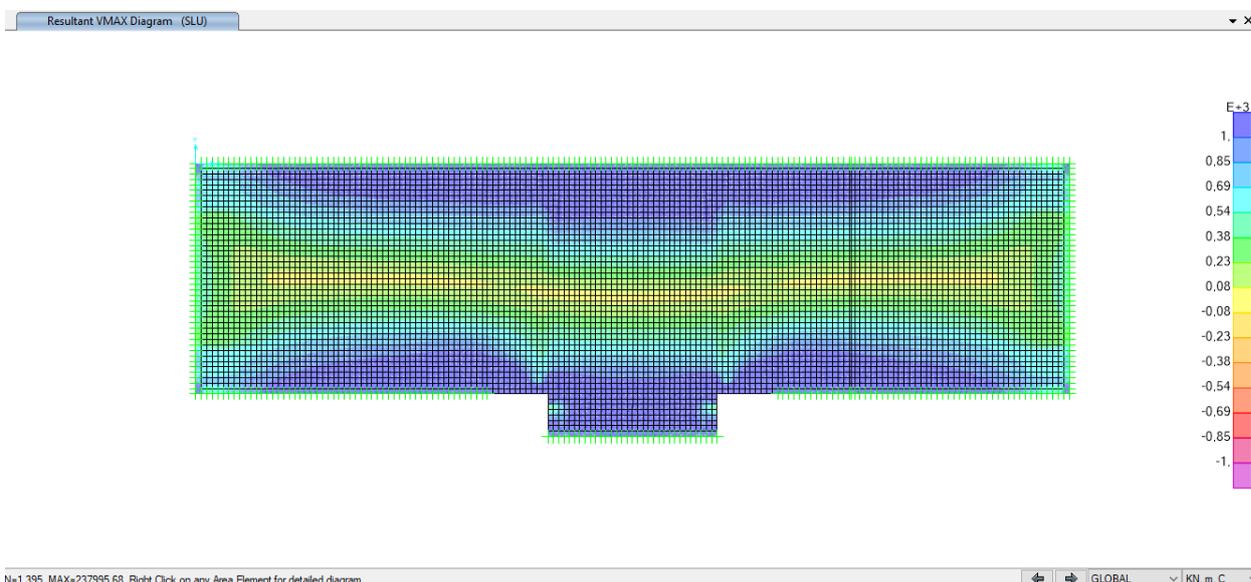
 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Nella tabella seguente sono riepilogate l'involuppo delle armature della soletta di copertura:

**Tabella 9 Armature soletta di copertura**

Tra assi	Posizione	Supporto sinistro	Campata	Supporto destro
<b>1-3</b>	Trasv. Superiore	2φ32/100	φ26/100	2φ32/100
	Trasv. Inferiore	φ26/100	2φ32/100	φ26/100
<b>4-6</b>	Long. Superiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100
	Long. Inferiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100
<b>3-4</b>	Trasv. Superiore	2φ32/100	φ26/100	2φ32/100
	Trasv. Inferiore	φ26/100	2φ32/100	φ26/100
	Long. Superiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100
	Long. Inferiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100

ii) Verifica al taglio:



**Figura 26. Taglio massimo**

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$

Zona 1: Entro 2d del cambio di sezione  $A_{st} = 4\phi 20/20$   $V_{Rd} = 3553 \text{ kN/m} > V_{max}$



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Zona 2: Resto soletta

$$A_{st} = 2\phi 20/40 \quad V_{Rd} = 888 \text{ kN/m}$$

- Verifiche SLE – Soletta di copertura

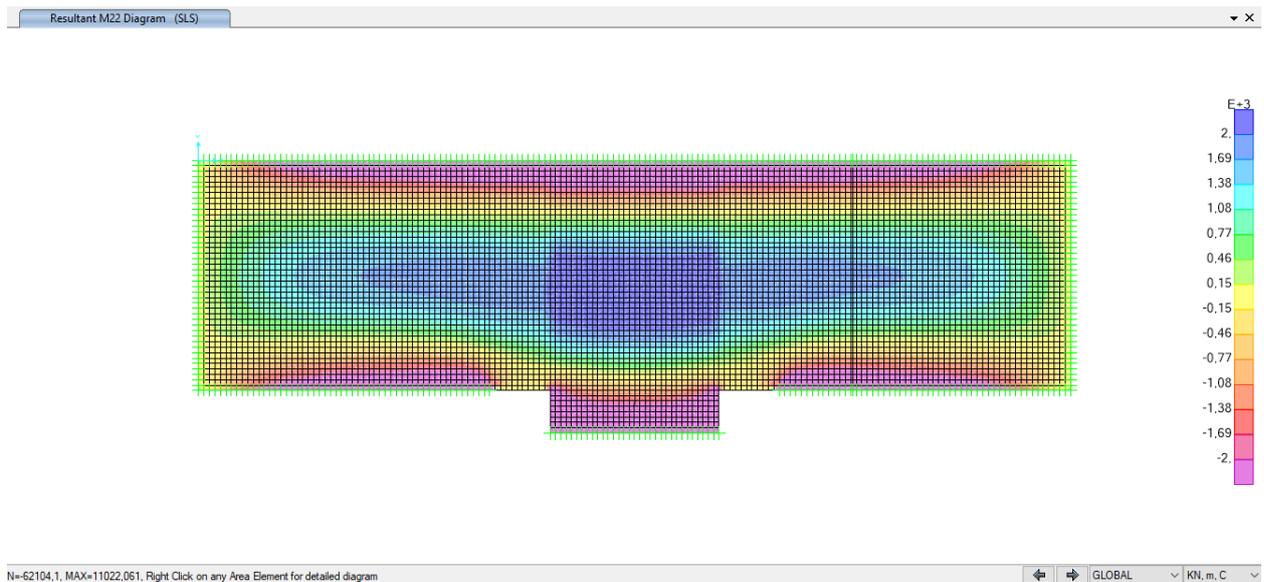


Figura 27. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

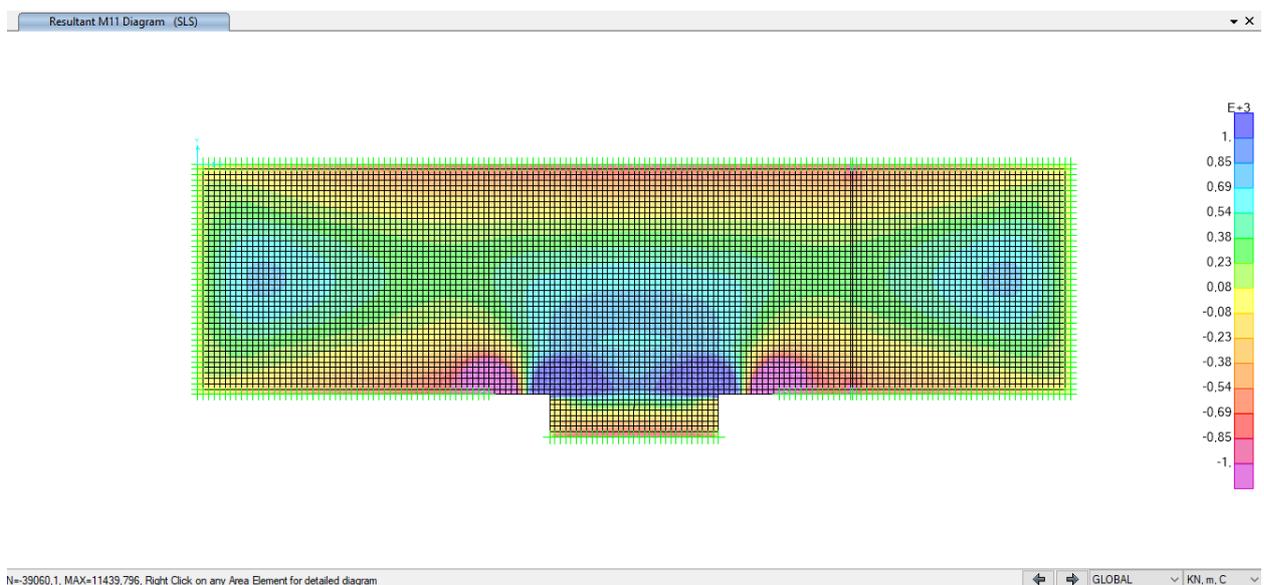


Figura 28. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE



## i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il  $M_{lim}$  è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [ M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s} ]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

**Tabella 10 Capacità delle sezioni tipologiche**

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As' (cm <sup>2</sup> /m)	M <sub>lim</sub> (kN.m/m)	M <sub>Rd</sub> (kN.m/m)
T1	120	112.5	2φ32/100	φ26/100	3500	6175
T2	135	127.5	2φ32/100	φ26/100	3900	7120
T3	200	192.5	2φ32/100	φ26/100	6200	11212
T4	215	207.5	2φ32/100	φ26/100	6700	12155
L1	120	110	φ26/100	φ26/100	970	2160
L2	135	125	φ26/100	φ26/100	1100	2470
L3	200	190	φ26/100	φ26/100	1400	3820
L4	215	205	φ26/100	φ26/100	1500	4130

Dal confronto dei momenti flettenti massimi  $M_{max}$  per SLE con i momenti limite  $M_{lim}$  di ciascuna sezione tipologica utilizzata, si verifica che  $M_{max} < M_{lim}$

L'allegato A include come riferimento un esempio di calcolo dei momenti flettenti  $M_{lim}$  e  $M_{Rd}$  per la sezione T1, ottenuto tramite il software RC-SEC

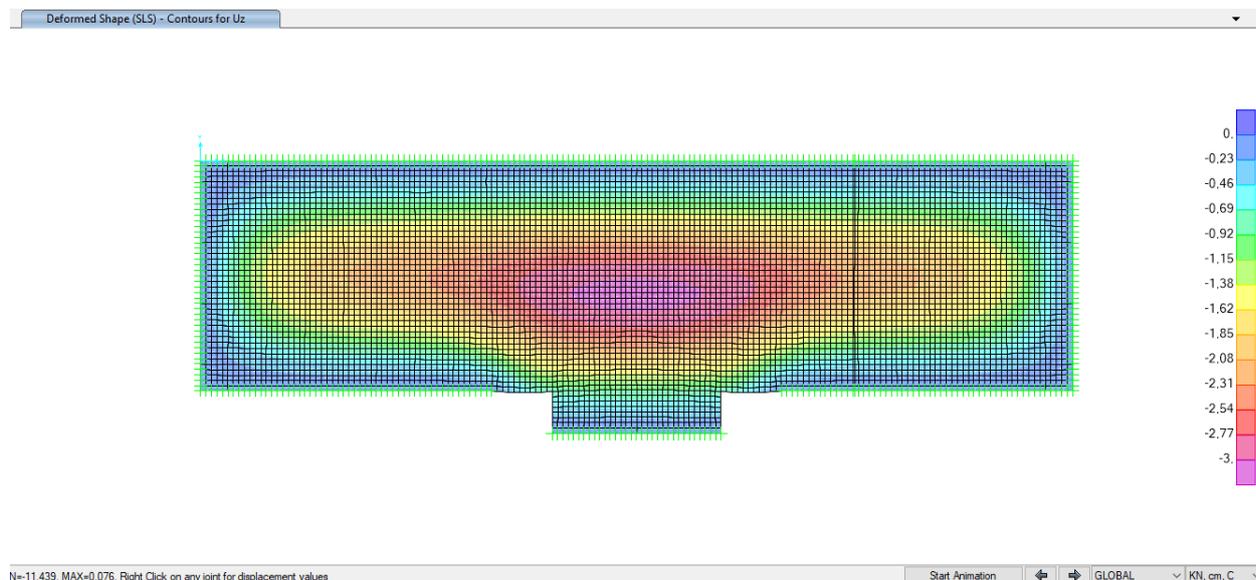
 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

ii) Verifica deformazione

NTC2018 §4.1.2.2.2. / Eurocode 2 § 7.4

Per garantire l'aspetto e l'utilità generale della struttura, e prevenire le flessioni che potrebbero danneggiare le parti adiacenti della struttura è fissato il limite di deformabilità a carichi quasi permanenti = luce/250. L'abbassamento viene valutato rispetto ai supporti. Per compensare parte della deflessione viene stabilita una contro freccia centrale  $\delta_{cf} = 4\text{cm}$  ( $\sim 1/500$ )

La Figura mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.



**Figura 29. Deformazione verticale Uz – SLE**

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite  $\Delta/L < 1/250$ , dove:

$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{sup}}$  ... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

**Tabella 11 Verifica deformazione**

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{supp}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
2	20,80	2,17	1/960
3	24,70	2,91	1/850
mid span	24,70	3,10	1/800
4	24,70	2,91	1/850
5	20,80	2,17	1/960

#### 6.1.4.2 Soletta intermedia livello atrio

L'ALLEGATO B presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta intermedia

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Atrio)

- i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 120cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 115 = 19.27 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 24/200$$

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast (cm<sup>2</sup>/cm).

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

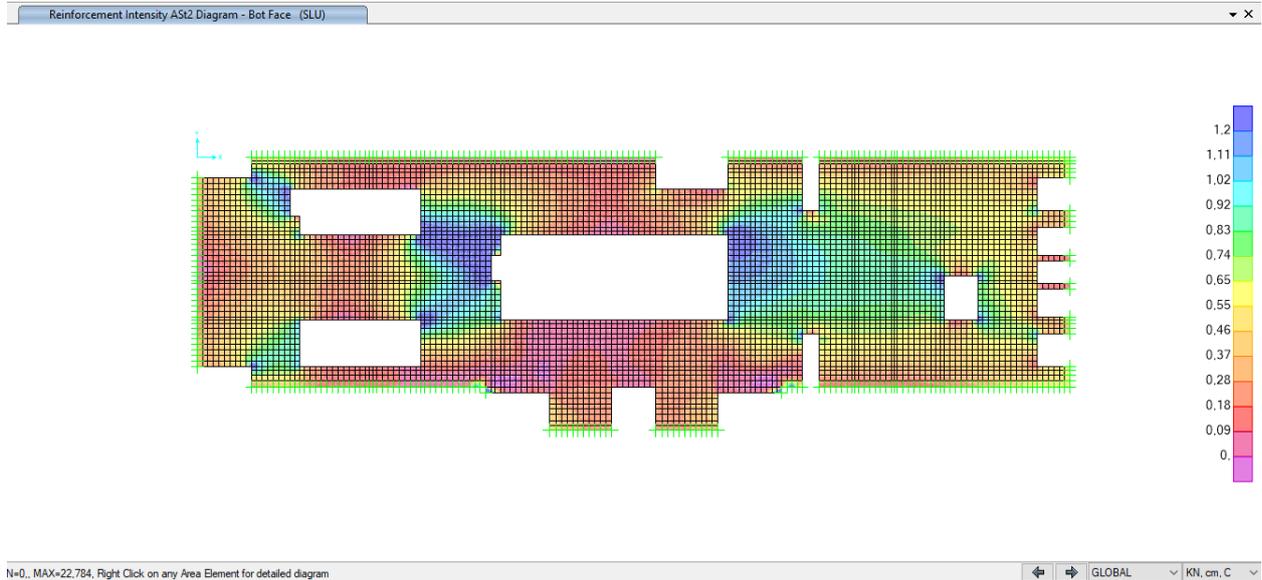


CITTA' DI TORINO

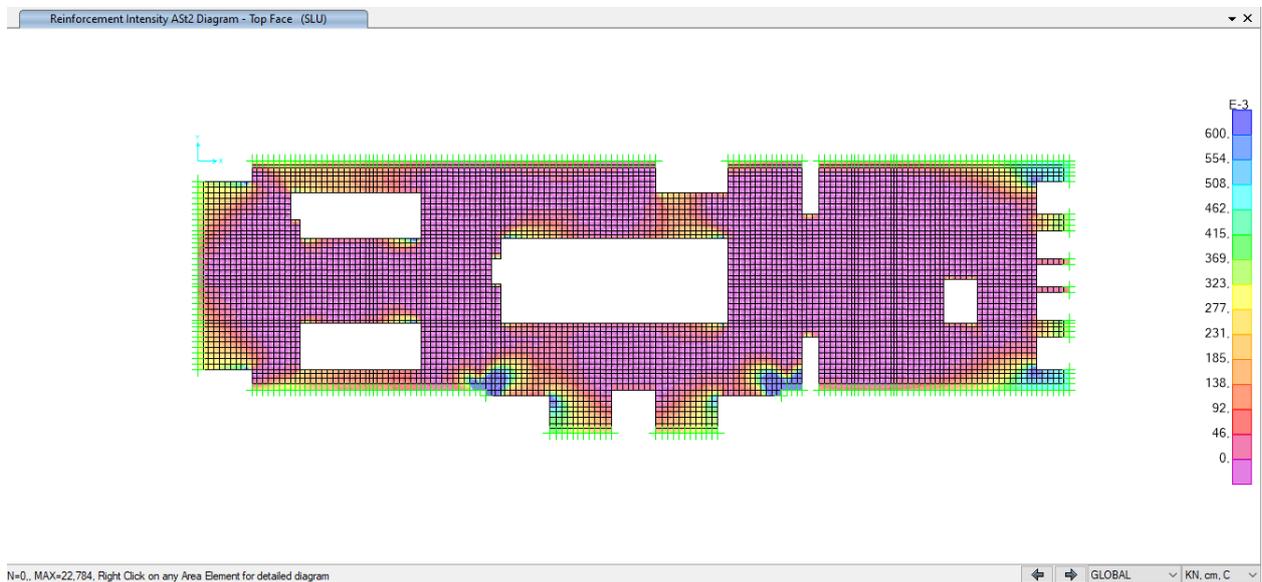
Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1



**Figura 30. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia inferiore – direzione trasversale**



**Figura 31. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia superiore – direzione trasversale**

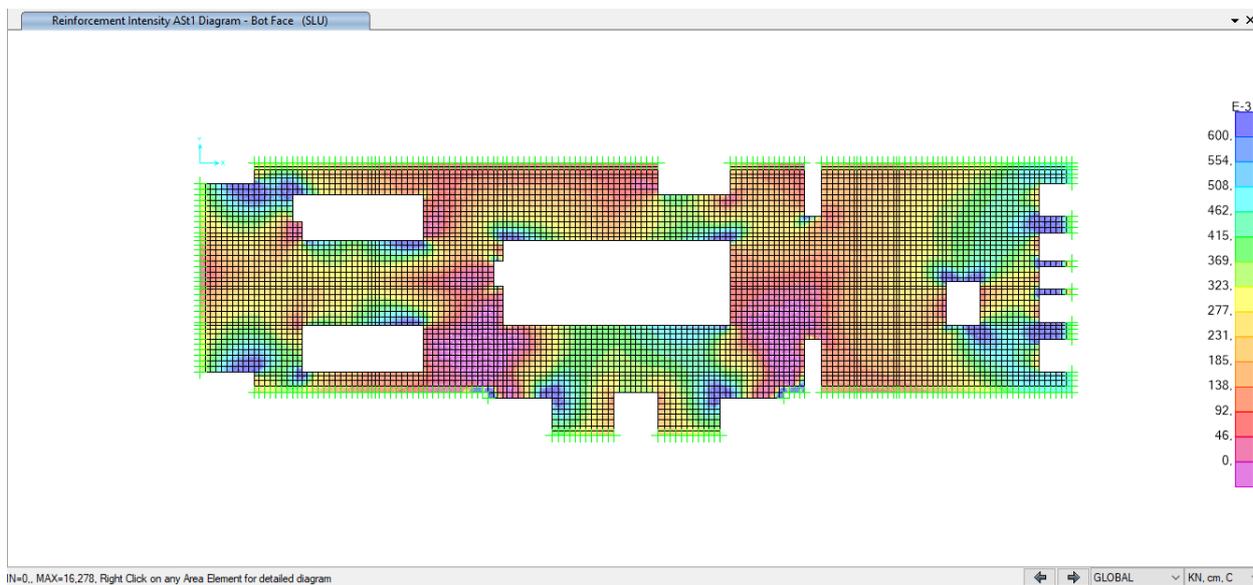


CITTA' DI TORINO

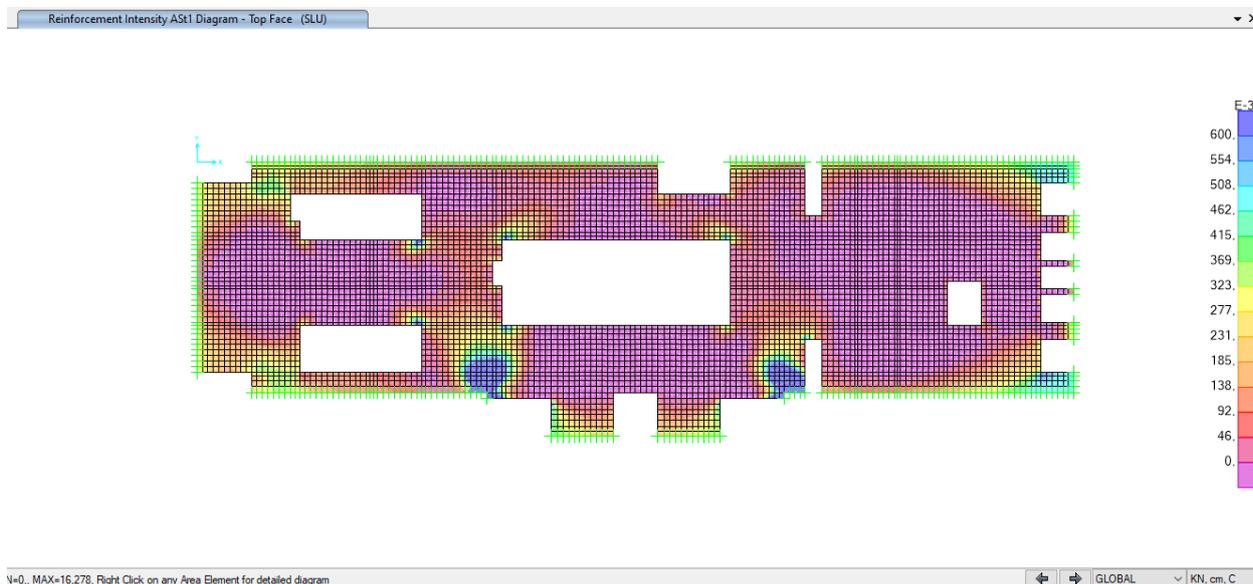
Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1



**Figura 32. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia inferiore – direzione longitudinale**



**Figura 33. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia superiore – direzione longitudinale**

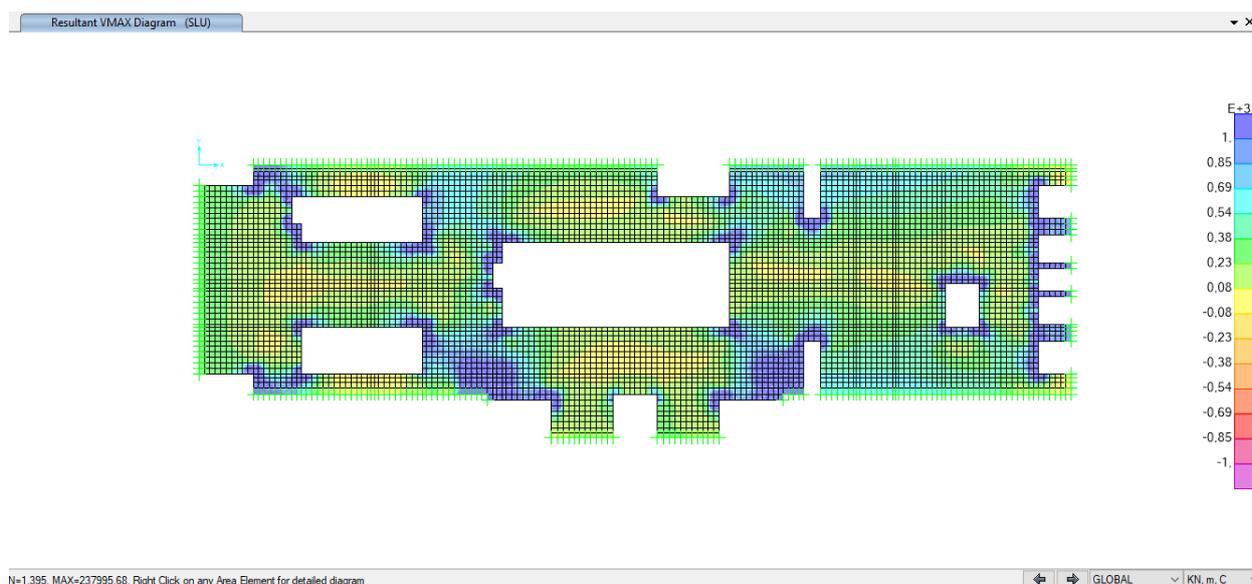
 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature della soletta di atrio:

**Tabella 12 Armature della soletta intermedia (Atrio)**

Tra assi	Posizione	Supporto sinistro	Campata	Supporto destro
<b>1-6</b>	Trasv. Superiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100
	Trasv. Inferiore	φ32/100	2φ32/100	φ32/100
	Long. Superiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100
	Long. Inferiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100

ii) Verifica al taglio:



**Figura 34. Taglio massimo**

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$

Zona 1: Entro d della faccia diaframmi e angoli  $A_{st} = 4\phi 20/20$   $V_{Rd} = 3553 \text{ kN/m} > V_{max}$

Zona 2: Resto soletta  $A_{st} = 2\phi 20/40$   $V_{Rd} = 888 \text{ kN/m}$



- Verifiche SLE – Soletta intermedia

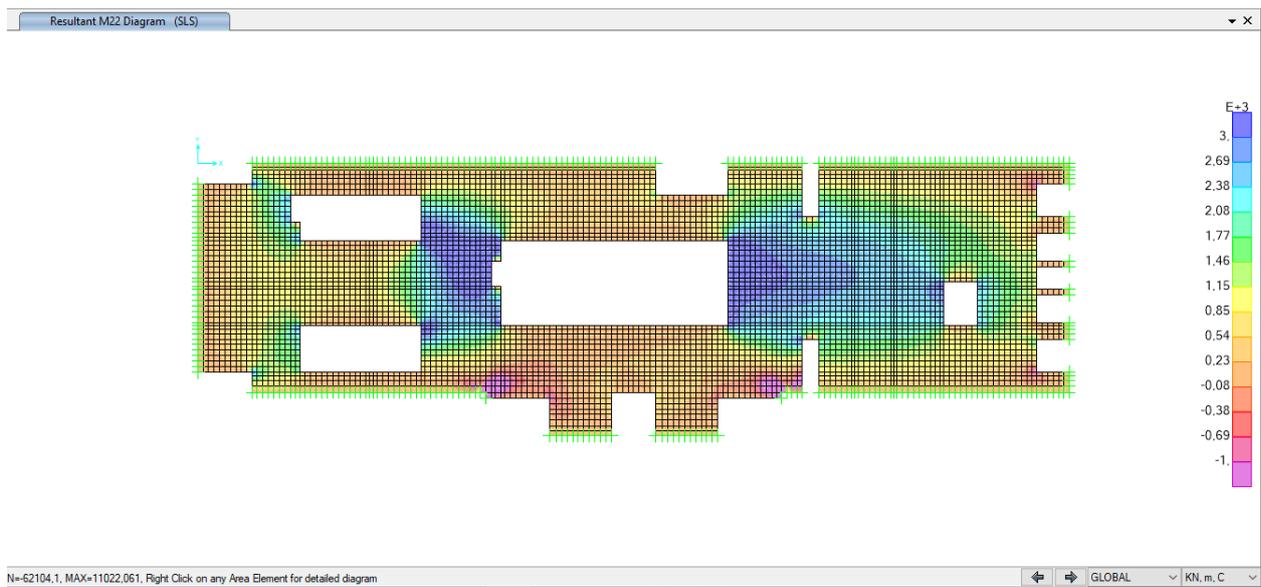


Figura 35. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

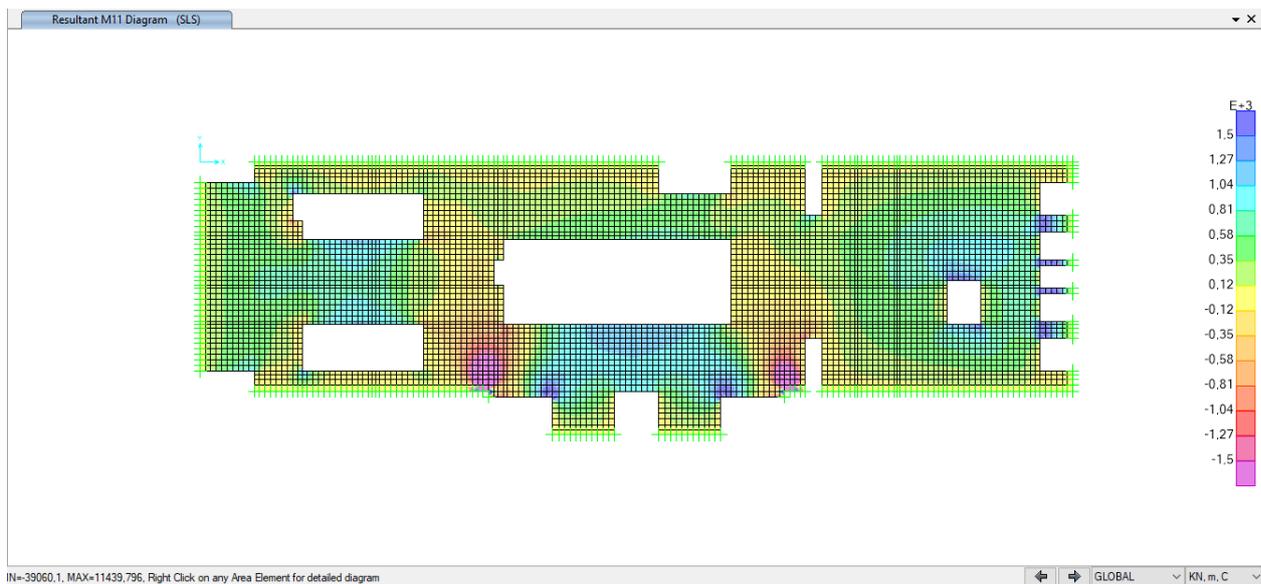


Figura 36. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il  $M_{lim}$  è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [ M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s} ]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

**Tabella 13 Capacità delle sezioni tipologiche**

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As' (cm <sup>2</sup> /m)	M <sub>lim</sub> (kN.m/m)	M <sub>r</sub> (kN.m/m)
T1	120	112.5	2φ32/100	φ26/100	3500	6175
T2	120	112.5	φ32/100	φ26/100	1800	3345
L1	120	110	φ26/100	φ26/100	970	2160

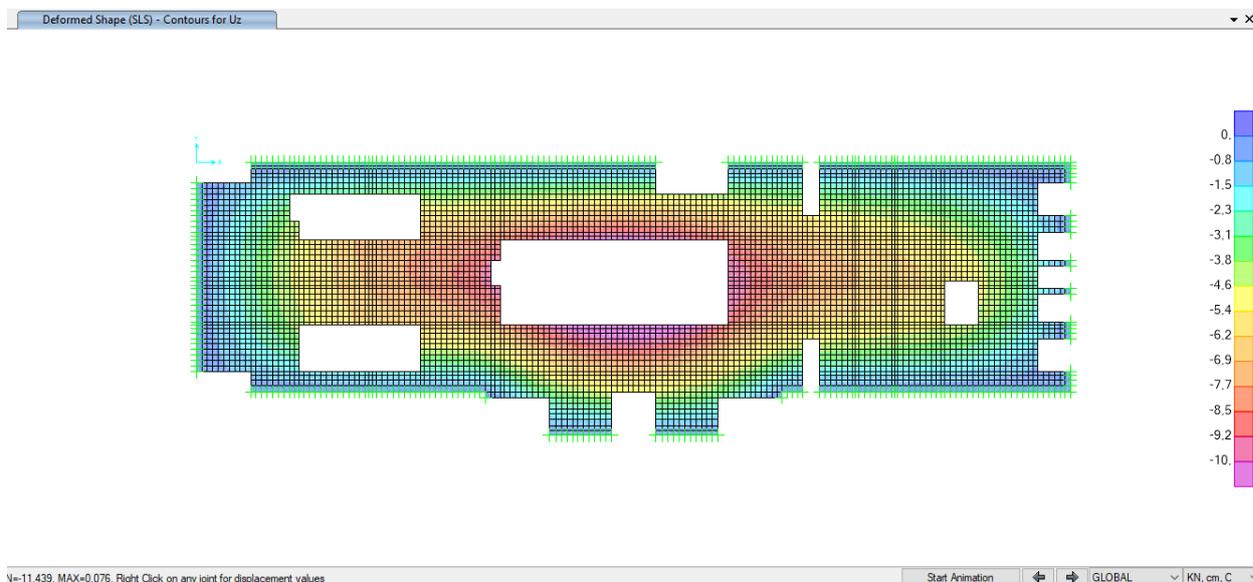
Dal confronto dei momenti flettenti massimi  $M_{max}$  per SLE con i momenti limite  $M_{lim}$  di ciascuna sezione tipologica utilizzata, si verifica che  $M_{max} < M_{lim}$

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

ii) Verifica deformazione

Per garantire l'aspetto e l'utilità generale della struttura, e prevenire le flessioni che potrebbero danneggiare le parti adiacenti della struttura è fissato il limite di deformabilità a carichi quasi permanenti = luce/250. L'abbassamento viene valutato rispetto ai supporti. Per compensare parte della deflessione viene stabilita una contro freccia centrale  $\delta_{cf} = 4\text{cm}$  ( $\sim 1/500$ )

La Figura mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.



**Figura 37. Deformazione verticale Uz – SLE**

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite  $\Delta/L < 1/250$ , dove:

$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{cf}}$  ... Abbassamento compensato dalla contro freccia

L ... Luce libera della campata

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

**Tabella 14 Verifica deformazione**

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{cf}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
2	20,80	2,87	1/720
3	24,70	5,54	1/440
4	24,70	6,05	1/410
5	20,80	2,65	1/780

#### 6.1.4.3 Soletta intermedia livello primo mezzanino

L'ALLEGATO C presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta primo mezzanino

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Primo mezzanino)

- i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 120cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 115 = 19.27 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 24/200$$

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast (cm<sup>2</sup>/cm).

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

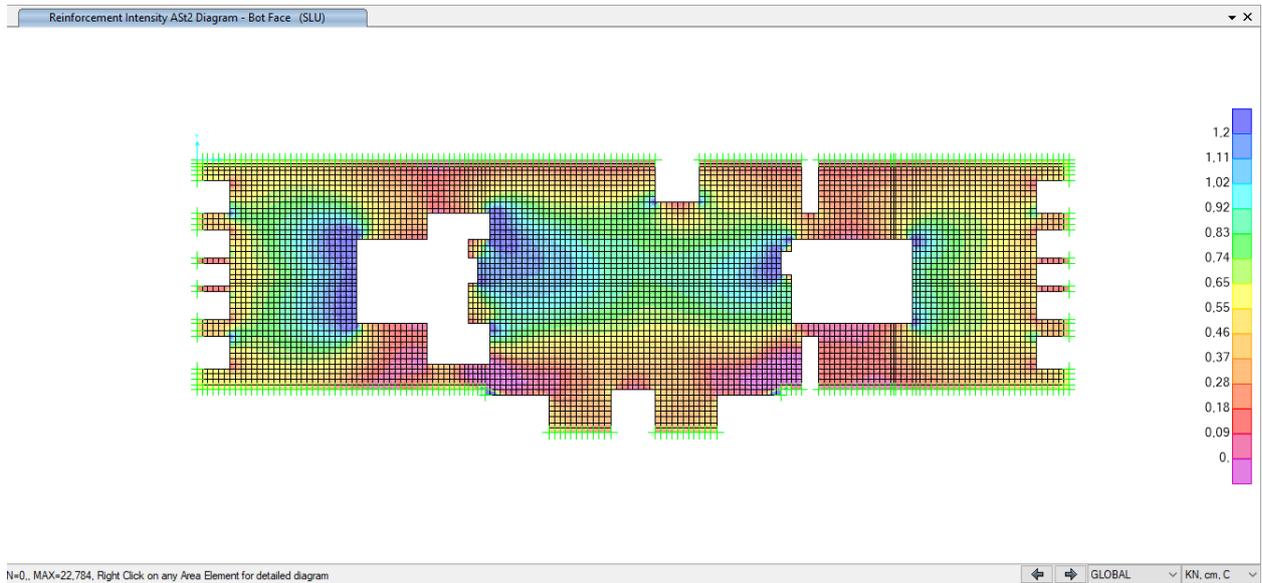


Figura 38. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia inferiore - direzione trasversale

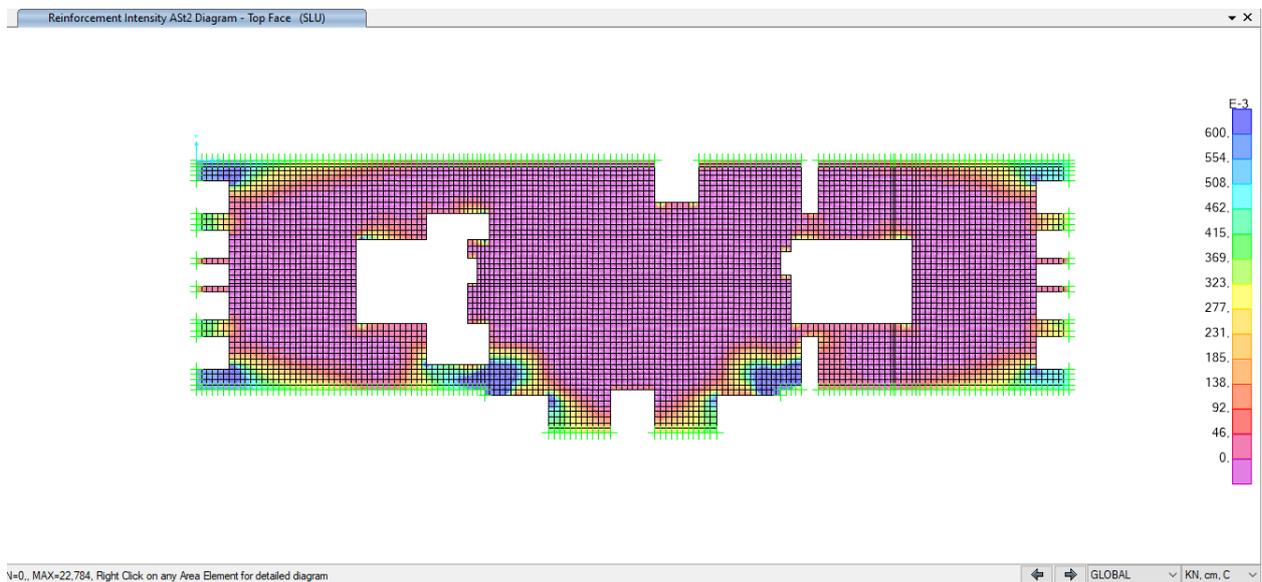
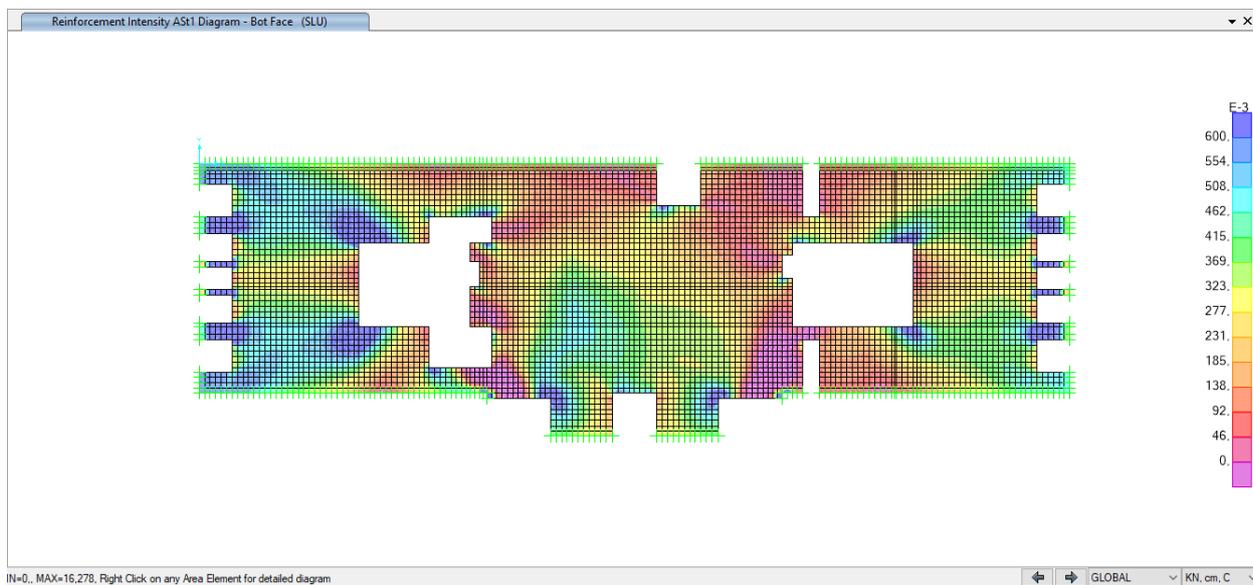
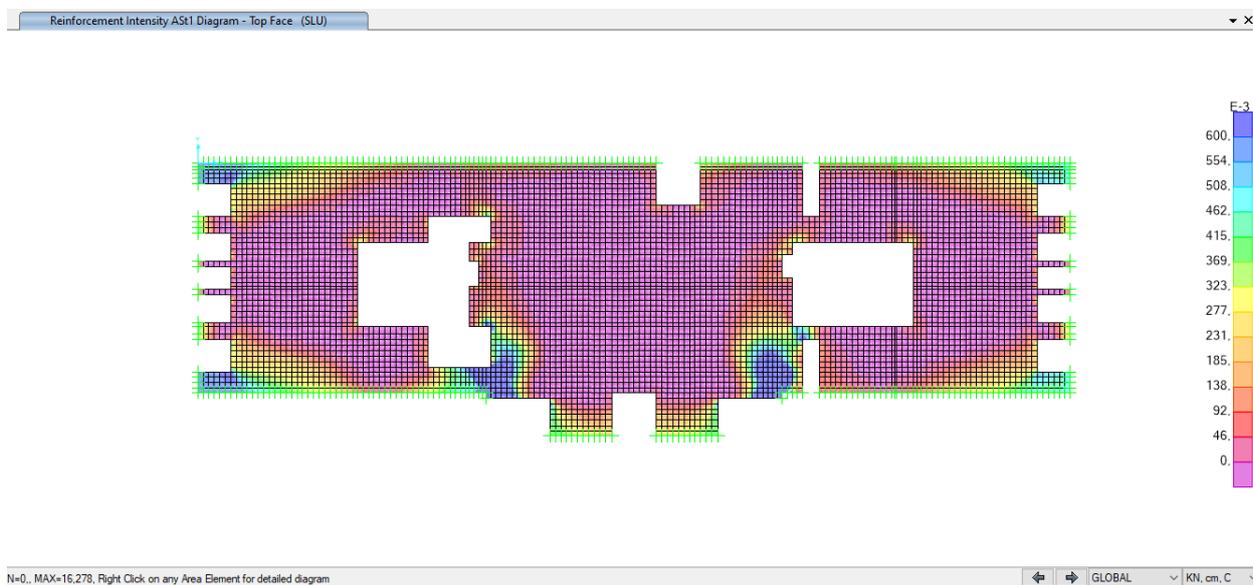


Figura 39. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia superiore - direzione trasversale



**Figura 40. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia inferiore - direzione longitudinale**



**Figura 41. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia superiore - direzione longitudinale**

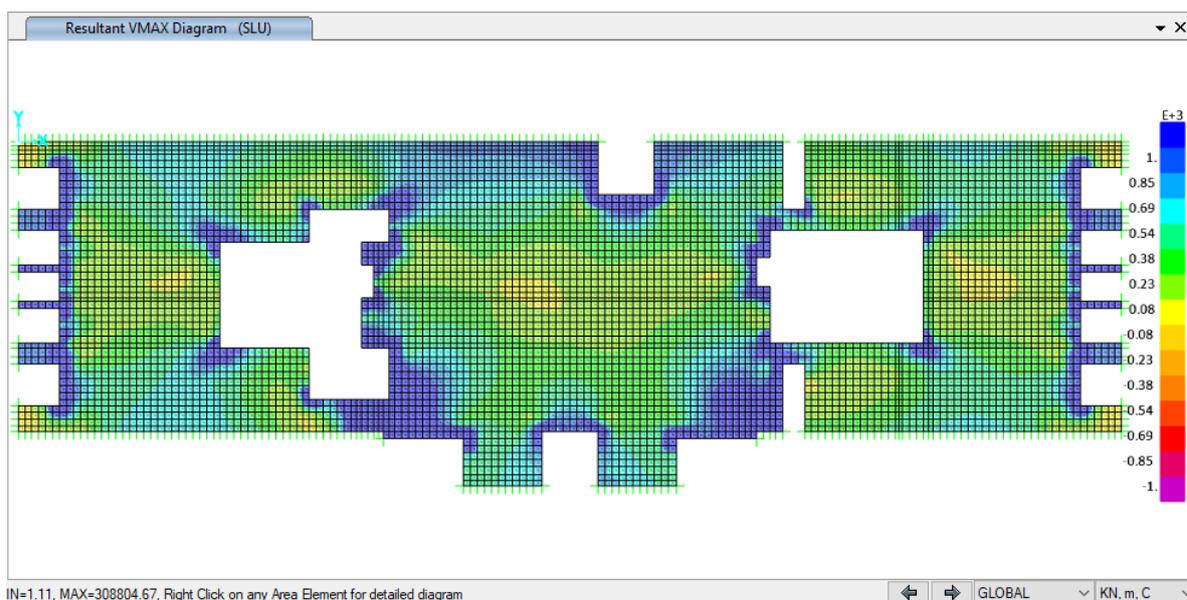
 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature della soletta di Primo mezzanino:

**Tabella 15 Armature della soletta intermedia (Primo mezzanino)**

Tra assi	Posizione	Supporto sinistro	Campata	Supporto destro
<b>1-6</b>	Trasv. Superiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100
	Trasv. Inferiore	φ32/100	2φ32/100	φ32/100
	Long. Superiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100
	Long. Inferiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100

ii) Verifica al taglio:



**Figura 42. Taglio massimo**

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$

Zona 1: Entro d della faccia diaframmi e angoli

$$A_{st} = 4\phi 20/20 \quad V_{Rd} = 3553 \text{ kN/m} > V_{max}$$

Zona 2: Resto soletta

$$A_{st} = 2\phi 20/40 \quad V_{Rd} = 888 \text{ kN/m}$$



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

- Verifiche SLE – Soletta intermedia (livello Primo mezzanino)

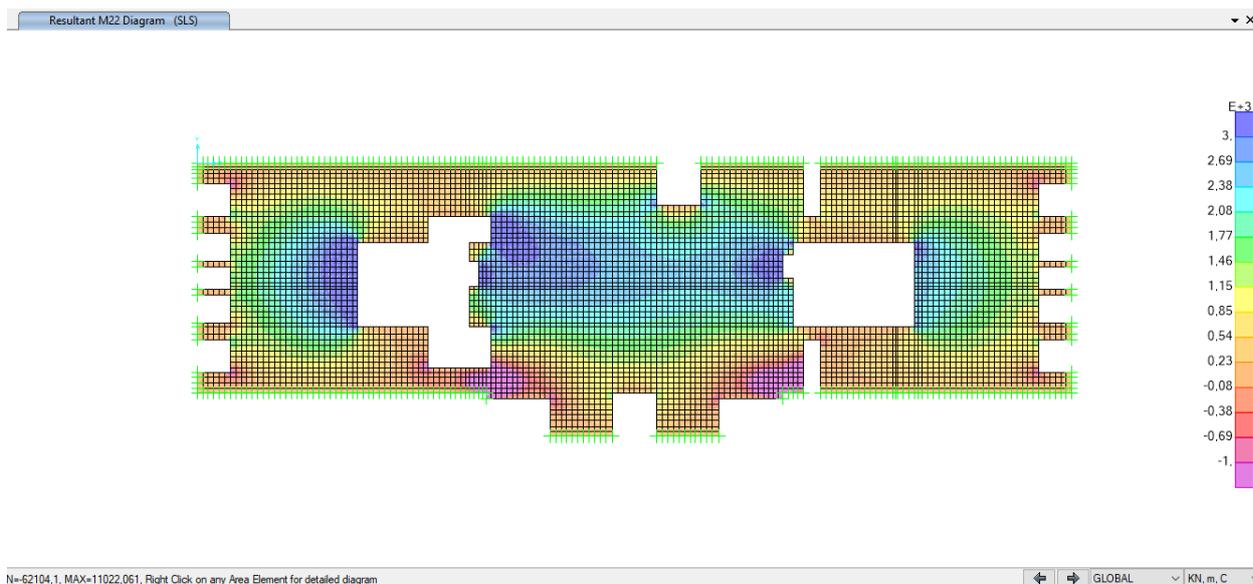


Figura 43. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

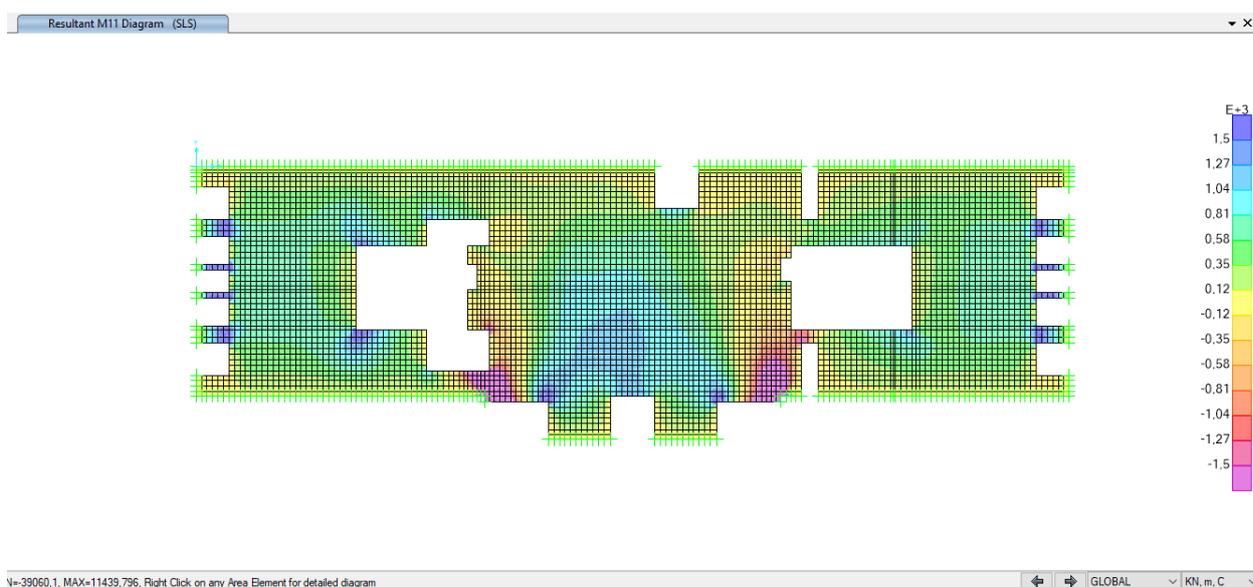


Figura 44. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il  $M_{lim}$  è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [ M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s} ]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

**Tabella 16 Capacità delle sezioni tipologiche**

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As' (cm <sup>2</sup> /m)	M <sub>lim</sub> (kN.m/m)	M <sub>r</sub> (kN.m/m)
T1	120	112.5	2φ32/100	φ26/100	3500	6175
T2	120	112.5	φ32/100	φ26/100	1800	3345
L1	120	110	φ26/100	φ26/100	970	2160

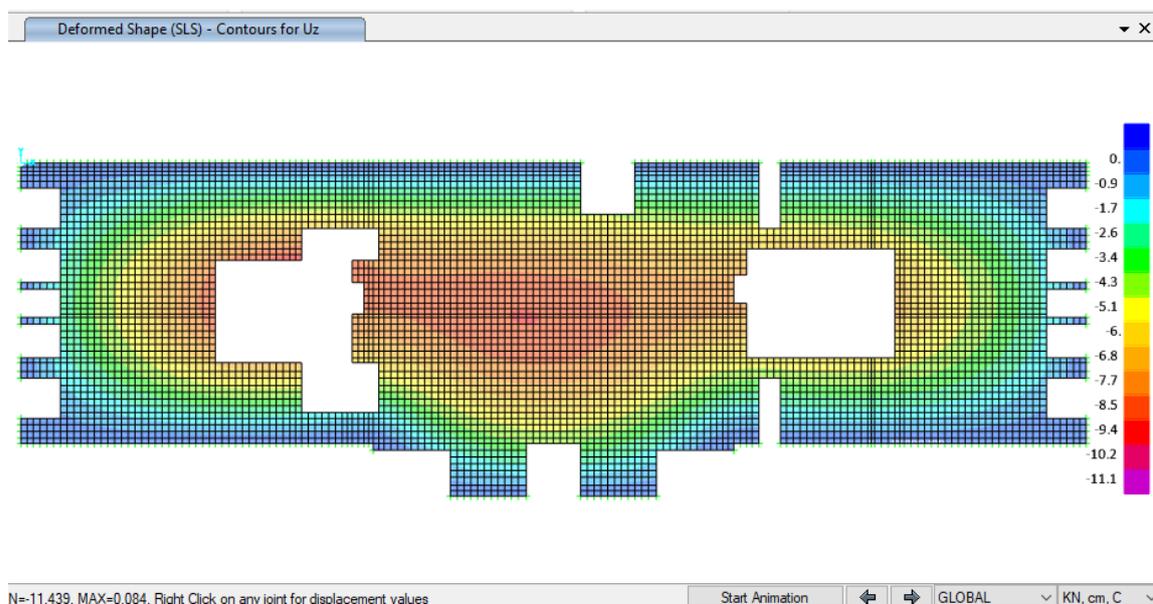
Dal confronto dei momenti flettenti massimi  $M_{max}$  per SLE con i momenti limite  $M_{lim}$  di ciascuna sezione tipologica utilizzata, si verifica che  $M_{max} < M_{lim}$

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

ii) Verifica deformazione

Per garantire l'aspetto e l'utilità generale della struttura, e prevenire le flessioni che potrebbero danneggiare le parti adiacenti della struttura è fissato il limite di deformabilità a carichi quasi permanenti = luce/250. L'abbassamento viene valutato rispetto ai supporti. Per compensare parte della deflessione viene stabilita una contro freccia centrale  $\delta_{cf} = 4\text{cm}$  ( $\sim 1/500$ ).

La Figura mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.



**Figura 45. Deformazione verticale Uz – SLE**

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite  $\Delta/L < 1/250$ , dove:

$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{cf}}$  ... Abbassamento compensato dalla contro freccia

L ... Luce libera della campata

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

**Tabella 17 Verifica deformazione**

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{cf}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
2	20,80	5,04	1/410
3	24,70	4,20	1/590
mid span	24,70	4,40	1/560
4	24,70	3,10	1/790
5	20,80	2,45	1/850

#### 6.1.4.4 Soletta intermedia livello secondo mezzanino

L'ALLEGATO D presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta Secondo mezzanino

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Secondo mezzanino)

iii) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 120cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_i \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 115 = 19.27 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 24/200$$

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast (cm<sup>2</sup>/cm).

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

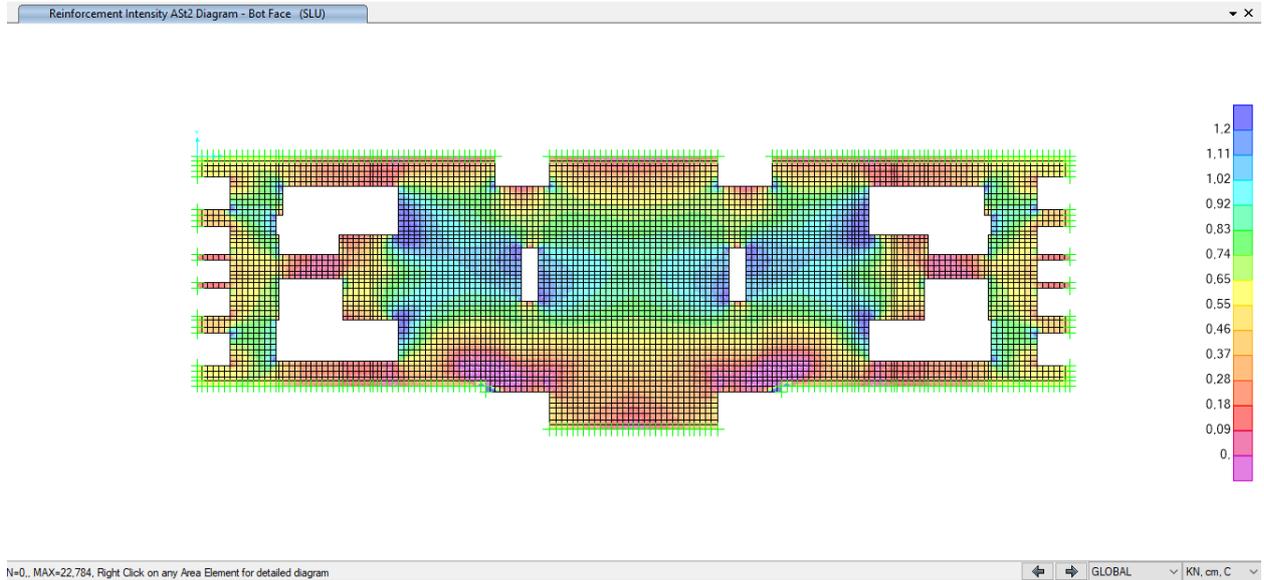


Figura 46. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia inferiore - direzione trasversale

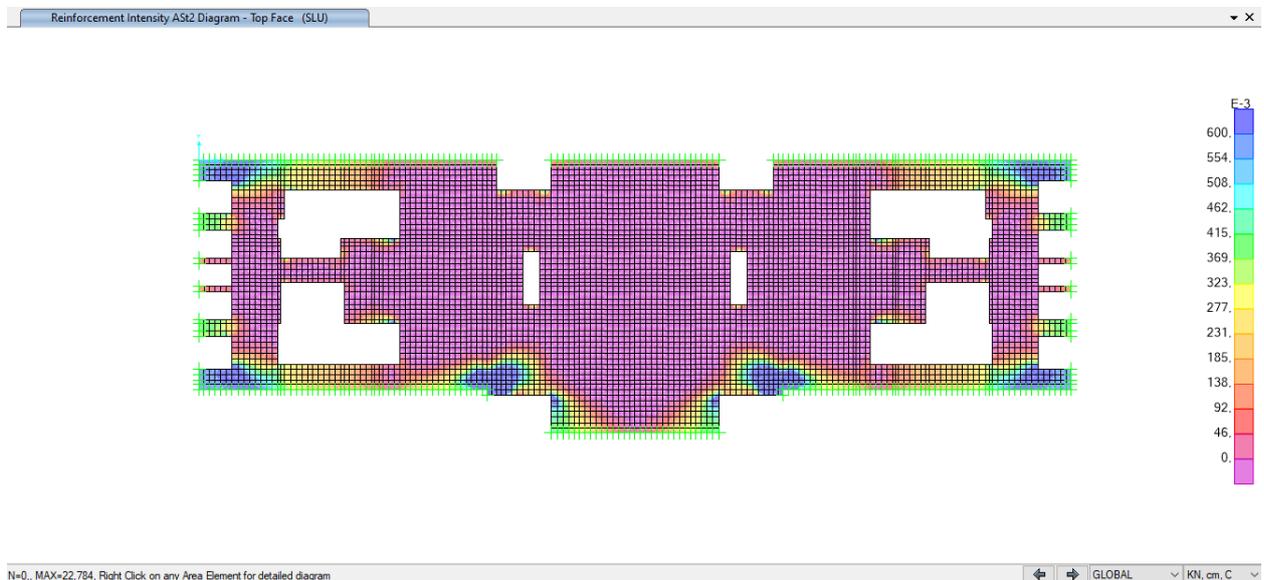


Figura 47. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia superiore - direzione trasversale

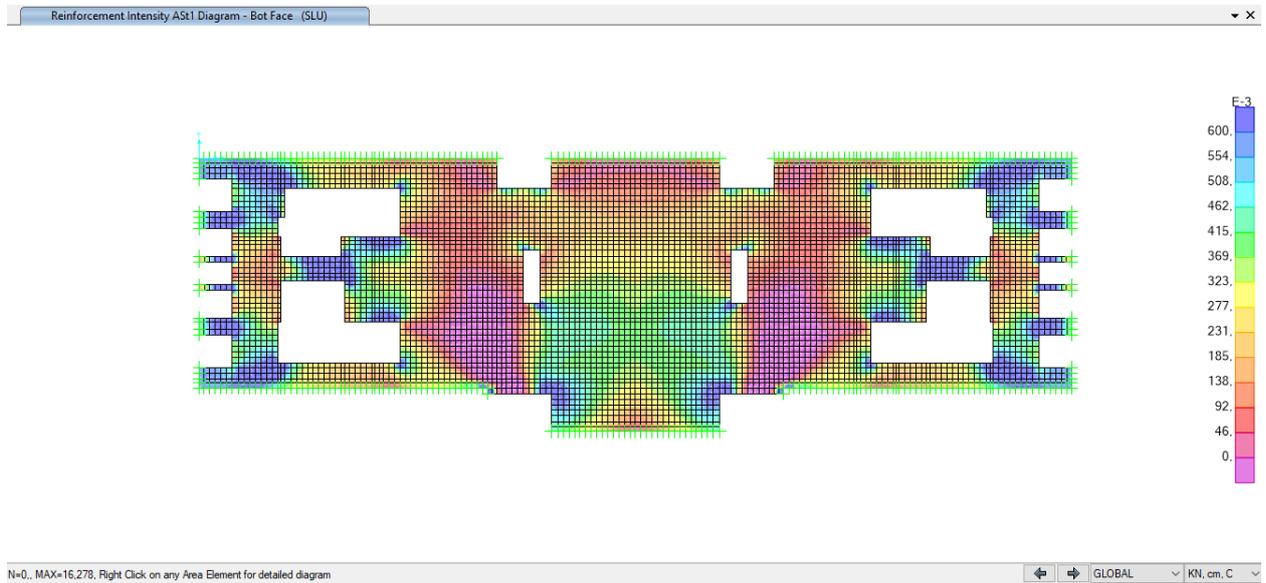


CITTA' DI TORINO

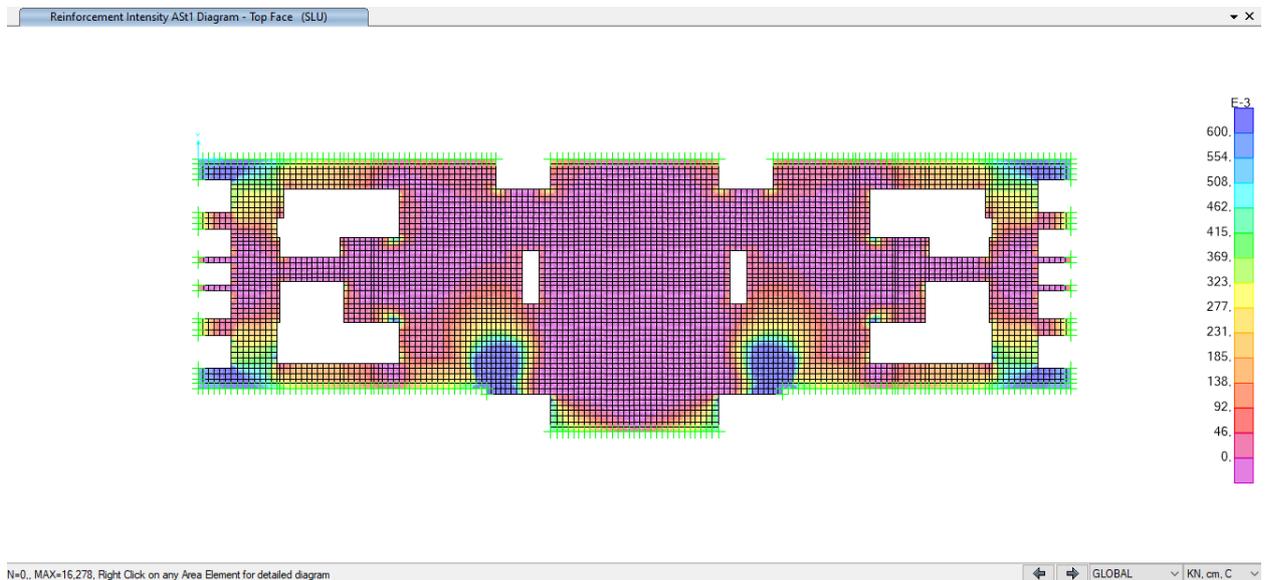
Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1



**Figura 48. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia inferiore - direzione longitudinale**



**Figura 49. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia superiore - direzione longitudinale**

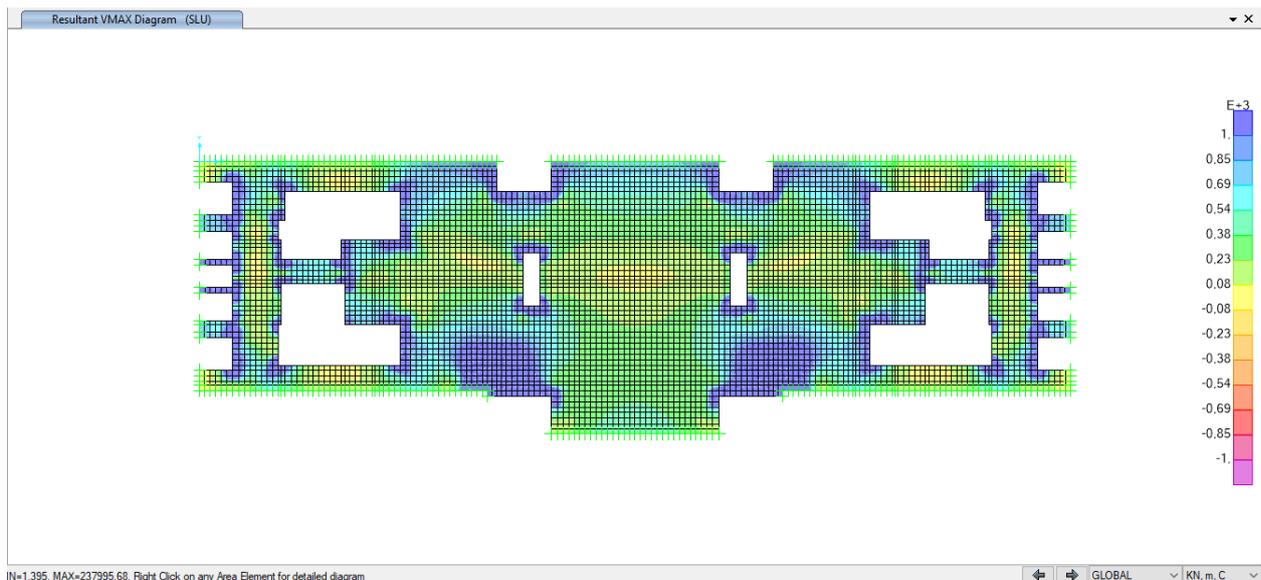


Nella tabella seguente sono riepilogate le armature della soletta di Secondo mezzanino:

**Tabella 18 Armature della soletta intermedia (Secondo mezzanino)**

Tra assi	Posizione	Supporto sinistro	Campata	Supporto destro
<b>1-6</b>	Trasv. Superiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100
	Trasv. Inferiore	φ32/100	2φ32/100	φ32/100
	Long. Superiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100
	Long. Inferiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100

iv) Verifica al taglio:



**Figura 50. Taglio massimo**

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$

Zona 1: Entro d della faccia diaframmi e angoli

$$A_{st} = 4\phi 20/20 \quad V_{Rd} = 3553 \text{ kN/m} > V_{max}$$

Zona 2: Resto soletta

$$A_{st} = 2\phi 20/40 \quad V_{Rd} = 888 \text{ kN/m}$$



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

- Verifiche SLE – Soletta intermedia (livello Secondo mezzanino)

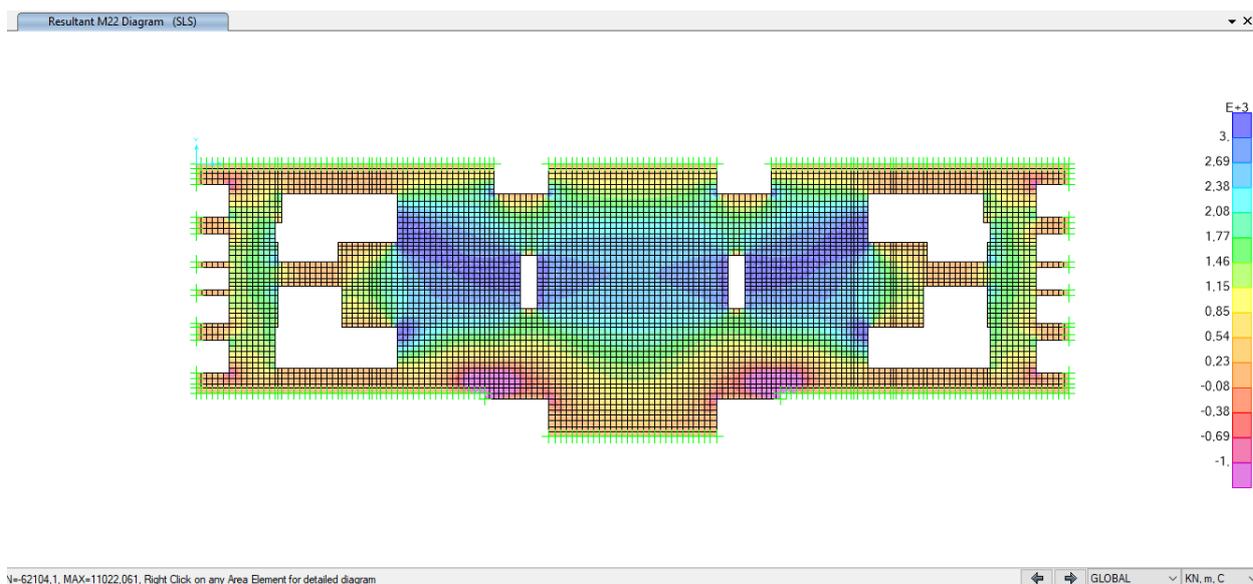


Figura 51. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

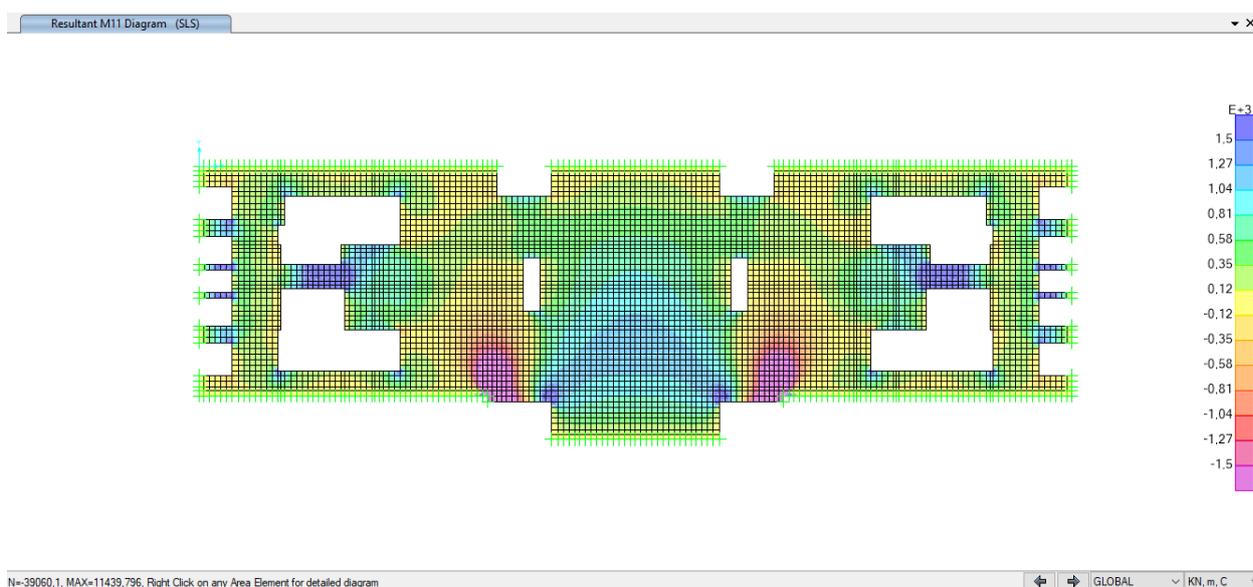


Figura 52. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

iii) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il  $M_{lim}$  è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [ M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s} ]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

**Tabella 19 Capacità delle sezioni tipologiche**

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As' (cm <sup>2</sup> /m)	M <sub>lim</sub> (kN.m/m)	M <sub>r</sub> (kN.m/m)
T1	120	112.5	2φ32/100	φ26/100	3500	6175
T2	120	112.5	φ32/100	φ26/100	1800	3345
L1	120	110	φ26/100	φ26/100	970	2160

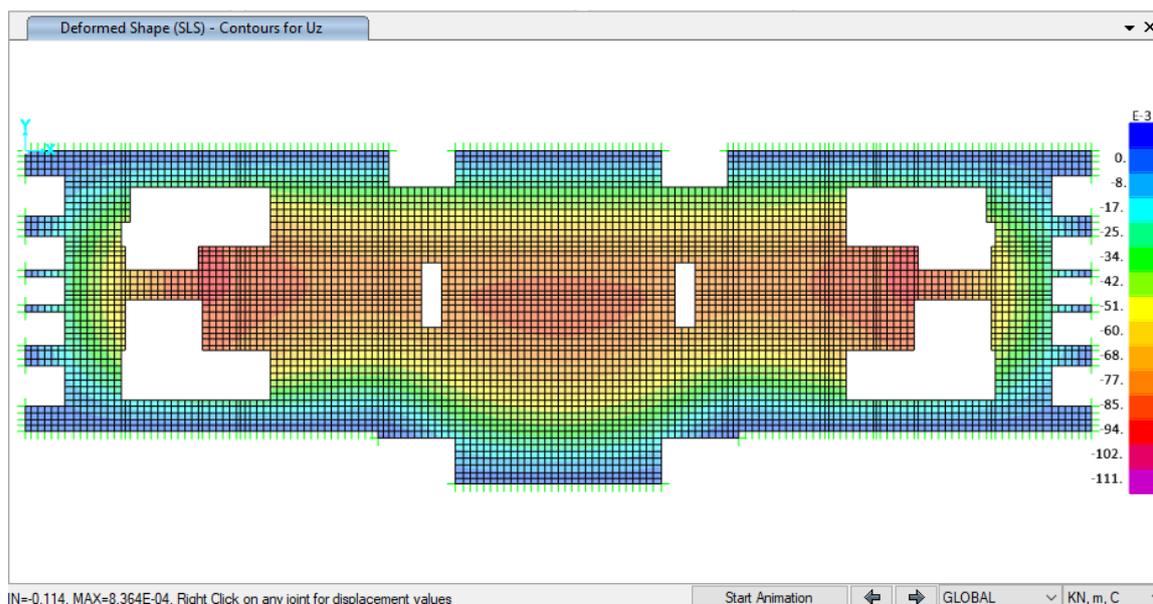
Dal confronto dei momenti flettenti massimi  $M_{max}$  per SLE con i momenti limite  $M_{lim}$  di ciascuna sezione tipologica utilizzata, si verifica che  $M_{max} < M_{lim}$

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

iv) Verifica deformazione

Per garantire l'aspetto e l'utilità generale della struttura, e prevenire le flessioni che potrebbero danneggiare le parti adiacenti della struttura è fissato il limite di deformabilità a carichi quasi permanenti = luce/250. L'abbassamento viene valutato rispetto ai supporti. Per compensare parte della deflessione viene stabilita una contro freccia centrale  $\delta_{cf} = 4\text{cm}$  ( $\sim 1/500$ ).

La Figura mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.



**Figura 53. Deformazione verticale Uz – SLE**

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite  $\Delta/L < 1/250$ , dove:

$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{cf}}$  ... Abbassamento compensato dalla contro freccia

L ... Luce libera della campata



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

**Tabella 20 Verifica deformazione**

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{cf}}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
2	20,80	4,40	1/470
3	24,70	4,45	1/550
mid span	24,70	4,80	1/515
4	24,70	4,35	1/565
5	20,80	4,30	1/480



## 6.2 Soletta di fondazione

### 6.2.1 Generalità

Per la verifica strutturale del solettone di fondo è stato sviluppato un modello bidimensionale agli elementi finiti con carichi normali al piano che considera la piastra di fondazione e la sua interazione con il terreno. La Figura mostra una vista tridimensionale del modello utilizzato per la verifica strutturale della stazione Mole/Giardini Reali (SMO), evidenziando la disposizione degli elementi tipo *shell* utilizzati per modellare la soletta di fondo e l'interazione con il terreno e le fondazioni.

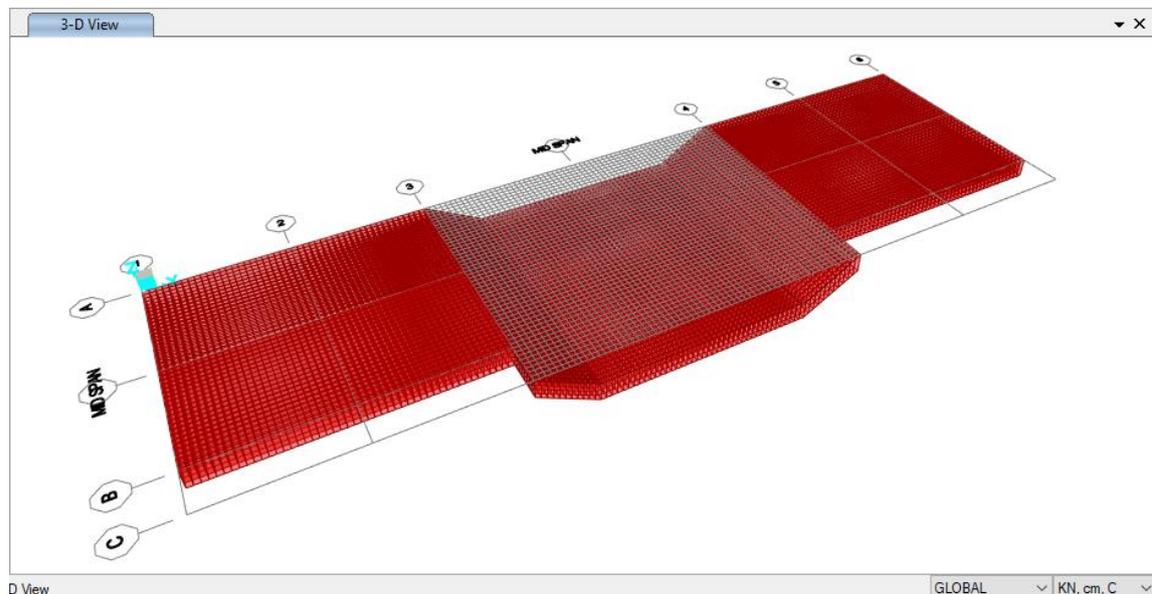


Figura 54. Modello solettone di fondo

La soletta di fondo è costituita da una soletta piena piegata di spessore 1,80m appoggiata su un terreno migliorato con *Jet Grouting* e collegata ai diaframmi perimetrali dove è previsto una scanalatura profonda 0,20m e alto 2,10m, con una tolleranza di  $\pm 15$  cm. La soletta di fondazione sarà infine annegata nelle fodere perimetrali di spessore 0,80 m collocate in adiacenza dei diaframmi preesistenti.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Per simulare adeguatamente il terreno sottostante e le fondazioni (prolungamento dei diaframmi al di sotto del solettone di fondo), il modello di analisi utilizza molle di tipo *Winkler* che consentono di simulare gli effetti dell'interazione terreno-struttura.

Vengono utilizzati diversi due tipi di molle:

- i) Per considerare la rigidità verticale dei diaframmi di fondazione perimetrali di lunghezza 10,0m al di sotto della soletta di fondo e spessore 1,20m, è stato incorporato lungo il perimetro della soletta un elemento di *frame* virtuale con un *Line Springs* di rigidità  $K_d$  (kN/m/m) e con rigidità infinita ( $I33 \rightarrow \infty$ ) per simulare la rigidità dei diaframmi nel piano verticale. In questo caso, la rigidità della molla associata a ciascun nodo perimetrale sarà il prodotto di  $K_d$  per la lunghezza dell'elemento.
- ii) Per considerare la rigidità verticale del terreno migliorato a contatto con la faccia inferiore del solettone di fondo, in ogni elemento *shell* è incorporata una *Springs to Area* con un modulo di reazione  $K_s$  (kN/m/m<sup>2</sup>) reagente solo a compressione. In questo caso, la rigidità della molla associata a ciascun nodo interno sarà il prodotto di  $K_s$  per l'area tributaria di ciascun elemento. Poiché le molle nel terreno reagiscono solo a compressione, è necessario effettuare un'analisi statica non lineare che riconosca tale non linearità.

In questo modo, tutti i nodi nel modello di analisi sono liberi di spostarsi verticalmente e dispongono di una molla verticale per supportare i carichi gravitazionali provenienti dalla sovrastruttura, trasferiti come carichi distribuiti applicati al perimetro sui diaframmi.

Perimetralmente il solettone di fondo è rigidamente collegato alle fodere interne spesse 0,80m, che sono adiacenti ai diaframmi, motivo per cui nel modello di calcolo si assume l'esistenza di un vincolo che limita la rotazione ortogonale al piano del diaframma.

Per stimare la rigidità verticale dei diaframmi di fondazione viene utilizzato il metodo di *Randolph & Wroth* (1978), che consente di stimare la rigidità verticale di un palo di fondazione come la somma della rigidità superficiale e della rigidità della base.

$$K_b = K_{sup} + K_{base} \quad K_{sup} = 2\pi L G_m / \mu \quad K_{base} = 4 r_o G_b / (1 - \nu)$$

$$\mu = \ln(r_m / r_o) \dots \text{ampiezza campo di deformazione} \quad G_L \dots \text{Modulo di taglio in profondità } L$$

$$r_m = \{0.25 + [2.5\rho(1 - \nu) - 0.25] \varepsilon\} L \quad G_m \dots \text{Modulo di taglio medio tra } 0-L$$

$$\varepsilon = \frac{G_L}{G_b} \quad \rho = \frac{G_m}{G_L} \dots \text{Fattori di eterogeneità} \quad G_b \dots \text{Modulo di taglio dello strato sottostante (base)}$$

$$\text{Terreno omogeneo: } \varepsilon = 1 \quad \rho = 1$$

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Sezione rettangolare:  $r_o = (b + h)/\pi$

Nel caso di diaframmi perimetrali di fondazione si adotta  $K_d = K_{sup}/2 + K_{base}$

Per la stazione Mole/Giardini Reali (SMO), si ha:

Unità prevalente U5

$E_s = 65 \text{ MPa}$      $\nu = 0,30$

Diaframmi  $e=1,20\text{m}$  /  $L=10\text{m}$  →  $K_d = 332320 \text{ kN/m/m}$

Per stimare il modulo di reazione verticale del terreno migliorato si utilizza il Metodo proposto da *Bowles* (1982), adottato anche dal Comitato ACI 336.2R-88 (riapprovato 2002).

$$K_s = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)I_w}$$

$I_w$  .. Fattore di forma base

$B$ .. Larghezza base

$E_s$  ... Modulo di Young del suolo

Unità prevalente U2 migliorata – Colonne Jet Grouting

$E_s = 450 \text{ MPa}$      $\nu = 0,30$

$B = 23.2\text{m}$      $L/B \sim 3.50$      $I_w = 1,50$  →  $K_s = 14210 \text{ kN/m/m}^2$

### 6.2.2 Carichi e combinazioni

Il solettone di fondo è fondamentalmente soggetto a carichi normali al suo piano, rappresentati dai carichi gravitazionali provenienti dalla sovrastruttura e trasferiti come carichi distribuiti applicati al perimetro del modello, nonché carichi verticali associati alla sottopressione idrostatica dovuta al livello della falda.

Tra gli assi 1-6, il carico totale della sovrastruttura è distribuito equamente tra i due diaframmi laterali.

$$q = (W_{T1})/L_p + w_d$$

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

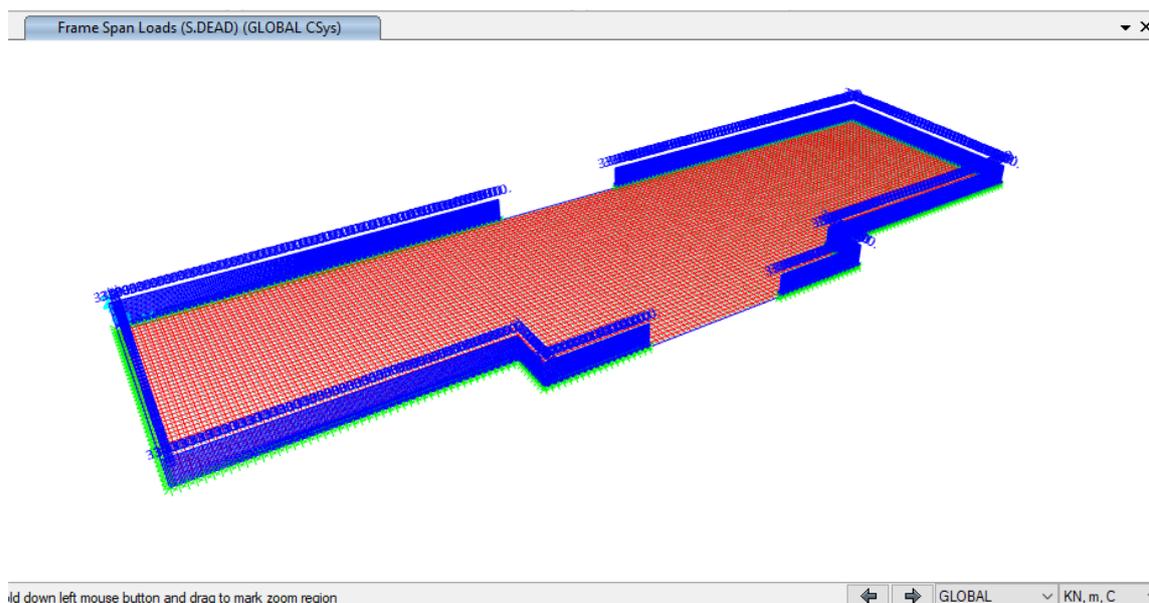
$W_{T1}$  ... peso della struttura (*Base Reaction*) = 404900 kN

$L_p$ ... lunghezza del perimetro della soletta sostenuta dai diaframmi = 157,2m

$w_d$ ... peso proprio dei diaframmi sopra la soletta de fondo =720 kN/m

$$q = \frac{(404900)}{157,2} + 720 = 3300 \text{ kN/m}$$

La Figura 555 mostra i carichi gravitazionali agenti sulla soletta di fondo provenienti dalla sovrastruttura e dovuti a carichi permanenti (peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali, peso del rinterro in superficie), e carichi variabili (sovraccarichi esterni e di servizio).



**Figura 55. Carichi gravitazionali dalla sovrastruttura**

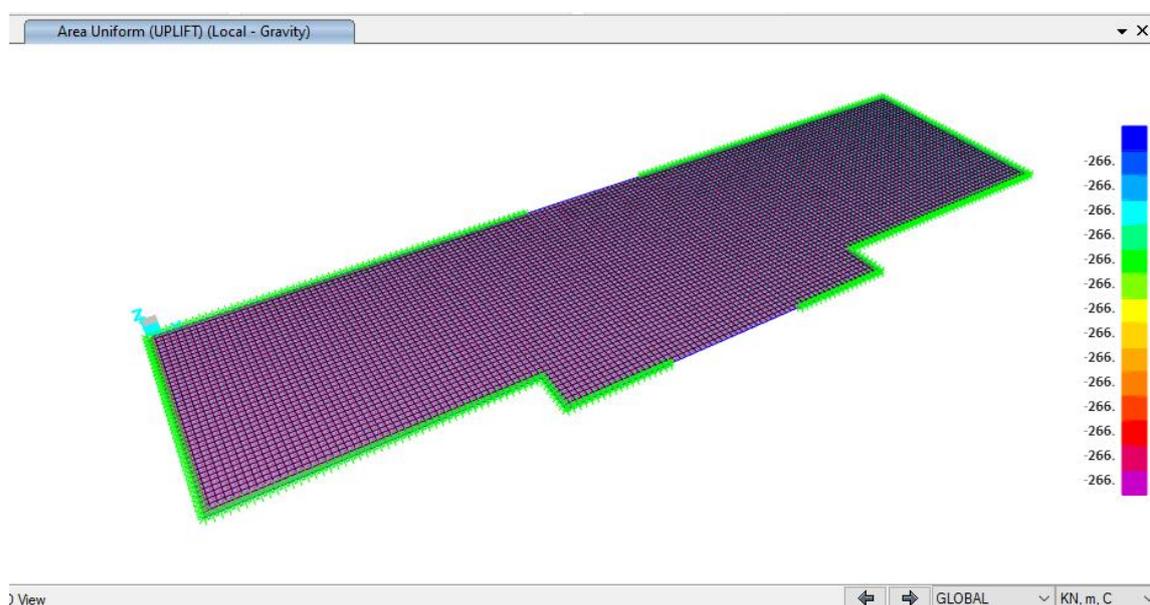
#### - Carichi idrostatici

Per la verifica strutturale a lungo termine a SLU, il livello della falda è considerato 4,50 metri al di sopra del livello piezometrico di riferimento indicato nel profilo geotecnico, equivalente al livello a breve termine più 3,00 metri. Questo porta ad una sottopressione verticale che deve essere direttamente sopportata del solettone di fondo e che si somma alla reazione verticale del terreno trasmesse dai carichi gravitazionali della sovrastruttura.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Nel caso della stazione Mole/Giardini Reali (SMO), la quota piezometrica di riferimento è a -8,50m, per cui la quota a lungo termine sarà di -4,00m, che rappresenta un dislivello  $\Delta H = 26,61\text{m}$  rispetto alla quota dell'intradosso del solettone di fondo posto a quota -30,61m.

$$\text{Sottopressione} = \Delta H \times \gamma_w = 26,61\text{m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 266,1 \text{ kN/m}^2$$



**Figura 56. Sottopressione idrostatica a lungo termine**

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC2018.

$$\text{SLU: } 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 G_3 + 1,50 Q_1$$

$$\text{SLE: } G_1 + G_2 + G_3 + \Psi_{2,1} Q_1 \quad \text{dove } \Psi_{2,1} = 1,00 \quad \text{conservativamente per combinazione quasi-permanente a lungo termine}$$

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

$$\text{Calcestruzzo: } \gamma_c = 1,50$$

$$\text{Acciaio di rinforzo: } \gamma_s = 1,15$$

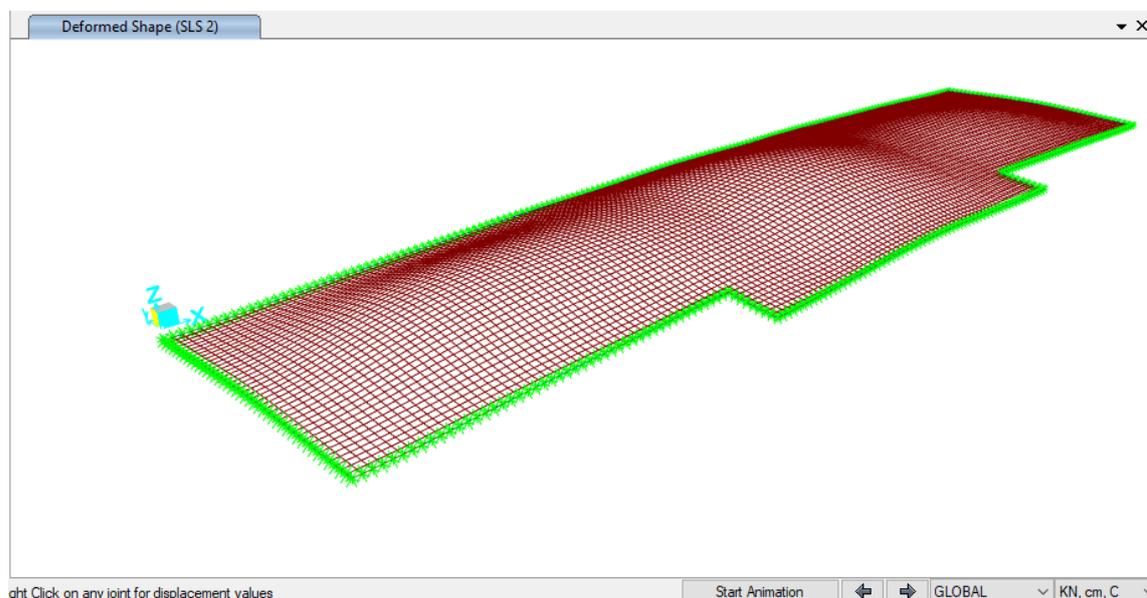
 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

### 6.2.3 Risultati e verifiche strutturali

L'ALLEGATO E presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta di fondo

Nei paragrafi seguenti sono riportati i risultati della combinazione SLE e gli involuipi delle combinazioni SLU. I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione. Gli involuipi della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.

La Figura 577 mostra una vista della deformazione della soletta di fondo



**Figura 57. Deformazione della soletta di fondo**

i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 180cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

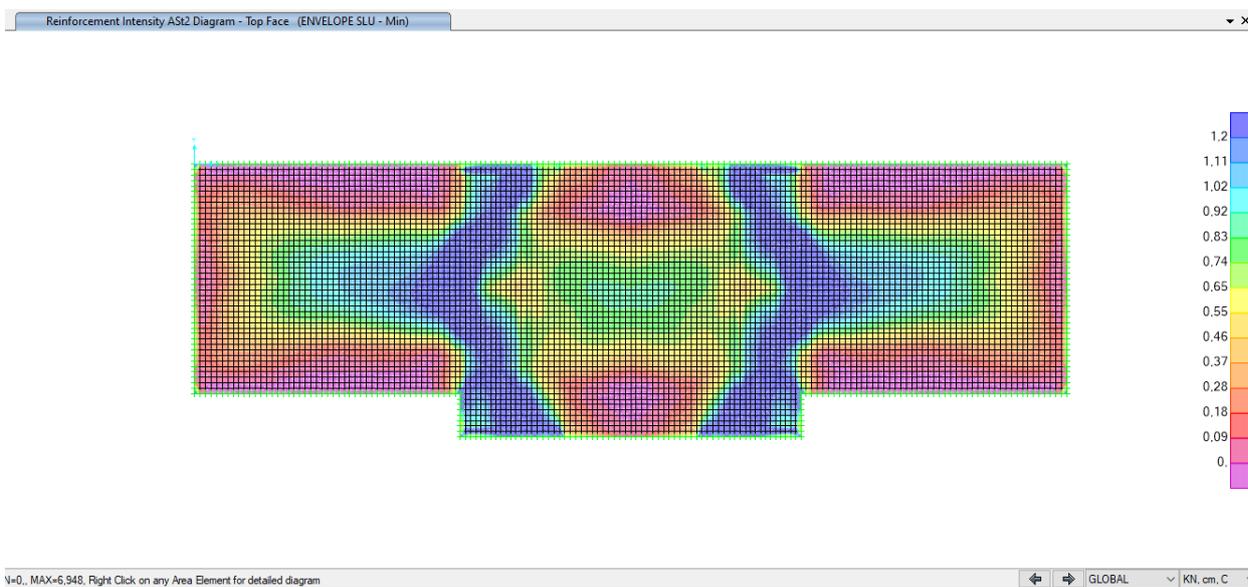
$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

$$A_{s, min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 175 = 29.30 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 20/100$$

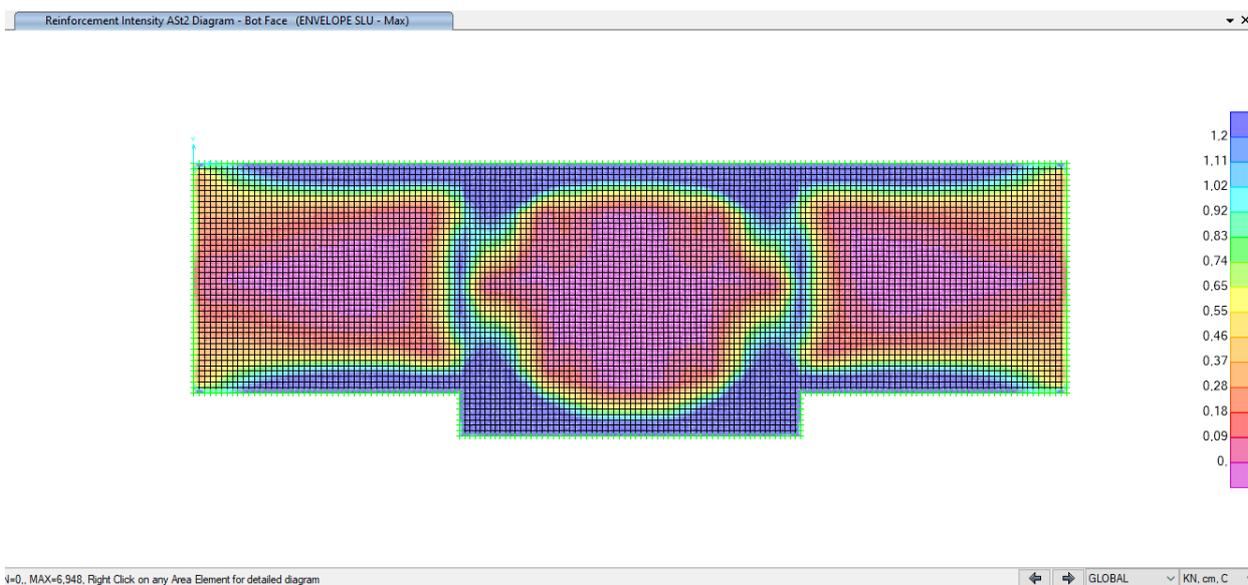
 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ).

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale



**Figura 58. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia superiore - direzione trasversale**



**Figura 59. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia inferiore - direzione trasversale**

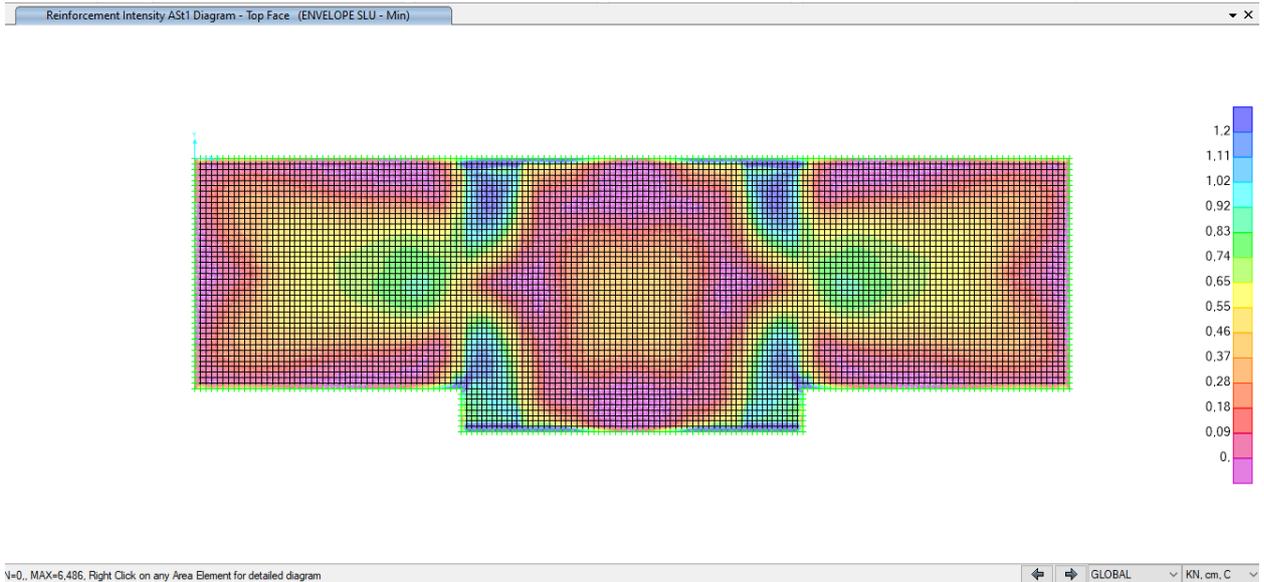


CITTA' DI TORINO

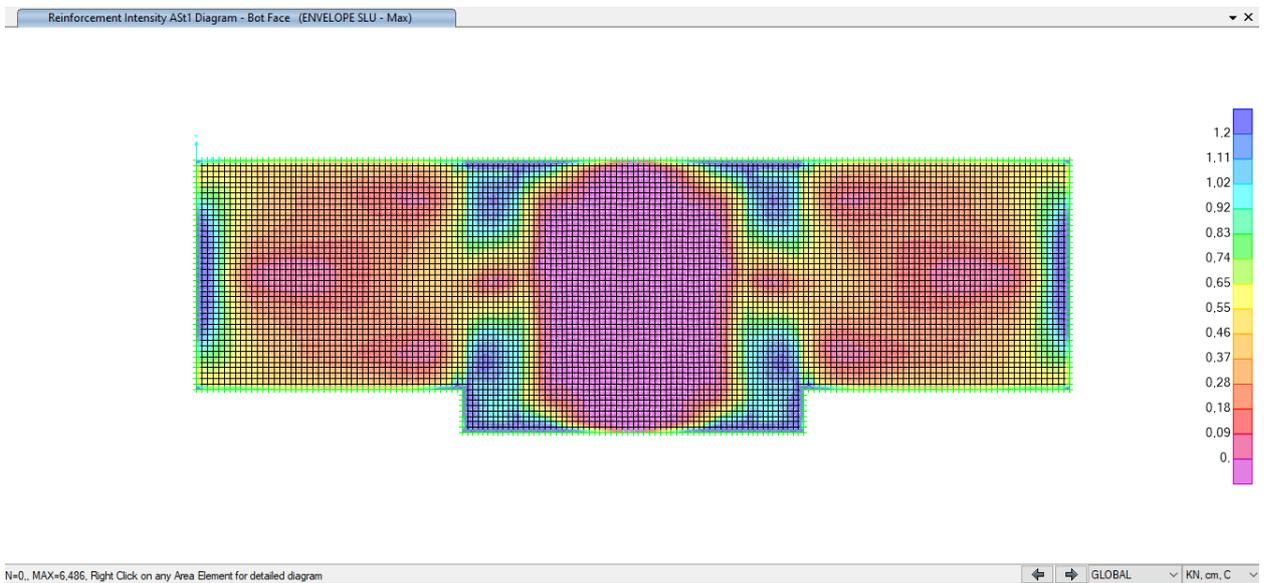
Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1



**Figura 60. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia superiore - direzione longitudinale**



**Figura 61. Acciaio di rinforzo  $A_s$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) faccia inferiore - direzione longitudinale**

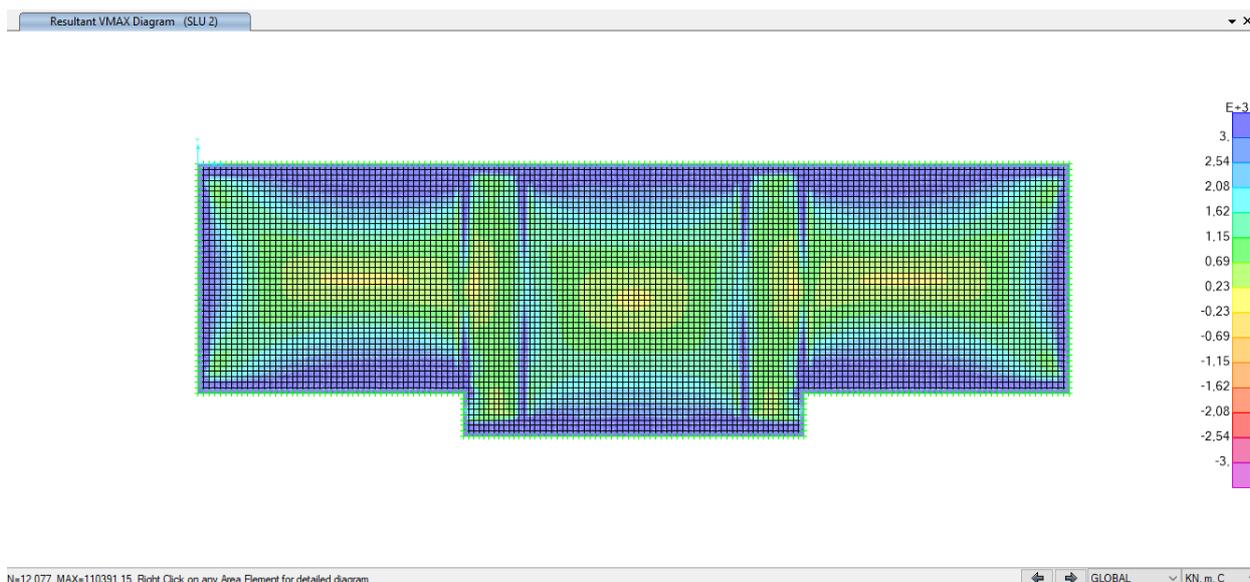
 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature della soletta di copertura:

**Tabella 21 Armature soletta di fondo**

Tra assi	Posizione	Supporto sinistro	Campata	Supporto destro
<b>1-6</b>	Trasv. Superiore	φ32/100	2φ32/100	φ32/100
	Trasv. Inferiore	2φ32/100	φ32/100	2φ32/100
	Long. Superiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100
	Long. Inferiore	φ26/100	φ26/100	φ26/100

ii) Verifica al taglio:



**Figura 62. Taglio massimo**

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$

Zona 1: Entro 2d della faccia diaframmi

$$A_{st} = 4\phi 20/20 \quad V_{Rd} = 5550 \text{ kN/m} > V_{max}$$

Zona 2: Resto soletta

$$A_{st} = 2\phi 20/40 \quad V_{Rd} = 1362 \text{ kN/m}$$



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

- Verifiche SLE – Solettone di fondo

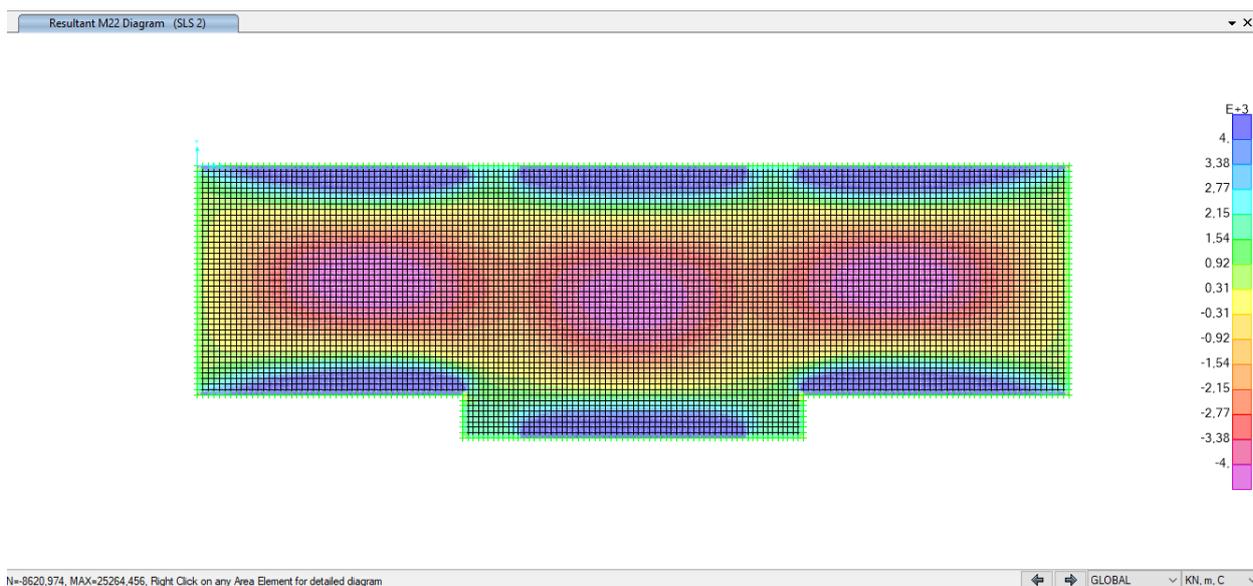


Figura 63. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

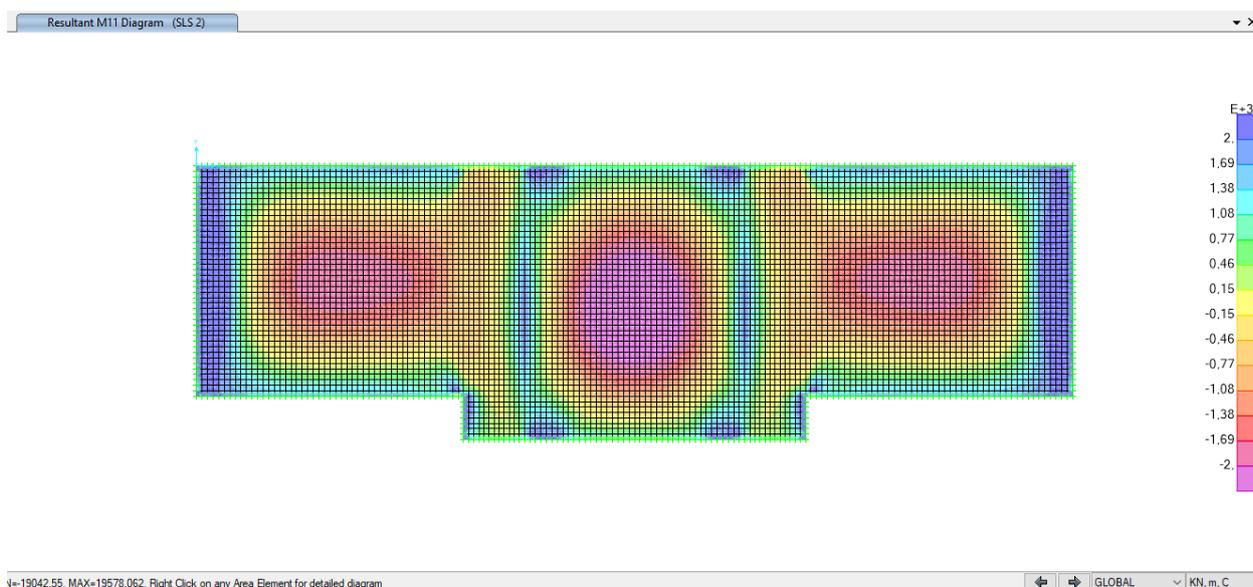


Figura 64. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il  $M_{lim}$  è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [ M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s} ]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

**Tabella 22 Capacità delle sezioni tipologiche**

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As' (cm <sup>2</sup> /m)	M <sub>lim</sub> (kN.m/m)	M <sub>r</sub> (kN.m/m)
T1	180	172.5	2φ32/100	φ32/100	5500	10111
T2	180	172.5	φ32/100	φ32/100	2800	5237
L1	180	170	φ26/100	φ26/100	1500	3405

Dal confronto dei momenti flettenti massimi  $M_{max}$  per SLE con i momenti limite  $M_{lim}$  di ciascuna sezione tipologica utilizzata, si verifica che  $M_{max} < M_{lim}$

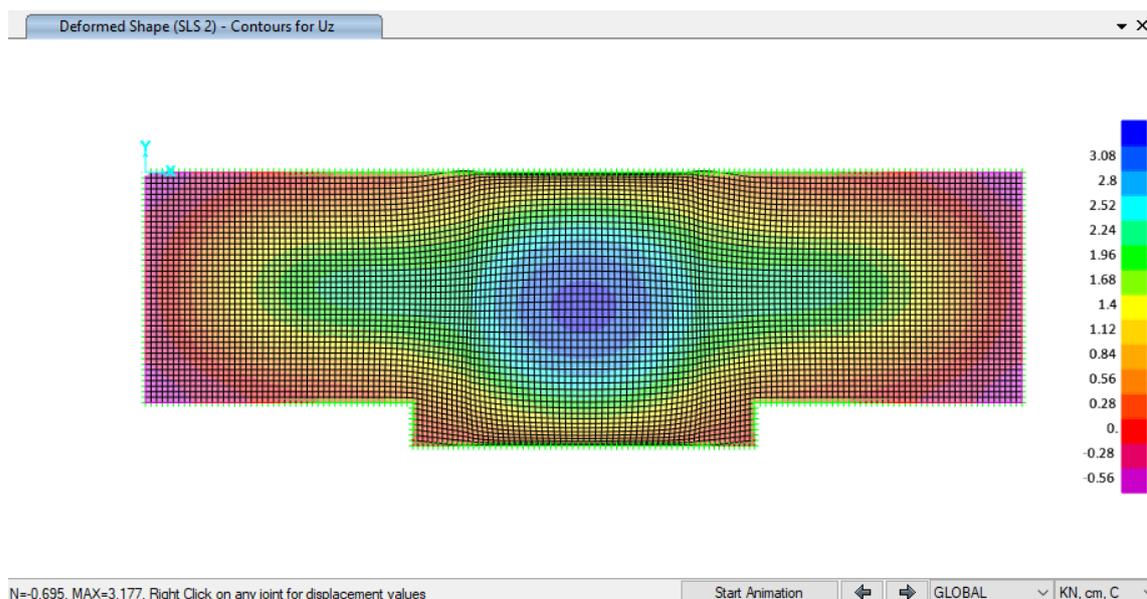
ii) Verifica deformazione

NTC2018 §4.1.2.2.2. / Eurocode 2 § 7.4

Per garantire l'aspetto e l'utilità generale della struttura, e prevenire le flessioni che potrebbero danneggiare le parti adiacenti della struttura è fissato il limite di deformabilità a carichi quasi permanenti = luce/250. L'abbassamento viene valutato rispetto ai supporti. In ogni caso, è possibile utilizzare la pre-inclinazione per compensare parte o tutta la flessione.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

La Figura mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.



**Figura 65. Deformazione verticale Uz – SLE**

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite  $\Delta/L < 1/250$ , dove:

$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{sup}}$  ... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

**Tabella 23 Verifica deformazione**

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{sup}}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
2	20,80	2,04	1/1020
3	24,70	2,45	1/1000
mid span	24,70	3,60	1/690
4	24,70	2,48	1/995
5	20,00	2,06	1/970



## 6.3 Altre strutture interne

### 6.3.1 Generalità

Tra le strutture interne vi sono le fodere poste in adiacenza ai diaframmi e le strutture secondarie come scale fisse, banchine, muri di sottobanchina, che consentono di determinare le sollecitazioni da considerare nei modelli precedenti.

### 6.3.2 Fodere interne

L'analisi strutturale è stata condotta mediante schemi strutturali semplici con l'utilizzo del software Sap2000

La fodera tra il solaio di copertura e il solaio dell'atrio tra quota -3,30m e -7,95m è stata schematizzata come una trave appoggiata-appoggiata di spessore 60cm e larghezza unitaria. La fodera tra il solaio dell'atrio e il solaio del primo mezzanino tra quota -9,15m e -13,80m è stata schematizzata come una trave appoggiata-appoggiata di spessore 60cm e larghezza unitaria. La fodera tra il solaio dell'atrio e il solaio del secondo mezzanino tra quota -15,00m e -19,65m è stata schematizzata come una trave appoggiata-appoggiata di spessore 80cm e larghezza unitaria. Finalmente, la fodera tra il solaio del secondo mezzanino e la soletta di fondazione tra quota -20,85m e -25,45m è stata schematizzata come una trave appoggiata (lato superiore) -incastata (lato fondazione) di spessore 80cm e larghezza unitaria.

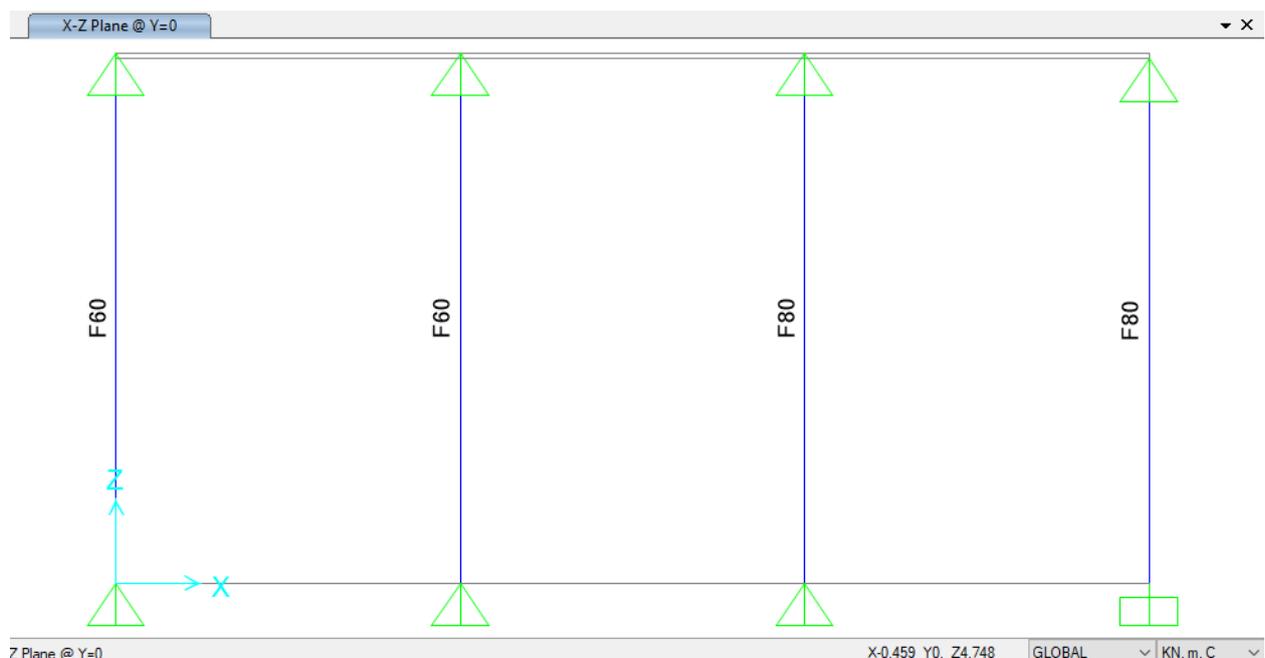


Figura 66. Schemi di calcolo

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

**Tabella 24 Spessore delle fodere**

Elemento strutturale	Quota[m]	Spessore [cm]
Fodere "tipo A"	da -3,30 a -7,95m	60
Fodere "tipo B"	da -9,15m a -13,80m	60
Fodere "tipo C"	da -15,00m a -19,65m	80
Fodere "tipo D"	da -20,85m a -25,45m	80/100

### 6.3.2.1 Analisi dei carichi

#### 1) Spinta laterale del terreno

L'incremento a lungo termine del carico laterale applicato alle fodere è stato calcolato considerando la ripartizione di tale carico in base al rapporto delle inerzie tra fodera (spessore 60(80) cm) e diaframma spessore 120cm.

#### 2) Spinta idraulica

Il carico è stato calcolato considerando il livello di falda di lungo termine ed è stato applicato al 100% alle fodere.

#### 3) Spinta sismica

Il carico sismico applicato alle fodere è stato calcolato considerando la ripartizione di tale carico in base al rapporto delle inerzie tra fodera (spessore 60(80) cm) e diaframma spessore 120cm.

A favore di sicurezza il peso proprio è stato trascurato



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Tabella 25 Calcolo carichi da quota -3,30m a -7,95m

Carichi da -3,3m a -7,95m													
Pressione del terreno													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_v [kN/m2]	Friction angle [°]	Ka [-]	K0	Sigma_h0 [-]	Sigma_ha [kN/m2]	delta_h [kN/m2]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Parz. sulle fodere [kN/m2]
	0							0.00	0.00	0.00	14400000	1800000	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	1800000	0.7
ritomb.	-3.3	1.5	20	66.0	30	0.33	0.50	33.00	22.00	11.00	14400000	1800000	1.2
U2	-7.95	4.65	19.5	156.7	35	0.27	0.43	66.81	42.46	24.35	14400000	1800000	2.7
Livello della falda -4.0													
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1.8	1.8	0	0.0										
-3.3	1.5	0	0.0										
-4	0.7	0	0.0										
-7.95	3.95	10	39.5										
Pressione del sisma													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. Sp. terreno [°]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]					
	0					14400000.0	1800000.0	0.0					
ritomb.	-1.8	1.8	20	1.2	5.91	14400000.0	1800000.0	1.9					
ritomb.	-3.3	1.5	20	1.2	5.91	14400000.0	1800000.0	1.9					
U2	-7.95	4.65	19.5	1.2	5.91	14400000.0	1800000.0	1.9					

GEODATA ENGINEERING

Tabella 26 Calcolo carichi da quota -9,15m a -13,80m

Carichi da -9,15m a -13,80m													
Pressione del terreno													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_v [kN/m2]	Friction angle [°]	Ka [-]	K0	Sigma_h0 [-]	Sigma_ha [kN/m2]	delta_h [kN/m2]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Parz. sulle fodere [kN/m2]
	0							0.00	0.00	0.00	14400000	1800000	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	1800000	0.7
ritomb.	-3.3	1.5	20	66.0	30	0.33	0.50	33.00	22.00	11.00	14400000	1800000	1.2
U2	-7.95	4.65	19.5	156.7	35	0.27	0.43	66.81	42.46	24.35	14400000	1800000	2.7
U2	-9.15	1.2	19.5	180.1	35	0.27	0.43	76.79	48.80	27.99	14400000	1800000	3.1
U2	-13.8	4.65	19.5	270.8	35	0.27	0.43	115.45	73.37	42.08	14400000	1800000	4.7
Livello della falda -4.0													
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1.8	1.8	0	0.0										
-3.3	1.5	0	0.0										
-4	0.7	0	0.0										
-7.95	3.95	10	39.5										
-9.15	5.15	10	51.5										
-13.8	9.8	10	98.0										
Pressione del sisma													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. Sp. terreno [°]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]					
	0					14400000.0	1800000.0	0.0					
ritomb.	-1.8	1.8	20	1.2	5.91	14400000.0	1800000.0	1.9					
ritomb.	-3.3	1.5	20	1.2	5.91	14400000.0	1800000.0	1.9					
U2	-7.95	4.65	19.5	1.2	5.91	14400000.0	1800000.0	1.9					
U2	-9.15	1.2	19.5	1.2	10.26	14400000.0	1800000.0	2.3					
U2	-13.8	4.65	19.5	1.2	10.26	14400000.0	1800000.0	2.3					

GEODATA ENGINEERING

**Tabella 20 Calcolo carichi da quota -15,00m a -19,65m**

Carichi da -15m a -19,65m													
Pressione del terreno													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_v [kN/m2]	Friction angle [°]	Ka [-]	K0	Sigma_h0 [-]	Sigma_ha [kN/m2]	delta_h [kN/m2]	L_diaf. [m4]	L_fodera [m4]	Press. Parz. sulle fodere [kN/m2]
	0							0.00	0.00	0.00	14400000	18000000	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	18000000	0.7
ritomb.	-3.3	1.5	20	66.0	30	0.33	0.50	33.00	22.00	11.00	14400000	18000000	1.2
U2	-7.95	4.65	19.5	156.7	35	0.27	0.43	66.81	42.46	24.35	14400000	18000000	2.7
U2	-9.15	1.2	19.5	180.1	35	0.27	0.43	76.79	48.80	27.99	14400000	18000000	3.1
U2	-13.8	4.65	19.5	270.8	35	0.27	0.43	115.45	73.37	42.08	14400000	18000000	4.7
U2	-15	1.2	19.5	294.2	35	0.27	0.43	125.43	79.71	45.72	14400000	4266666.7	10.5
U2	-19.65	4.65	19.5	384.8	35	0.27	0.43	164.10	104.28	59.81	14400000	4266666.7	13.7
Livello della falda -4.0													
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0			0.0										
-1.8	1.8	0	0.0										
-3.3	1.5	0	0.0										
-4	0.7	0	0.0										
-7.95	3.95	10	39.5										
-9.15	5.15	10	51.5										
-13.8	9.8	10	98.0										
-15	11	10	110.0										
-19.65	15.65	10	156.5										
Pressione del sisma													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. Sp. terreno [°]	L_diaf. [m4]	L_fodera [m4]	Press. Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]					
	0					14400000.0	18000000.0	0.0					
ritomb.	-1.8	1.8	20	1.2	5.91	14400000.0	18000000.0	1.9					
ritomb.	-3.3	1.5	20	1.2	5.91	14400000.0	18000000.0	1.9					
U2	-7.95	4.65	19.5	1.2	5.91	14400000.0	18000000.0	1.9					
U2	-9.15	1.2	19.5	1.2	10.26	14400000.0	18000000.0	2.3					
U2	-13.8	4.65	19.5	1.2	10.26	14400000.0	18000000.0	2.3					
U2	-15	1.2	19.5	1.6	14.60	14400000.0	4266666.7	4.9					
U2	-19.65	4.65	19.5	1.6	14.60	14400000.0	4266666.7	4.9					

**Tabella 20 Calcolo carichi da quota -20,85m a -25,45m**

Carichi da -20,85m a -25,45m													
Pressione del terreno													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_v [kN/m2]	Friction angle [°]	Ka [-]	K0	Sigma_h0 [-]	Sigma_ha [kN/m2]	delta_h [kN/m2]	L_diaf. [m4]	L_fodera [m4]	Press. Parz. sulle fodere [kN/m2]
	0							0.00	0.00	0.00	14400000	18000000	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	18000000	0.7
ritomb.	-3.3	1.5	20	66.0	30	0.33	0.50	33.00	22.00	11.00	14400000	18000000	1.2
U2	-7.95	4.65	19.5	156.7	35	0.27	0.43	66.81	42.46	24.35	14400000	18000000	2.7
U2	-9.15	1.2	19.5	180.1	35	0.27	0.43	76.79	48.80	27.99	14400000	18000000	3.1
U2	-13.8	4.65	19.5	270.8	35	0.27	0.43	115.45	73.37	42.08	14400000	18000000	4.7
U2	-15	1.2	19.5	294.2	35	0.27	0.43	125.43	79.71	45.72	14400000	4266666.7	10.5
U2	-19.65	4.65	19.5	384.8	35	0.27	0.43	164.10	104.28	59.81	14400000	4266666.7	13.7
U2	-20.85	1.2	19.5	408.2	35	0.27	0.43	174.08	110.62	63.45	14400000	4266666.7	14.5
U2	-25.45	4.6	19.5	497.9	35	0.27	0.43	212.33	134.93	77.39	14400000	4266666.7	17.7
Livello della falda -4.0													
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0			0.0										
-1.8	1.8	0	0.0										
-3.3	1.5	0	0.0										
-4	0.7	0	0.0										
-7.95	3.95	10	39.5										
-9.15	5.15	10	51.5										
-13.8	9.8	10	98.0										
-15	11	10	110.0										
-19.65	15.65	10	156.5										
-20.85	16.85	10	168.5										
-25.45	21.45	10	214.5										
Pressione del sisma													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. Sp. terreno [°]	L_diaf. [m4]	L_fodera [m4]	Press. Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]					
	0					14400000.0	18000000.0	0.0					
ritomb.	-1.8	1.8	20	1.2	5.91	14400000.0	18000000.0	1.9					
ritomb.	-3.3	1.5	20	1.2	5.91	14400000.0	18000000.0	1.9					
U2	-7.95	4.65	19.5	1.2	5.91	14400000.0	18000000.0	1.9					
U2	-9.15	1.2	19.5	1.2	10.26	14400000.0	18000000.0	2.3					
U2	-13.8	4.65	19.5	1.2	10.26	14400000.0	18000000.0	2.3					
U2	-15	1.2	19.5	1.6	14.60	14400000.0	4266666.7	4.9					
U2	-19.65	4.65	19.5	1.6	14.60	14400000.0	4266666.7	4.9					
U2	-20.85	1.2	19.5	1.6	18.71	14400000.0	4266666.7	5.9					
U2	-25.45	4.6	19.5	1.6	18.71	14400000.0	4266666.7	5.9					

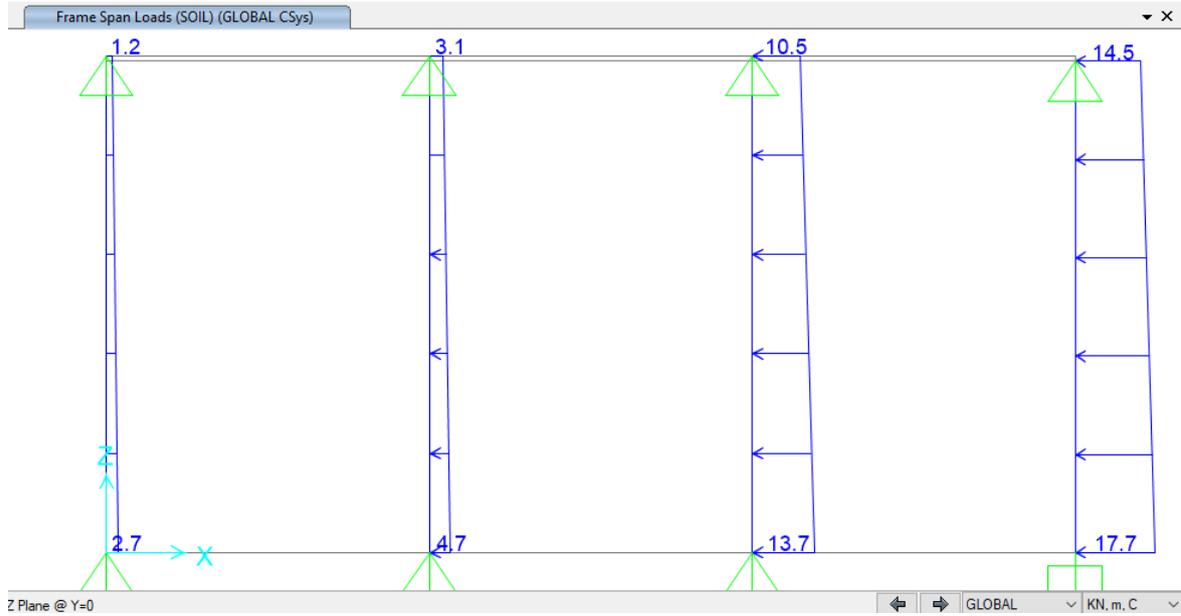


Figura 67. Pressione del terreno

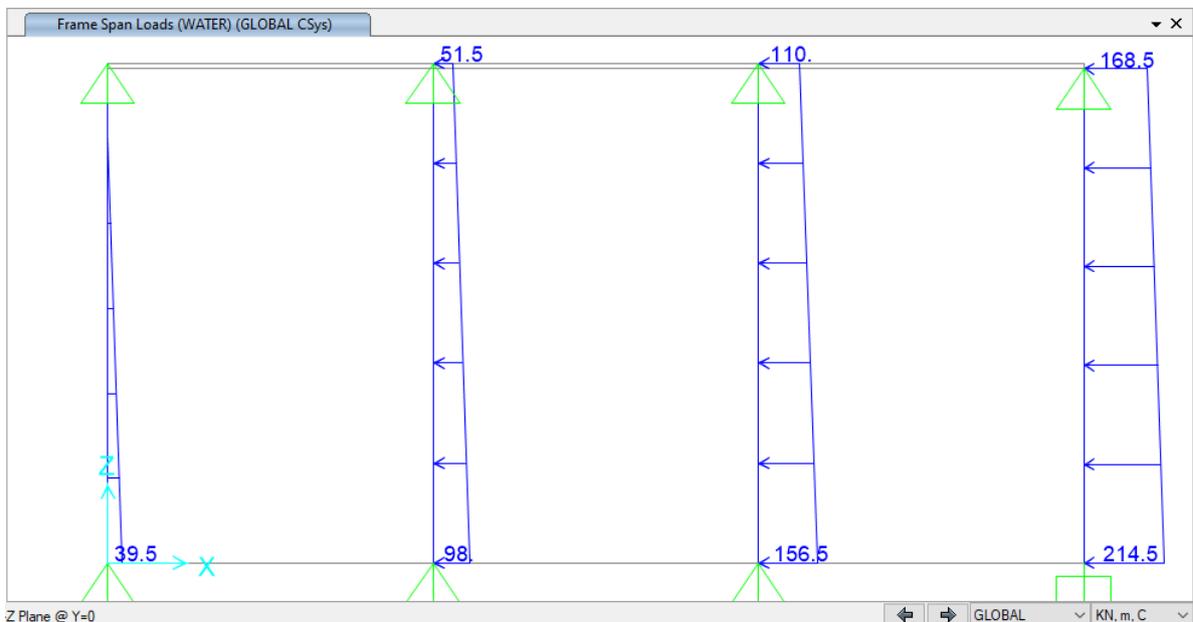


Figura 68. Pressione dell'acqua

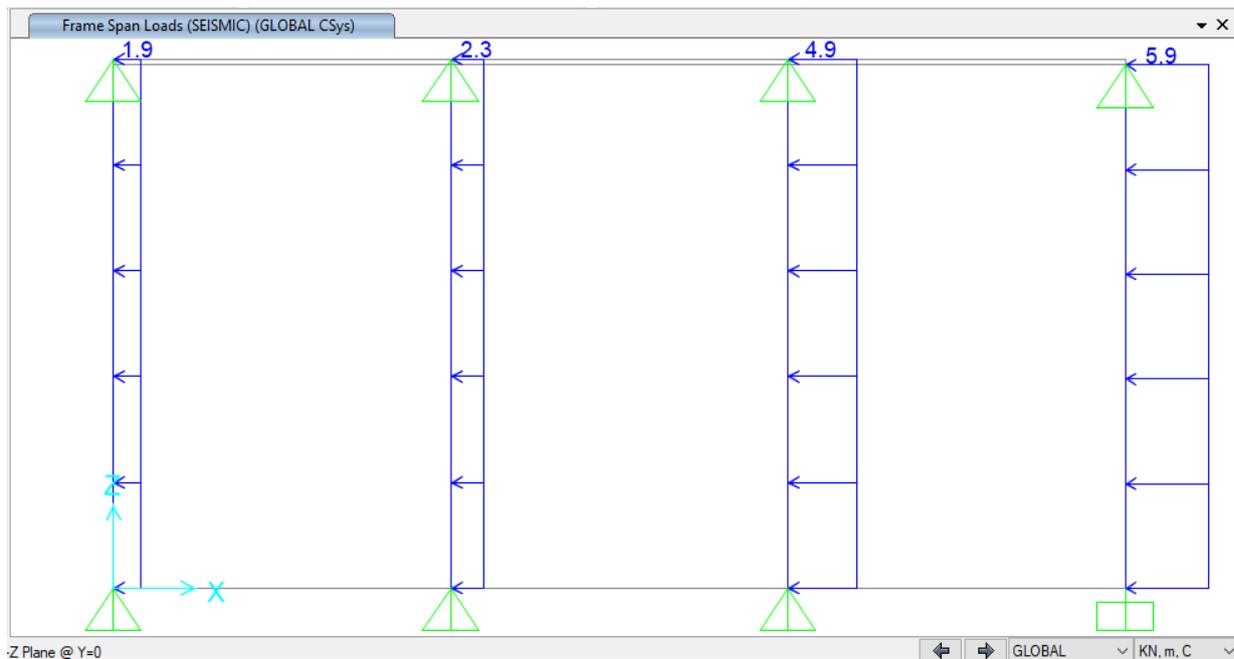


Figura 69. Pressione sismica

### 6.3.2.2 Combinazione dei carichi

I carichi suddetti sono stati applicati adottando gli opportuni coefficienti moltiplicativi:

G1 = Spinta del terreno

G2 = Spinta idraulica

E = Spinta sismica

Tabella 27 Combinazione dei carichi

Carico	SLE	SLU 1	SLU 2_ECC
G1	1,00	1,30	1,00
G2	1,00	1,30	1,00
E	0	0	1,00



### 6.3.2.3 Risultati dell'analisi

Nei paragrafi seguenti sono riportati i diagrammi della combinazione SLE e gli involuipi delle combinazioni SLU.

I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione.

Gli involuipi della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.

L'ALLEGATO F sono riportati i risultati di interesse.

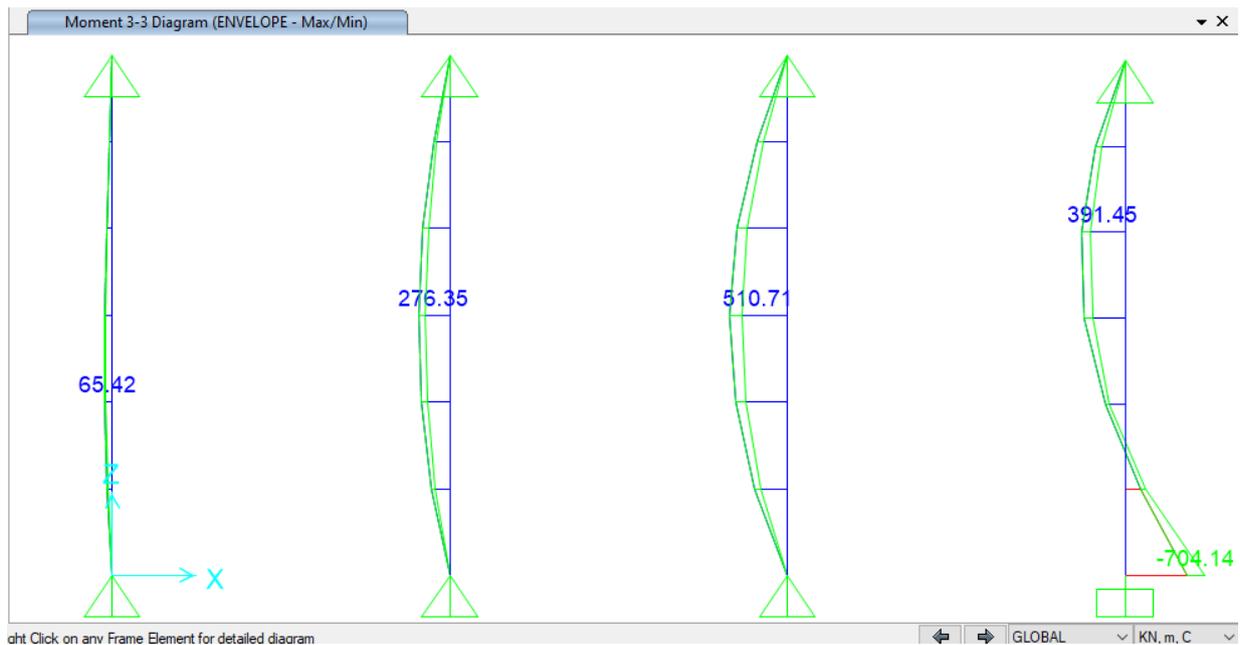
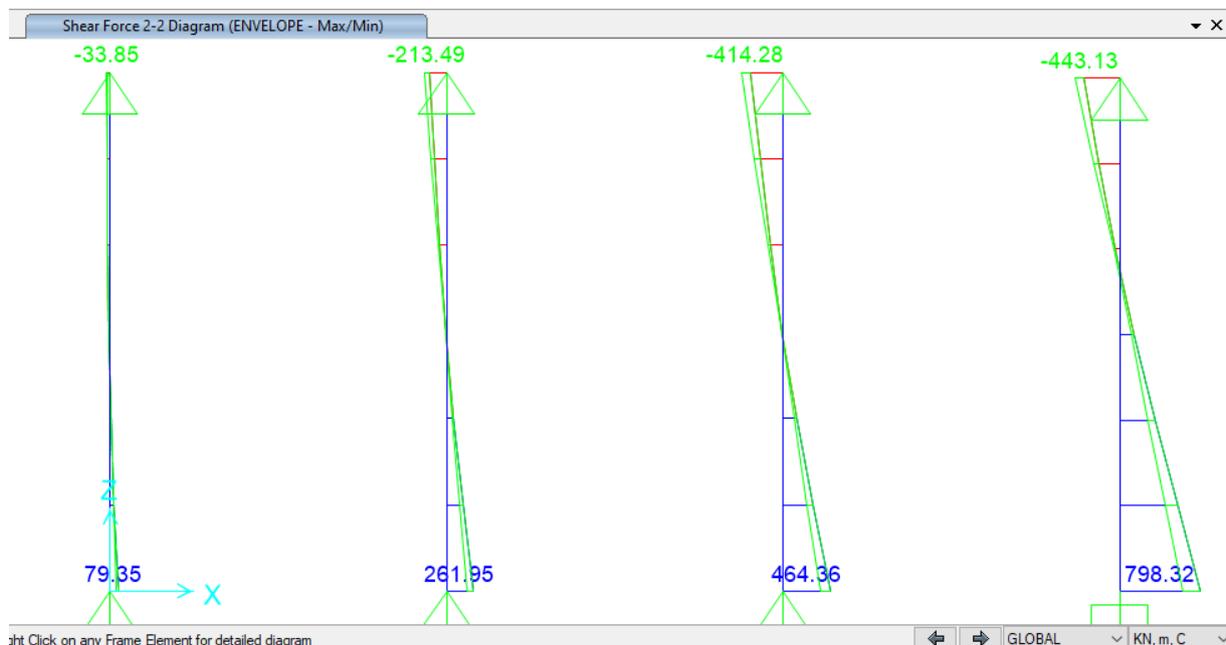
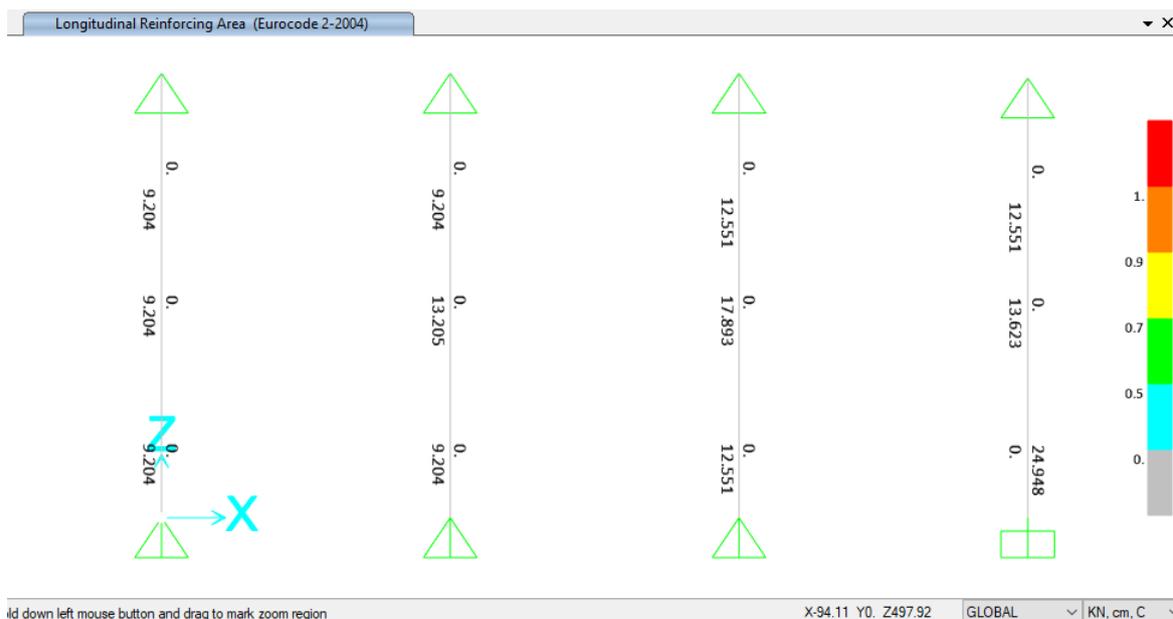


Figura 70. Diagrammi Momento flettente


**Figura 71. Diagrammi di Taglio**

### 6.3.2.4 Verifiche strutturali

#### - Verifiche SLU


**Figura 72. Rinforzo longitudinale (cm<sup>2</sup>/m)**



Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle fodere:

Tabella 28 Armature fodere

Quota	Spessore [cm]	Lato interno	Lato esterno	Rep.	Armatura a taglio	V <sub>Rd</sub> [KN/m]
Da -3,30m a -7,95m	60	Φ 16/20	Φ 12/20	Φ 12/20	Φ8/40X40	87
Da -9,15m a -13,80m	60	Φ 18/10	Φ 12/20	Φ 12/20	Φ10/20X40	271
Da -15,00m a -19,65m	80	Φ 20/10	Φ 16/20	Φ 16/20	Φ12/20X40	533
Da -20,85m a -25,45m	80	Φ 20/10	Φ 16/20	Φ 16/20	Φ12/20X20	1066
		Φ 20/10	Φ 20/10 + Φ 16/20	Φ 16/20	Φ12/20X20	1066

- Verifiche SLE

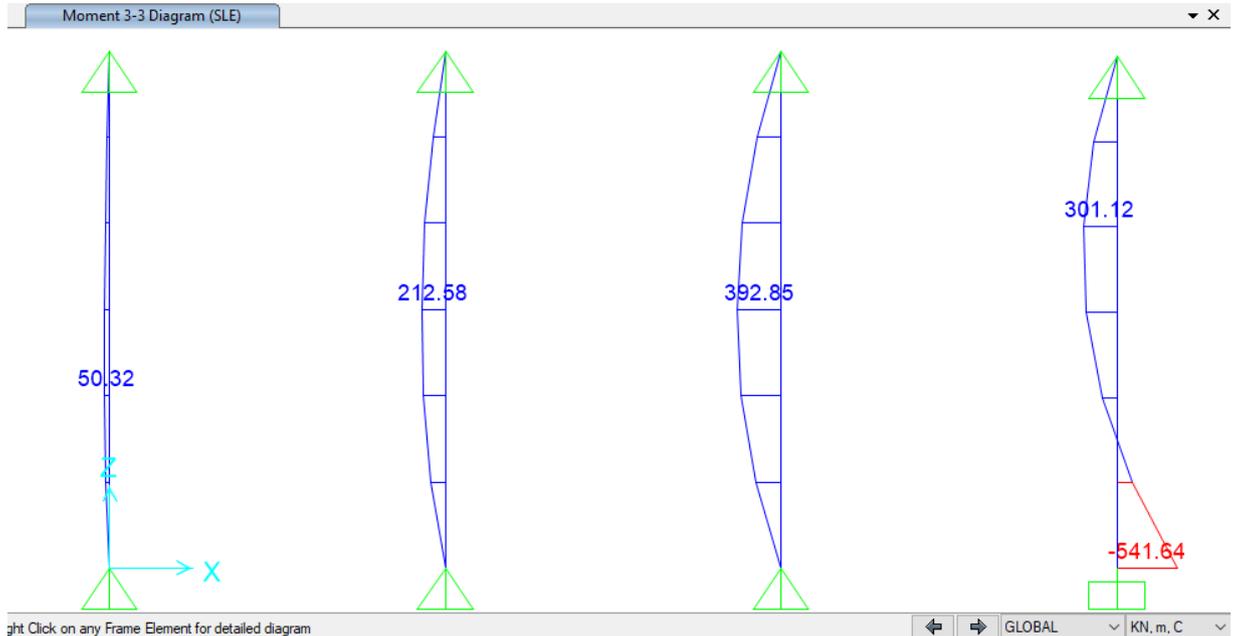


Figura 73. Diagramma di Momenti flettenti



## i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il  $M_{lim}$  è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [ M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s} ]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As' (cm <sup>2</sup> /m)	M <sub>lim</sub> (kN.m/m)	M <sub>r</sub> (kN.m/m)
Da -3,30m a -7,95m	60	55	φ16/200	φ12/200	70	215
Da -9,15m a -13,80m	60	55	φ18/100	φ12/200	275	515
Da -15,00m a -19,65m	80	75	φ20/100	φ16/200	460	885
Da -20,85m a -25,45m interno	80	75	φ20/100	φ16/200	460	885
Da -20,85m a -25,45m base	80	75	φ20/100 + φ16/200	φ20/100	620	1135



ii) Verifica deformazione

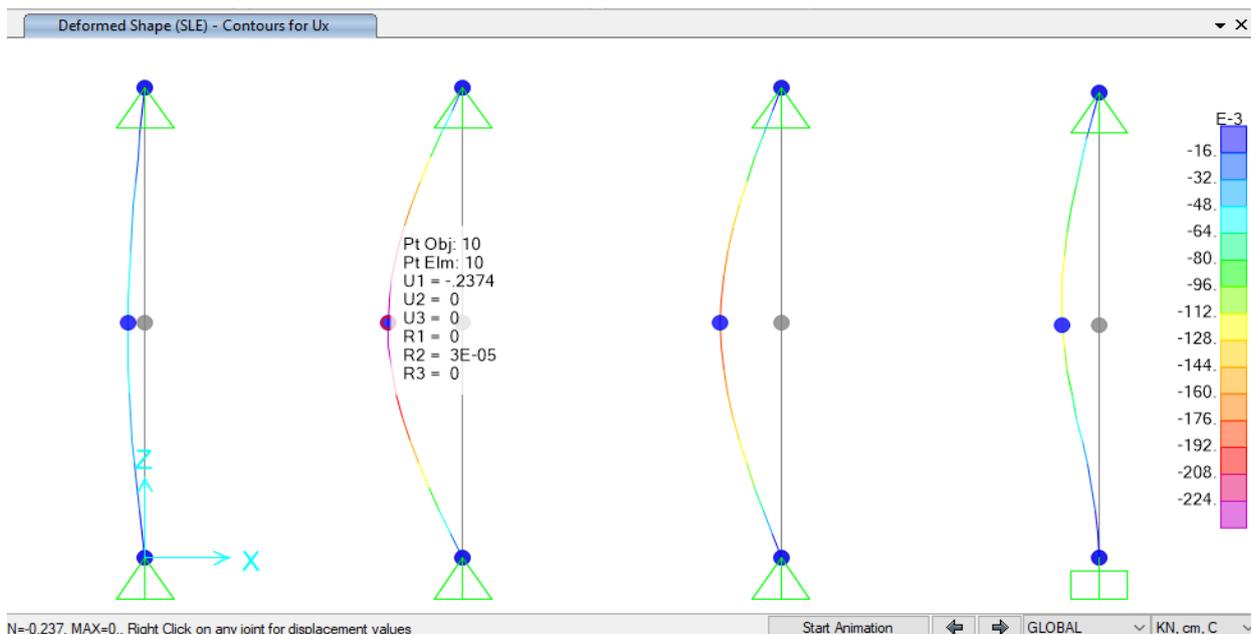


Figura 74. Deformazione laterale

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite  $\Delta/L < 1/250$ , dove:

$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$  ... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

Tabella 29 Verifica deformazione

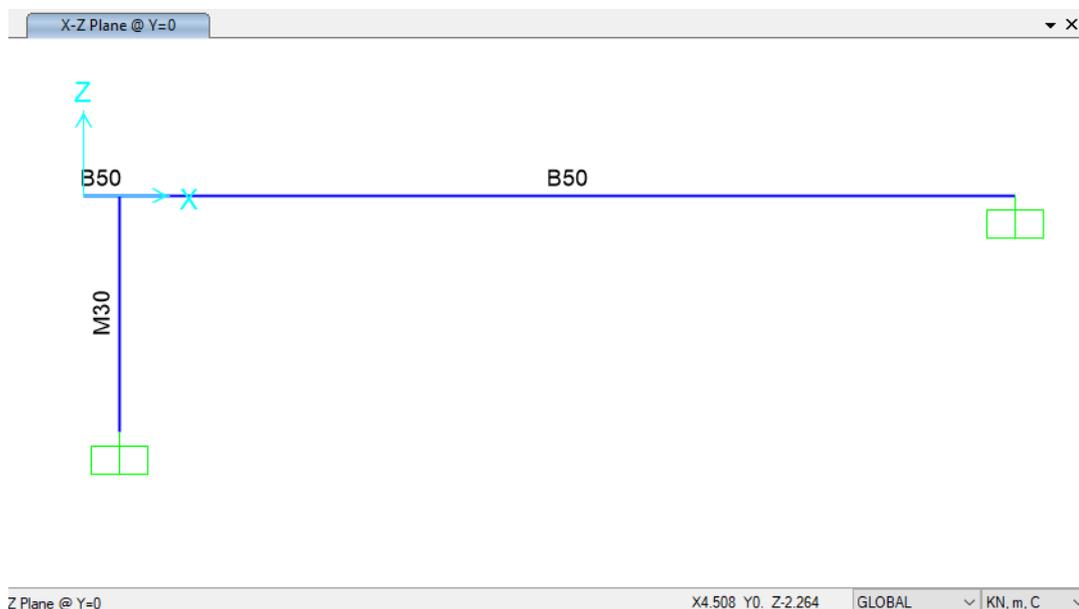
Fodera	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
Da -3,30m a -7,95m	4,65	0,055	---
Da -9,15m a -13,80m	4,65	0,24	$\ll 1/250$
Da -15,00m a -19,65m	4,65	0,19	$\ll 1/250$
Da -20,85m a -25,45m	4,60	0,12	$\ll 1/250$

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

### 6.3.3 Banchine e muri sotto banchine

La soletta di banchina di spessore 0,50m è incastrata alle fodere della stazione ed appoggiata al muro esterno di sotto banchina di spessore 0,30m.

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto mediante il software Sap2000. La Figura mostra lo schema dei modelli strutturali adottati per la soletta di banchina e muri sotto banchina di larghezza unitaria.



**Figura 75. Modello di calcolo**

#### 6.3.4.1. Carichi e combinazioni

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente)  $0,30\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7,5 \text{ kN/m}^2$  ( $G_1$ )

Sottofondo =  $0,10\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,40 \text{ kN/m}^2$  ( $G_2$ )

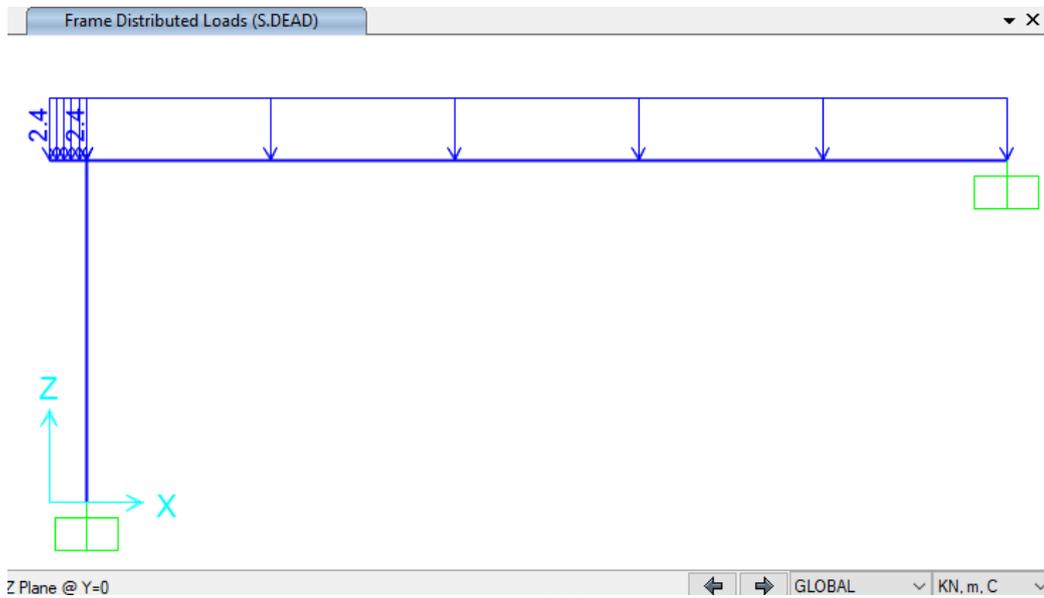
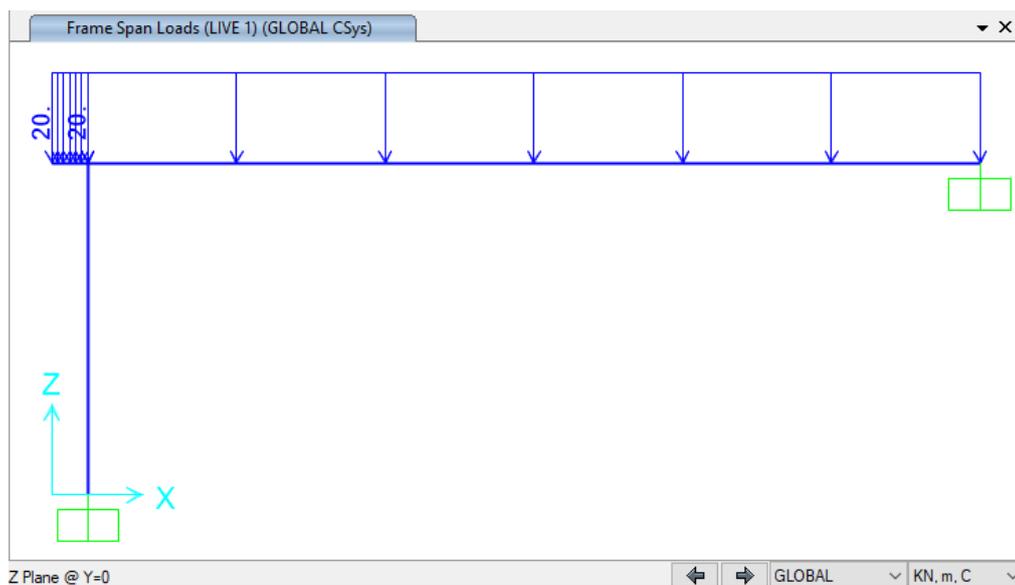


Figura 76. Sovraccarichi permanenti

### Carichi variabili

A favore di sicurezza è stata analizzata la sezione in corrispondenza dei tecnici, per massimizzare le sollecitazioni sono state considerate tre schemi de carico.

$$\text{Sovraccarichi} = 20 \text{ kN/m}^2 (Q_1)$$



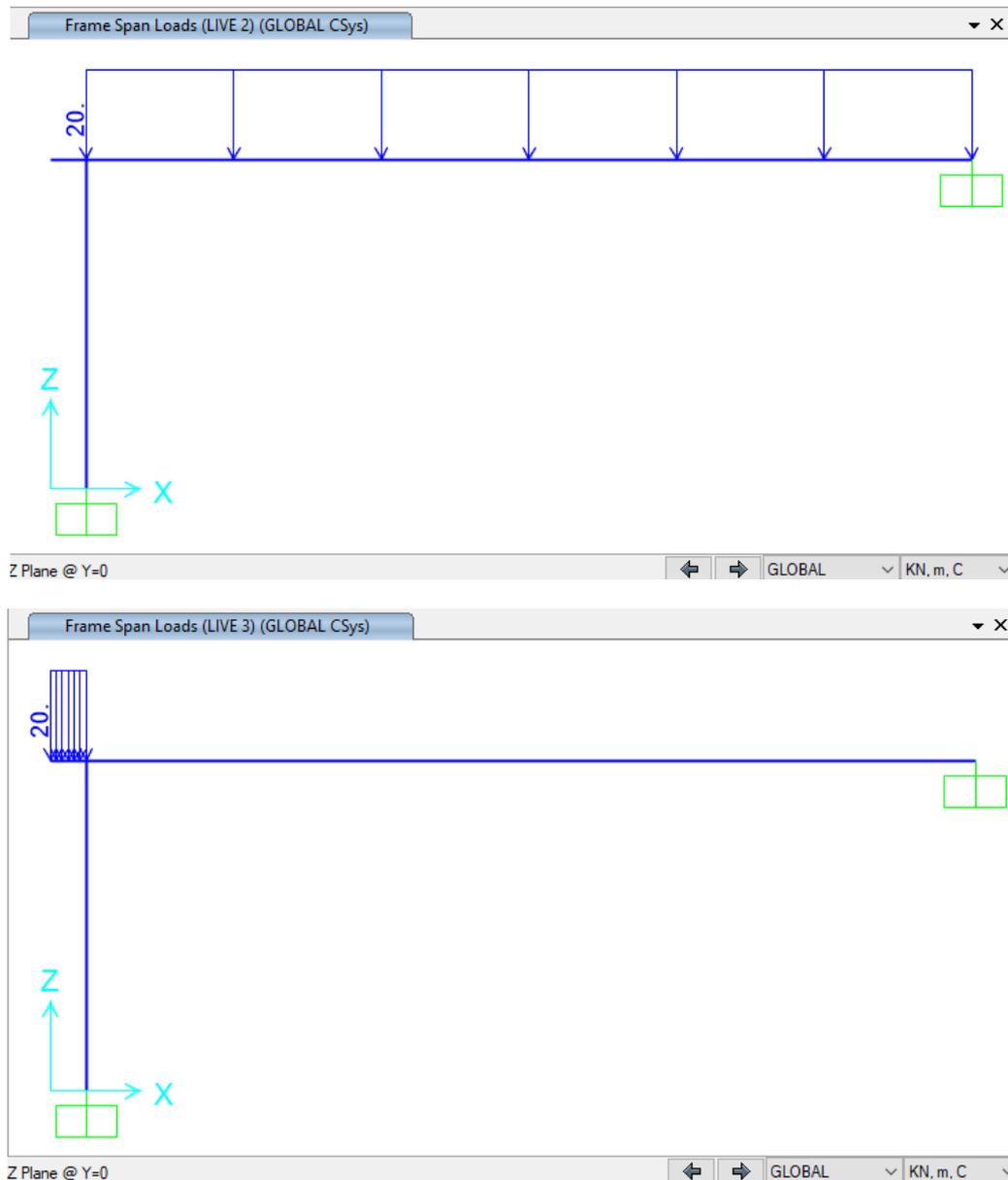


Figura 77. Sovraccarichi variabili

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC2018.

$$SLU: 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 Q_1$$



SLE:  $G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_1$       dove  $\Psi_{2,1} = 1,00$  conservativamente, per combinazione  
quasi-permanente e frequente a lungo termine

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

Calcestruzzo:  $\gamma_c = 1,50$

Acciaio di rinforzo:  $\gamma_s = 1,15$

### 6.3.3.1 Risultati dell'analisi

Nei paragrafi seguenti sono riportati i diagrammi della combinazione SLE e gli involuipi delle combinazioni SLU.

I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione.

Gli involuipi della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.

L'ALLEGATO G sono riportati i risultati di interesse.

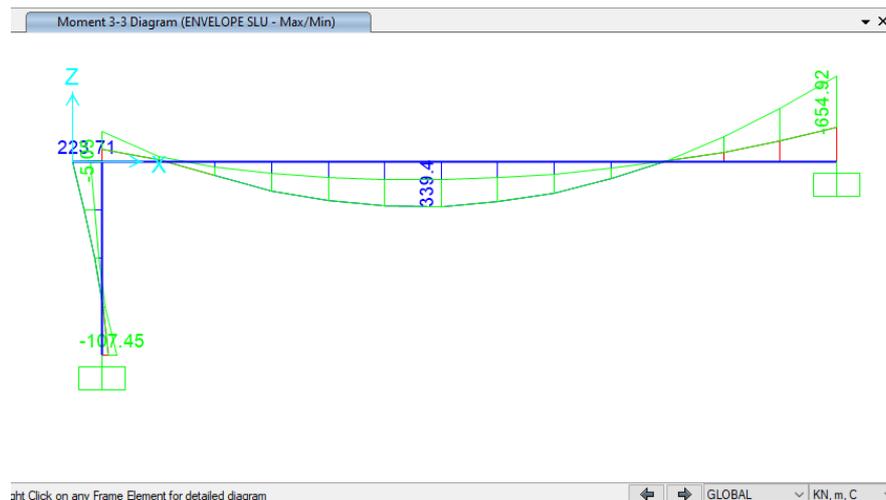
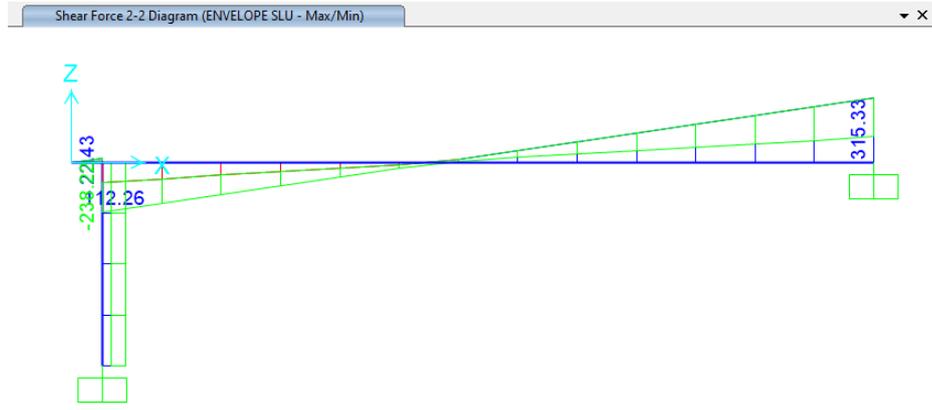
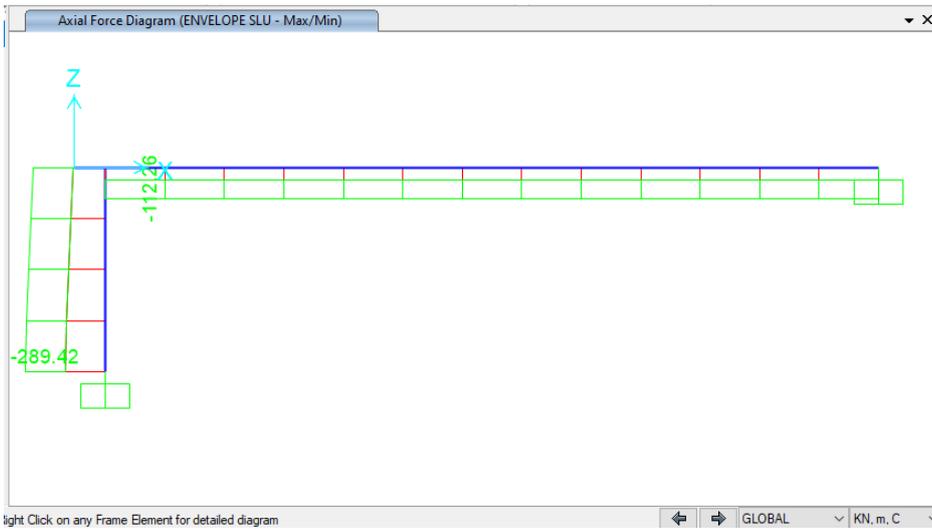


Figura 78. Diagrammi momenti flettenti



Right Click on any Frame Element for detailed diagram

Figura 79. Diagramma di Taglio



Right Click on any Frame Element for detailed diagram

Figura 80. Involuppo dello sforzo normale



### 6.3.3.2 Verifiche strutturali

#### - Verifica SLU

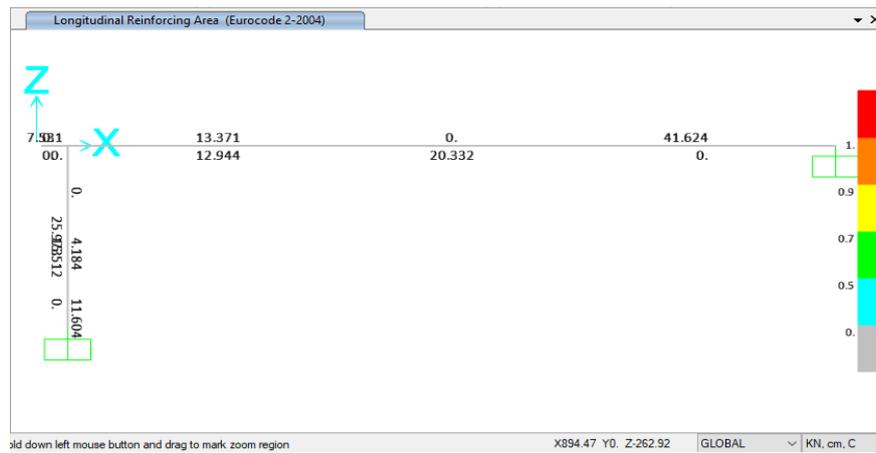


Figura 81. Rinforzo longitudinale in cm<sup>2</sup>/m

Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle banchine:

Banchina tipo 1					
Span No	Spessore [cm]	Posizione	supporto sinistro/base	vano	supporto destro/alto
Span 1	30	Superiore	Φ 16/200 + Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 16/200 + Φ 22/100
		Inferiore	Φ 20/100	Φ 20/100	Φ 20/100
		Rep. Superiore	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 16/200
		Rep. Inferiore	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 16/200
Muro 1	30	Esterna	Φ 20/100	Φ 20/100	Φ 20/100
		Interna	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 16/200
		Rep. Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Element	Armatura a taglio al metro	$V_{Rd}$ [KN/m]
Banchina	$\Phi$ 10/20/20	444
Muro	$\Phi$ 8/40/40	47

- Verifiche SLE

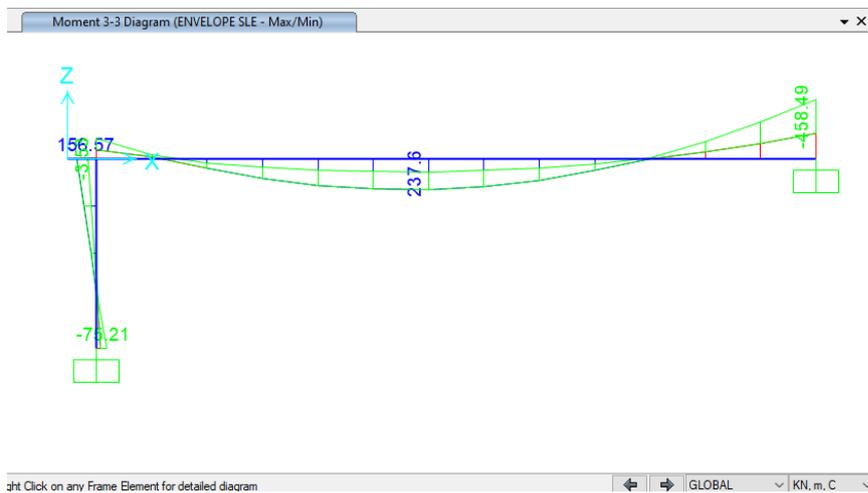


Figura 82. Diagramma del momento flettente SLE



## i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il  $M_{lim}$  è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [ M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s} ]$$

Dove,

$M_{0.30}$  = Mmax per una fessura limite  $w_2 = 0,30\text{mm}$  NTC2018 §4.1.2.2.4.

$M_{\sigma_c}$  = Mmax per  $\sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck}$  NTC2018§4.1.2.2.5.1.

$M_{\sigma_s}$  = Mmax per  $\sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk}$  NTC2018 §4.1.2.2.5.2.

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As' (cm <sup>2</sup> /m)	M <sub>lim</sub> (kN.m/m)	M <sub>r</sub> (kN.m/m)
T1	50	45	φ20/100	φ16/200	280	515
T2	50	45	φ16/100	φ20/100	180	355
T3	50	45	φ16/200 + φ22/100	φ20/100	480	755
T4	30	25	φ20/100	φ16/200	170	265



ii) Verifica deformazione

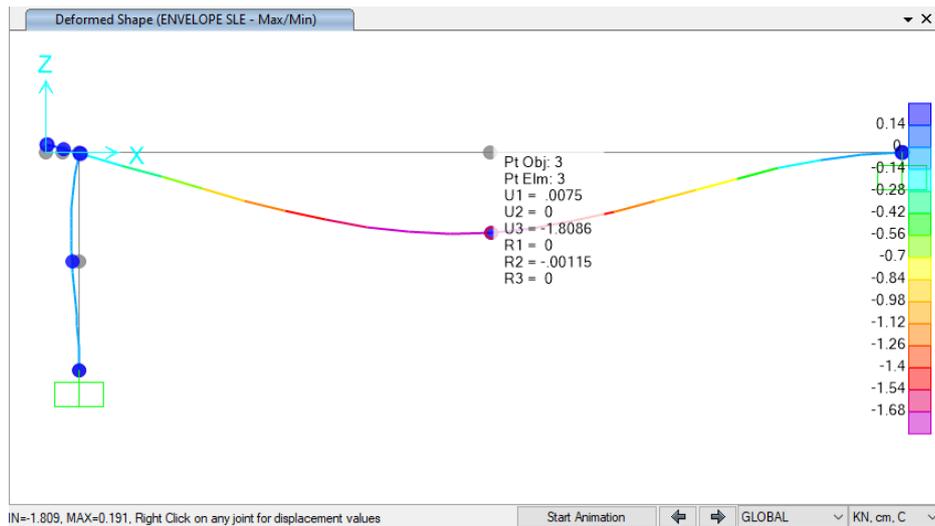


Figura 83. Deformazione SLE

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite  $\Delta/L < 1/250$ , dove:

$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$  ... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

Tabella 30 Verifica deformazione

Span No	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1-1	11,10	1,81	1/610

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

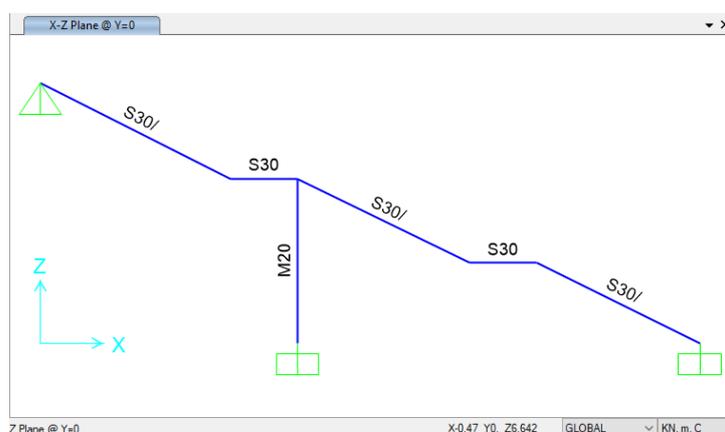
### 6.3.4 Scale fisse

Di seguito vengono mostrati i dettagli di calcolo delle due tipologie di scale fisse (Tipo 1 e 2) utilizzate nella presente stazione.

Tra la banchina inferiore e la soletta della banchina superiore, le scale fisse sono costituite da una soletta inclinata di spessore 0,30m, con gradini di 0,32x0,16 m e con un muro di sostegno intermedio di spessore 0,20m (Scala tipo 1).

Tra la soletta della banchina superiore e il livello atrio, dove non è possibile utilizzare un muro di sostegno intermedio, la soluzione strutturale delle scale fisse sono costituite da una soletta inclinata di spessore 0,20m, con gradini di 0,32x0,16 m supportato da due travi laterali segmentate 60x80 (Scala tipo 2).

La Figura mostra lo schema dei modelli strutturale adottato per ogni tipo de scala.



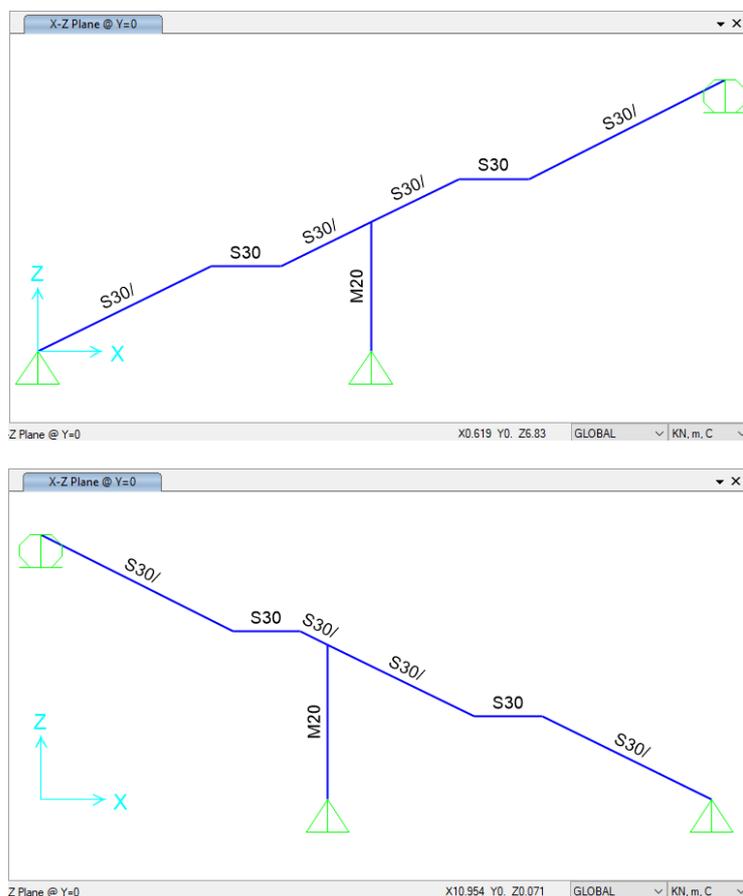


Figura 84. Modello delle scale fisse

#### 6.3.4.1 Carichi e combinazioni

- Scala tipo 1: (s = 1,00m)

Carichi permanenti:

Peso proprio =  $0,30\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7,5 \text{ kN/m}^2$  (calcolato automaticamente) ( $G_1$ -Dead)

Gradini =  $0,10\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,50 \text{ kN/m}^2$  (calcolato automaticamente) ( $G_2$  -  $S_{\text{Dead}}$ )

Rivestimenti =  $0,125\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,00 \text{ kN/m}^2$  ( $G_3$  -  $S_{\text{Dead}}$ )

Carichi variabili



Sovraccarichi = 5,0 kN/m<sup>2</sup> (Q<sub>1</sub> - Live)

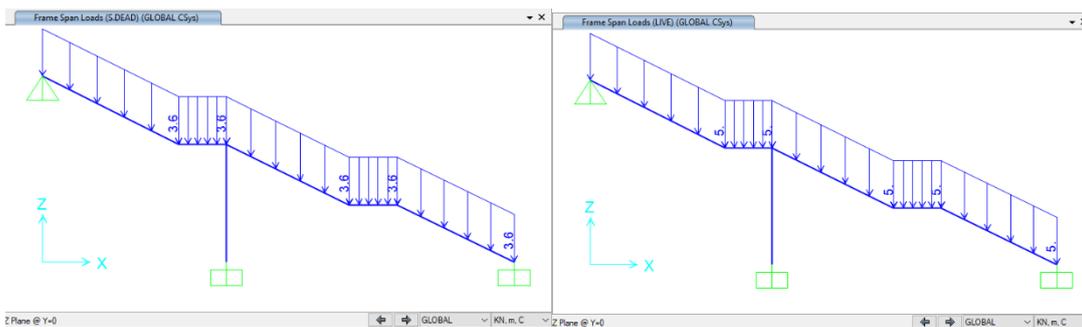


Figura 85. Sovraccarichi permanenti (S\_Dead Load) e variabili (Live Load)

- Scala tipo 2: (s = 1,20 m)

Carichi permanenti:

Peso proprio = 0,30m x 25 kN/m<sup>3</sup> = 7,5 kN/m<sup>2</sup> (calcolato automaticamente) (G<sub>1</sub>-Dead)

Gradini = 0,10m x 25 kN/m<sup>3</sup> = 2,50 kN/m<sup>2</sup> (calcolato automaticamente) (G<sub>2</sub> - S\_Dead)

Rivestimenti = 0,15m x 24 kN/m<sup>3</sup> = 3,60 kN/m<sup>2</sup> (G<sub>3</sub> - S\_Dead)

Carichi variabili

Sovraccarichi = 5,0 kN/m<sup>2</sup> (Q<sub>1</sub> - Live)

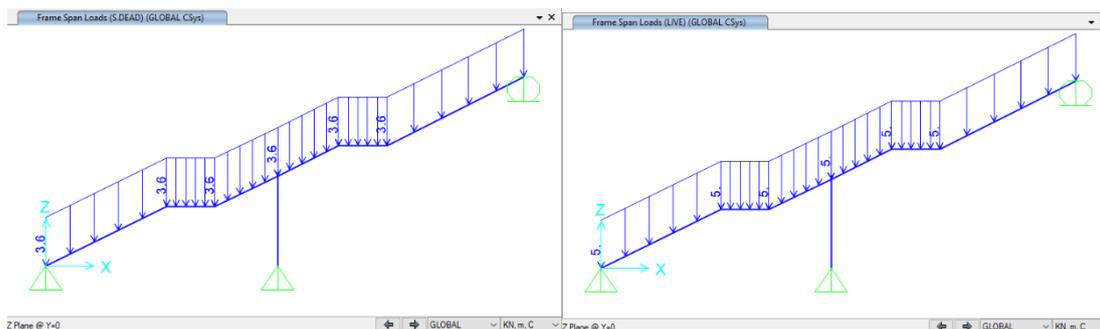


Figura 86. Sovraccarichi permanenti (S\_Dead Load) e variabili (Live Load)

- Scala tipo 3: (s = 1,20 m)

Carichi permanenti:

Peso proprio = 0,30m x 25 kN/m<sup>3</sup> = 7,5 kN/m<sup>2</sup> (calcolato automaticamente) (G<sub>1</sub>-Dead)



Gradini =  $0,10\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,50 \text{ kN/m}^2$  (calcolato automaticamente) ( $G_2 - S_{\text{Dead}}$ )

Rivestimenti =  $0,15\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN/m}^2$  ( $G_3 - S_{\text{Dead}}$ )

Carichi variabili

Sovraccarichi =  $5,0 \text{ kN/m}^2$  ( $Q_1 - \text{Live}$ )

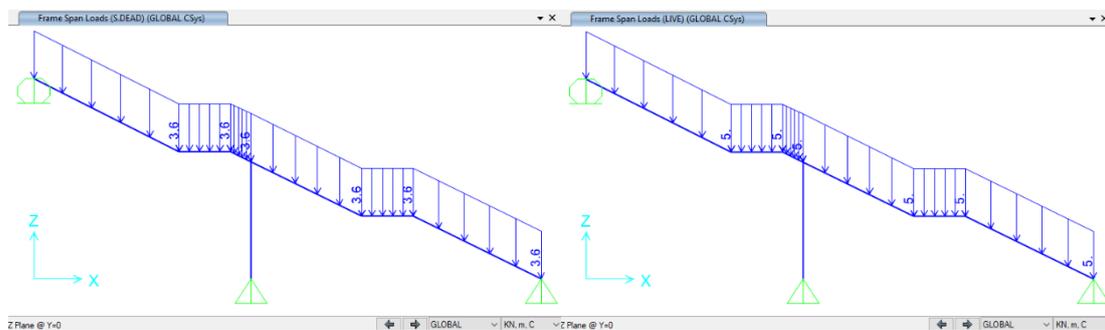


Figura 87. Sovraccarichi permanenti ( $S_{\text{Dead Load}}$ ) e variabili ( $\text{Live Load}$ )

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC2018.

$$\text{SLU: } 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 G_3 + 1,50 Q_1$$

$$\text{SLE: } G_1 + G_2 + G_3 + \Psi_{2,1} Q_1 \quad \text{dove } \Psi_{2,1} = 1,00 \quad \text{conservativamente per combinazione quasi-permanente a lungo termine}$$

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

$$\text{Calcestruzzo: } \gamma_c = 1,50$$

$$\text{Acciaio di rinforzo: } \gamma_s = 1,15$$

#### 6.3.4.2 Risultati dell'analisi

Nei paragrafi seguenti sono riportati i diagrammi della combinazione SLE e gli involuipi delle combinazioni SLU.



I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione.

Gli involuppi della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.

L'ALLEGATO H sono riportati i risultati di interesse.

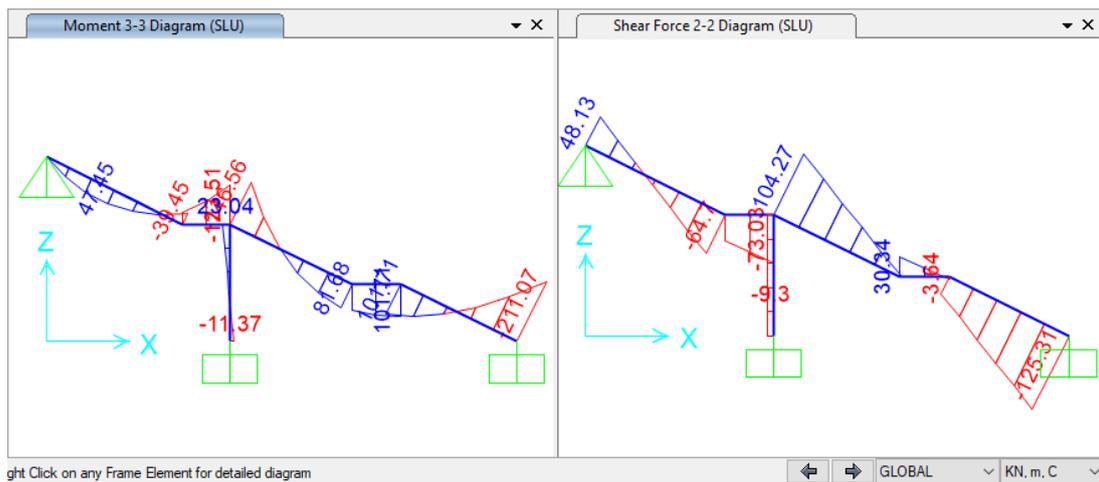


Figura 88. Momenti flettenti e tagli

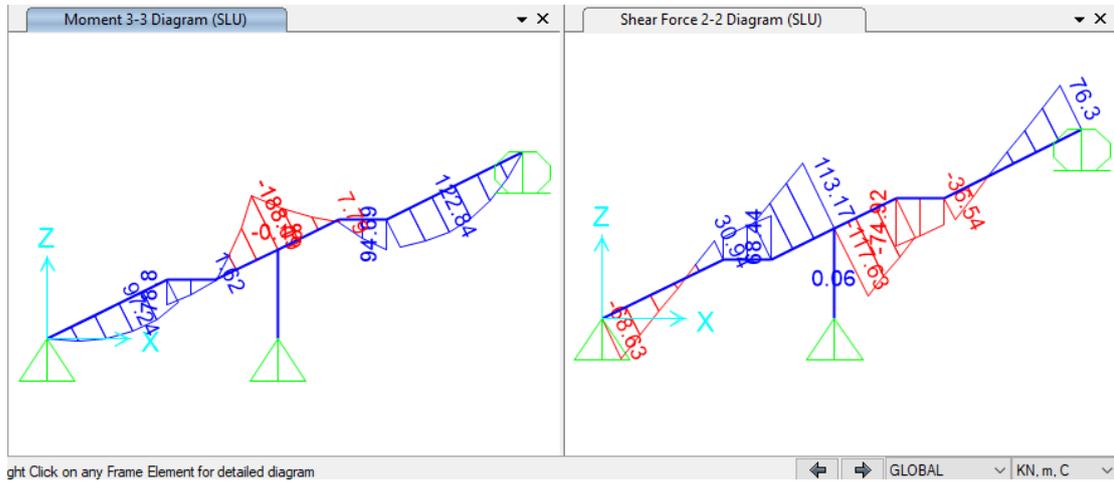


Figura 89. Momenti flettenti e tagli

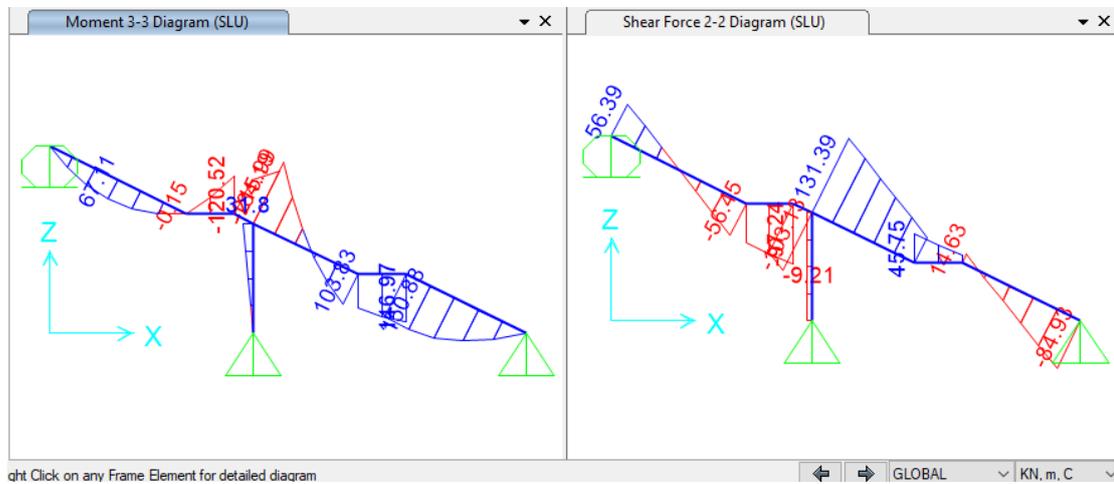


Figura 90. Momenti flettenti e tagli



6.3.4.3 Verifiche strutturali

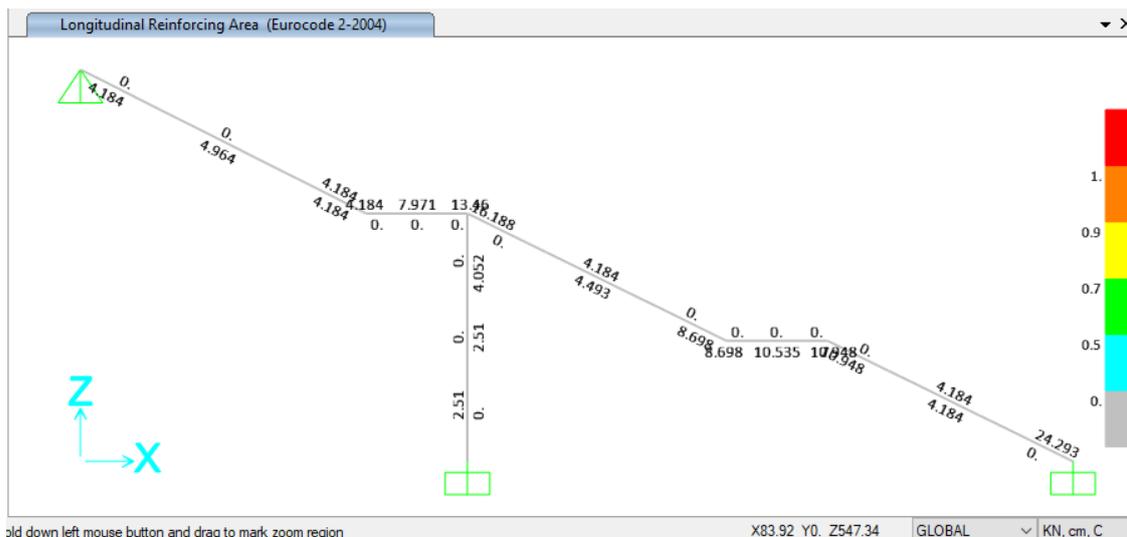


Figura 91. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 1 (cm²/m)

- Verifica a flessione

Scala tipo 1					
Span No	Spessore [cm]	Posizione	supporto sinistro/base	vano	supporto destro/alto
Span 1	30	Superiore	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 16/200 + Φ 16/200
		Inferiore	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 16/200
		Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
Span 2	30	Superiore	Φ 16/200 + Φ 16/200	Φ 20/200	Φ 16/200 + Φ 22/200
		Inferiore	Φ 16/200	Φ 20/200	Φ 20/200
		Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
Muro 1	20	Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

### Verifica a taglio

Element	Armatura a taglio al metro	$V_{Rd}$ [KN/m]
Span 1	---	143
Span 2	---	143
Muro 1	Φ 8/40/40	24

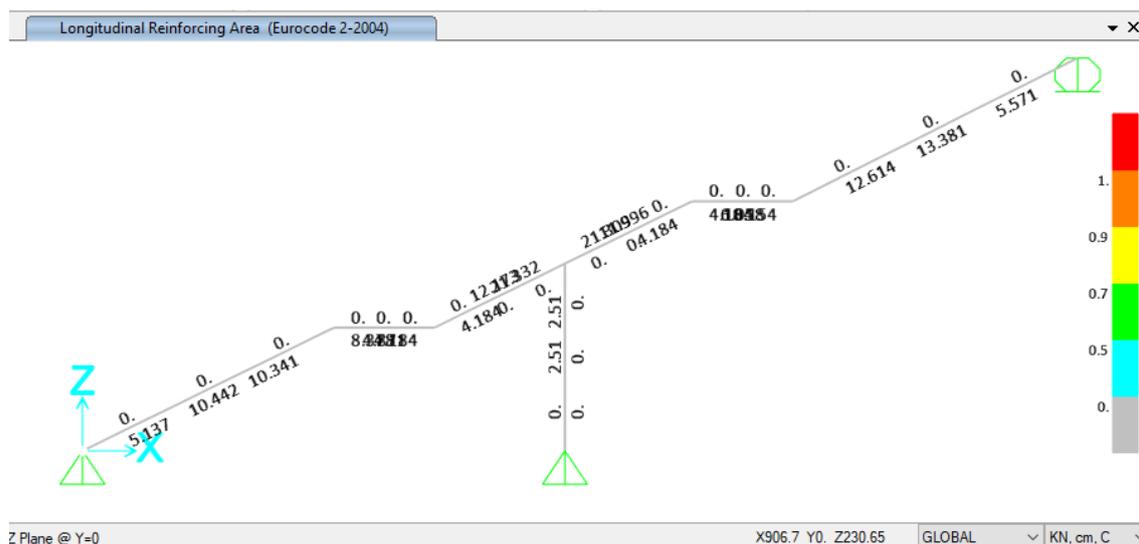


Figura 92. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 2 (cm<sup>2</sup>/m)

- Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle scale:

Scala tipo 2					
Span No	Spessore [cm]	Posizione	supporto sinistro/base	vano	supporto destro/alto
Span 1	30	Superiore	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 20/100
		Inferiore	Φ 20/200	Φ 20/200	Φ 16/200



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
 Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
 Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
 strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Span 2	30	Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Superiore	Φ 20/100	Φ 16/200	Φ 16/200
		Inferiore	Φ 16/200	Φ 16/100	Φ 16/100
		Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
Muro 1	20	Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200

- Verifica a taglio

Element	Armatura a taglio al metro	$V_{Rd}$ [KN/m]
Span 1	---	143
Span 2	---	143
Muro 1	Φ 8/40/40	24

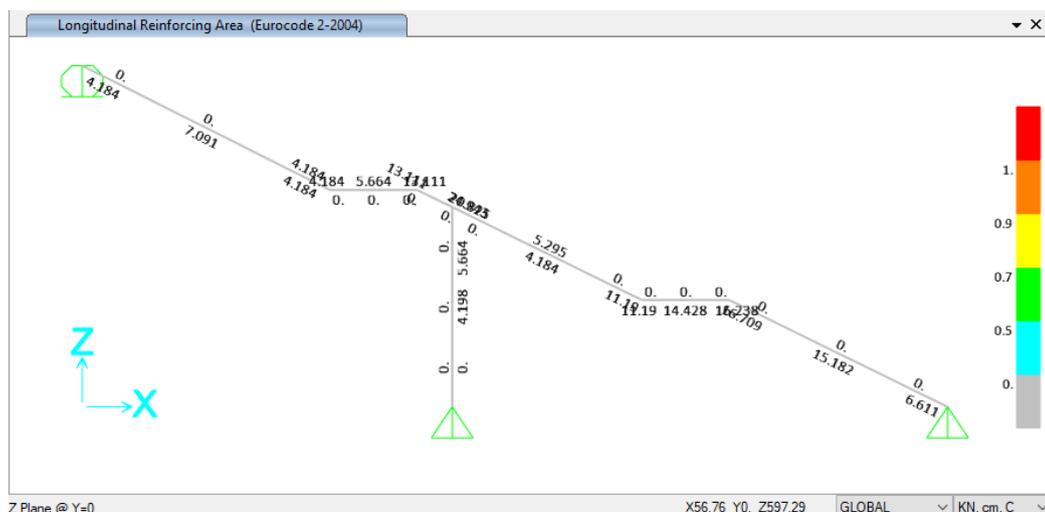


Figura 93. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 3 (cm<sup>2</sup>/m)



## - Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle scale:

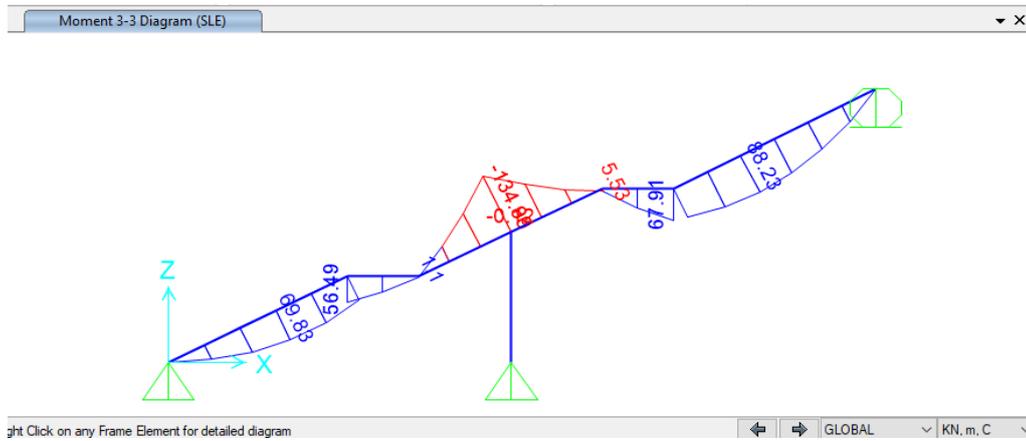
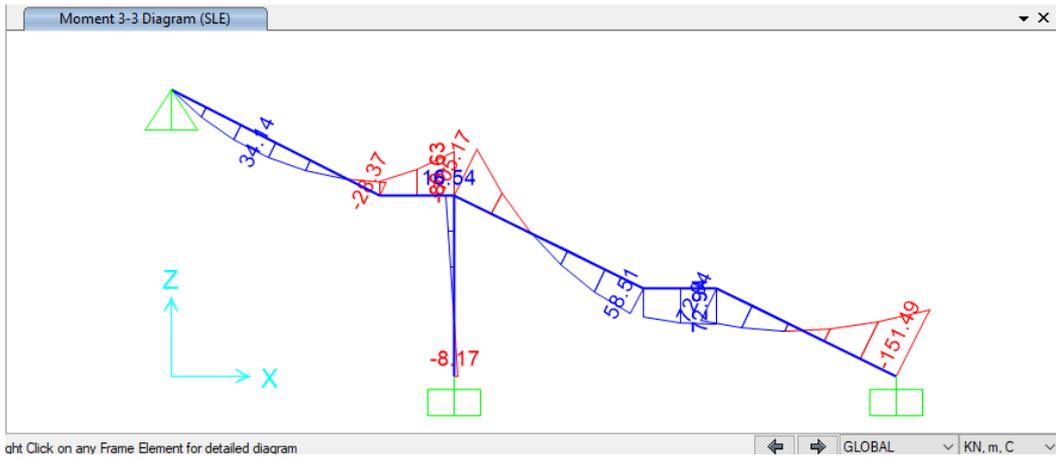
Scala tipo 3					
Span No	Spessore [cm]	Posizione	supporto sinistro/base	vano	supporto destro/alto
Span 1	30	Superiore	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 16/200 + Φ 22/200
		Inferiore	Φ 20/200	Φ 20/200	Φ 16/200
		Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
Span 2	30	Superiore	Φ 16/200 + Φ 22/200	Φ 16/200	Φ 16/200
		Inferiore	Φ 16/200	Φ 16/100	Φ 16/100
		Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
Muro	20	Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200

## Verifica a taglio

Element	Armatura a taglio al metro	$V_{Rd}$ [KN/m]
Span 1	---	143
Span 2	---	143
Muro 1	Φ 8/40/40	24



- Verifiche SLE



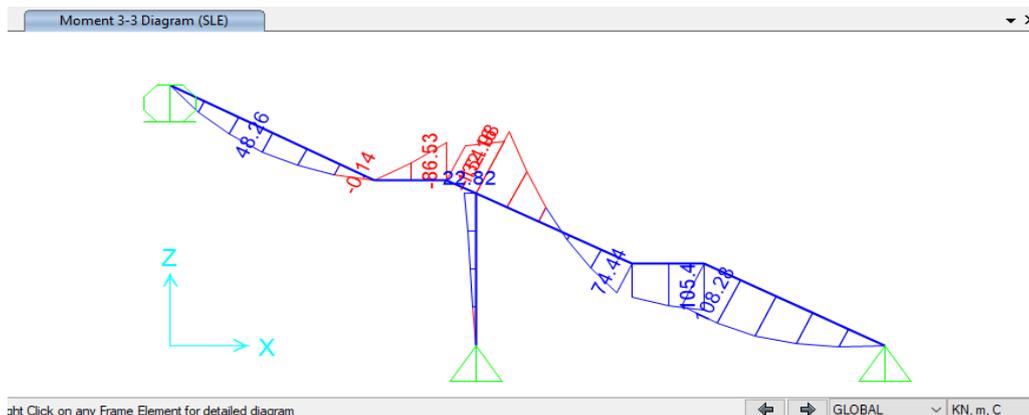


Figura 94. Momenti flettenti

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il  $M_{lim}$  è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [ M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s} ]$$

Dove,

$M_{0.30}$  = Mmax per una fessura limite  $w_2 = 0,30\text{mm}$  NTC2018 §4.1.2.2.4.

$M_{\sigma_c}$  = Mmax per  $\sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck}$  NTC2018 §4.1.2.2.5.1.

$M_{\sigma_s}$  = Mmax per  $\sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk}$  NTC2018 §4.1.2.2.5.2.

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As' (cm <sup>2</sup> /m)	M <sub>lim</sub> (kN.m/m)	M <sub>r</sub> (kN.m/m)
S1	30	25	φ16/200	φ16/200	47	95
S2	30	25	φ20/200	φ16/200	75	145
S3	30	25	φ16/100	φ16/200	110	175
S4	30	25	φ16/200+ φ22/200	φ20/200	165	245
S5	30	25	φ20/100	φ16/200	175	265



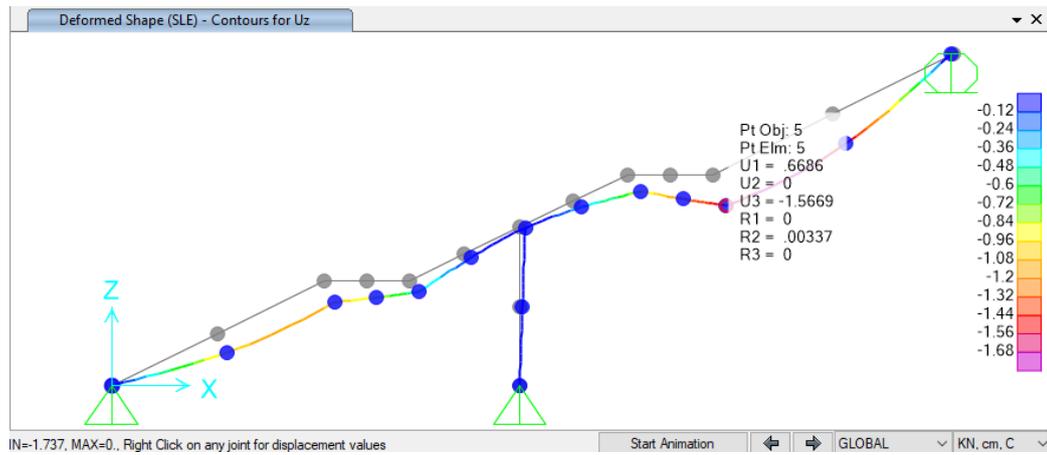
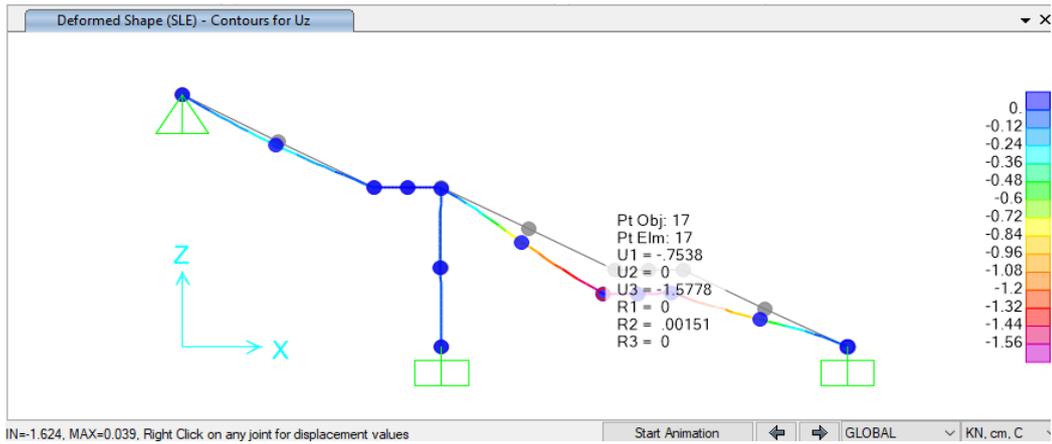
CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

ii) Verifica deformazione



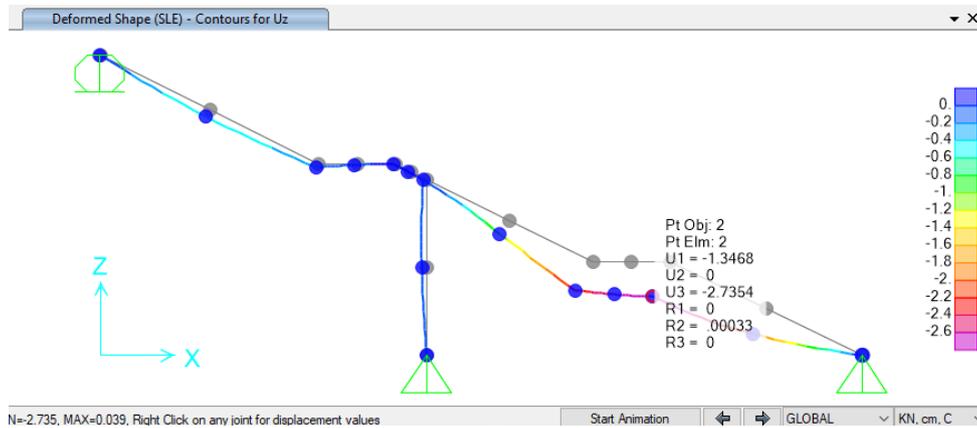


Figura 95. Reazioni e deformazione

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l’abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite  $\Delta/L < 1/250$ , dove:

$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$  ... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

Tabella 31 Verifica deformazione

Scala tipo	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1	9,00	1,58	1/570
2	7,65	1,57	1/485
3	8,50	2,74	1/310



### 6.3.5. Vasca Aggottamento

La piastra della vasca di aggottamento di porta nuova è ubicata al livello -32.25m dal piano campagna, le dimensioni di tale elemento strutturale è 4,50mx5,00m con uno spessore di 0,60m.

La piastra è incastrata su tutti e quattro lati, l'analisi è stata eseguita dal software Sap2000. La figura sottostante dimostra lo schema strutturale dell'elemento bidimensionale.

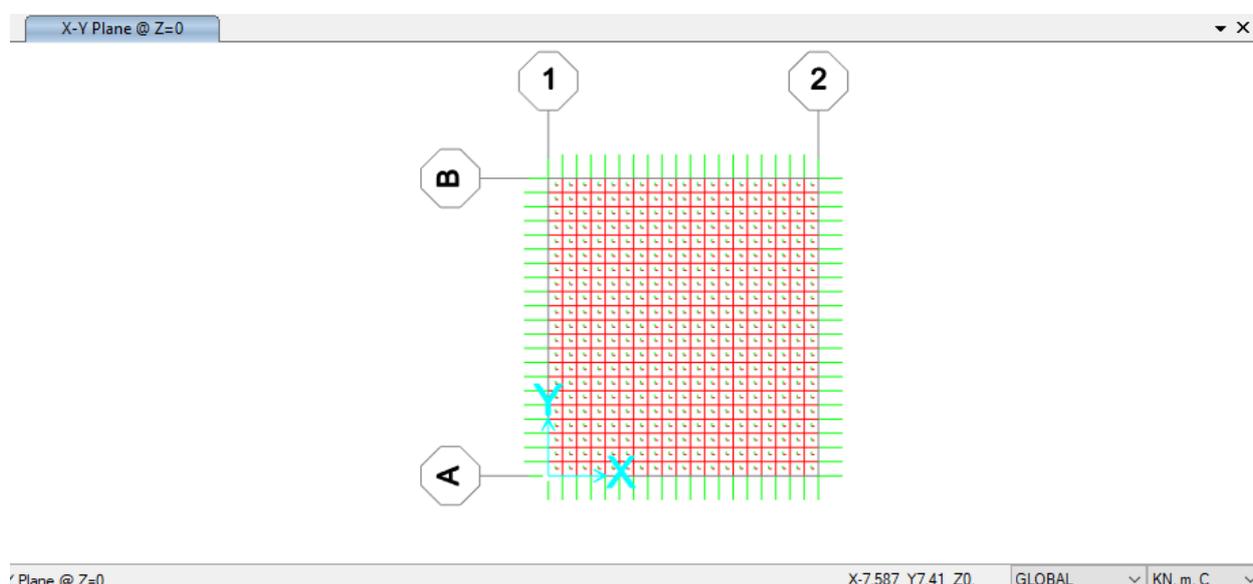


Figura 96. Modello della vasca aggottamento

#### 6.3.5.1. Carichi e combinazioni

Carichi permanenti:

Peso proprio =  $0,60\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 15 \text{ kN/m}^2$  (calcolato automaticamente) ( $G_1$ -Dead)

Soil pressure =  $140 \text{ kN/m}^2$  (taken directly from the Foundation slab model) ( $G_2$ -Soil pressure)

Sottopressione =  $\Delta H \times \gamma_w = 28,25\text{m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 282,5 \text{ kN/m}^2$

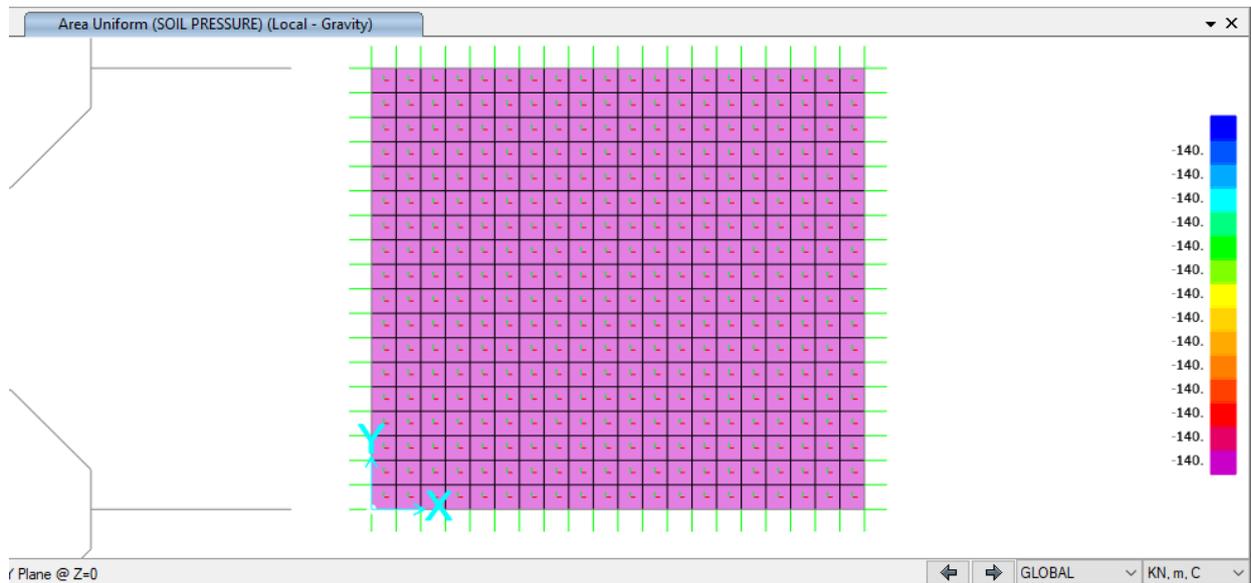


Figura 97. Soil pressure

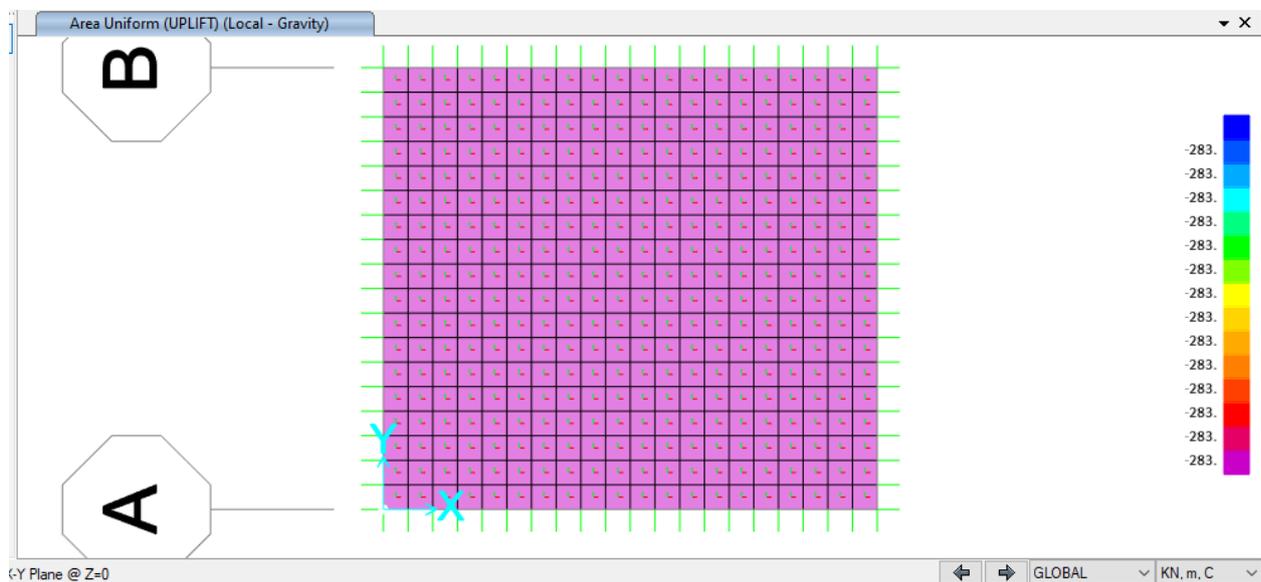


Figura 98. Sottopressione

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC2018.



$$\text{SLU: } 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 Q_1$$

$$\text{SLE: } G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_1 \quad \text{dove } \Psi_{2,1} = 1,00 \text{ conservativamente, per combinazione}$$

quasi-permanente e frequente a lungo termine

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

$$\text{Calcestruzzo: } \gamma_c = 1,50$$

$$\text{Acciaio di rinforzo: } \gamma_s = 1,15$$

#### 6.3.4.4 Risultati dell'analisi

L'ALLEGATO H presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta di vasca

Nei paragrafi seguenti sono riportati i risultati della combinazione SLE e gli involuipi delle combinazioni SLU. I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione. Gli involuipi della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.

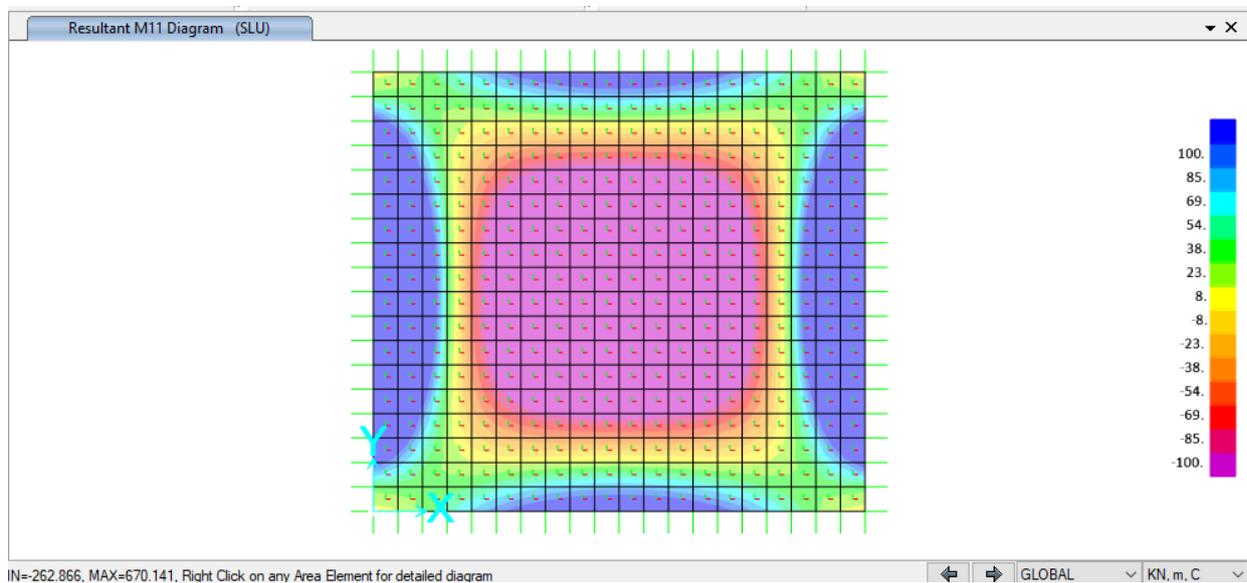
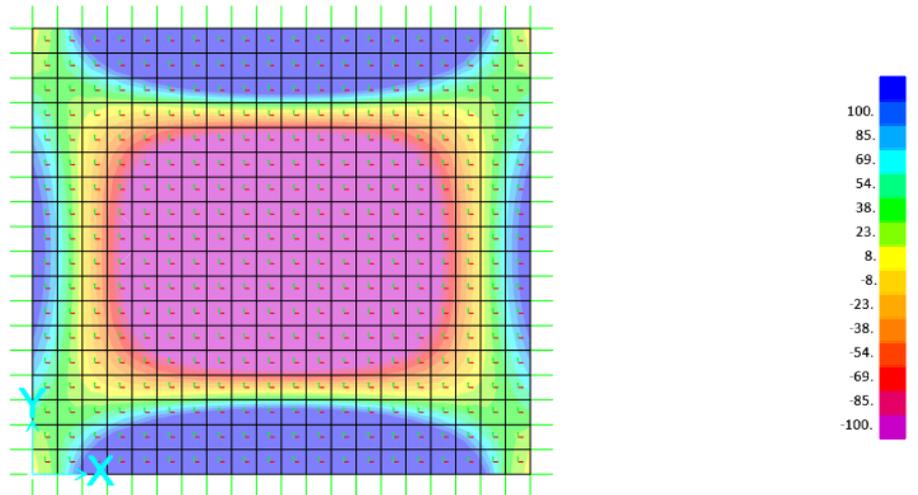


Figura 99. Moment in M11 Direction



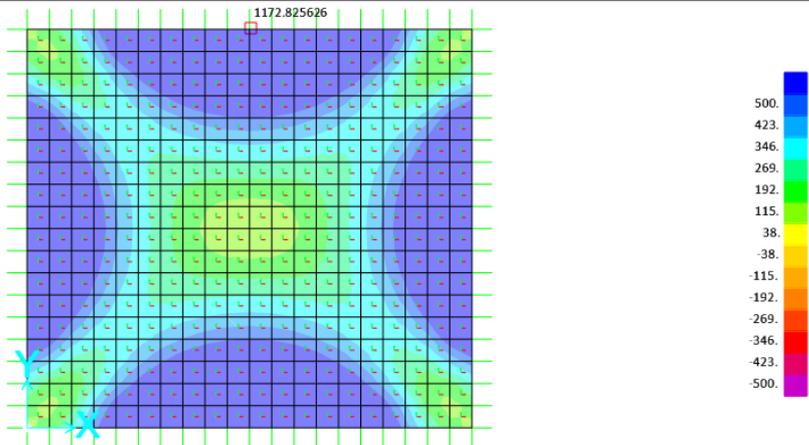
Resultant M22 Diagram (SLU) [Close]



N=-319.979, MAX=729.933, Right Click on any Area Element for detailed diagram

**Figura 100. Moment in M22 Direction**

Resultant VMAX Diagram (SLU) [Close]



N=44.411, MAX=1172.826, Right Click on any Area Element for detailed diagram

**Figura 101. Taglio massimo**

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

### 6.3.4.5 Verifiche strutturali

- Verifica SLU

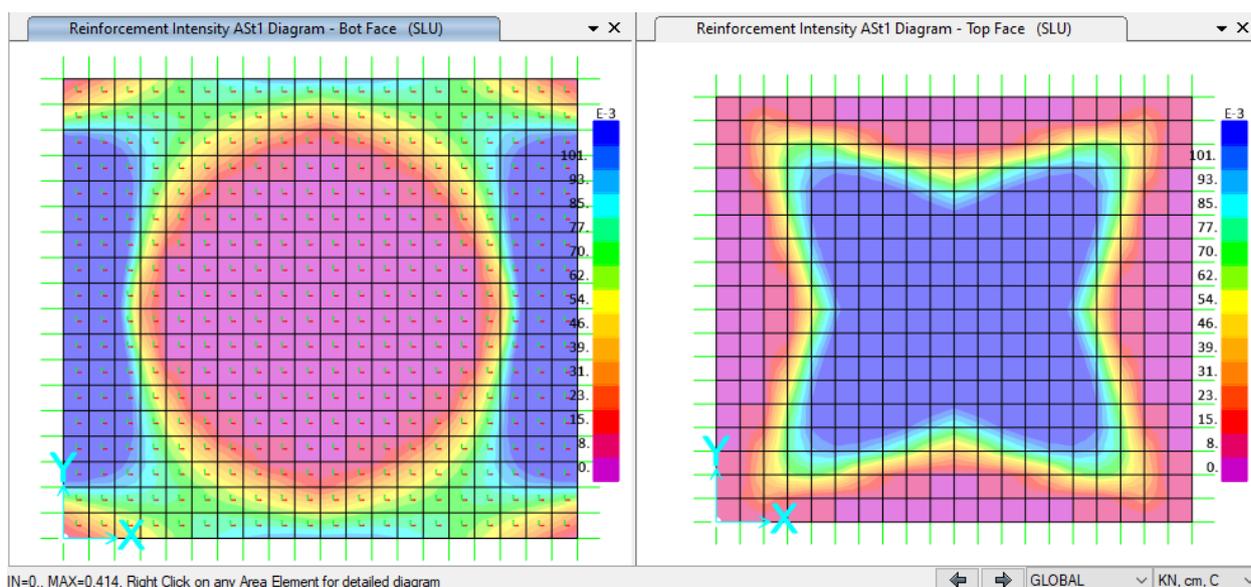
spessore di soletta = 60cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

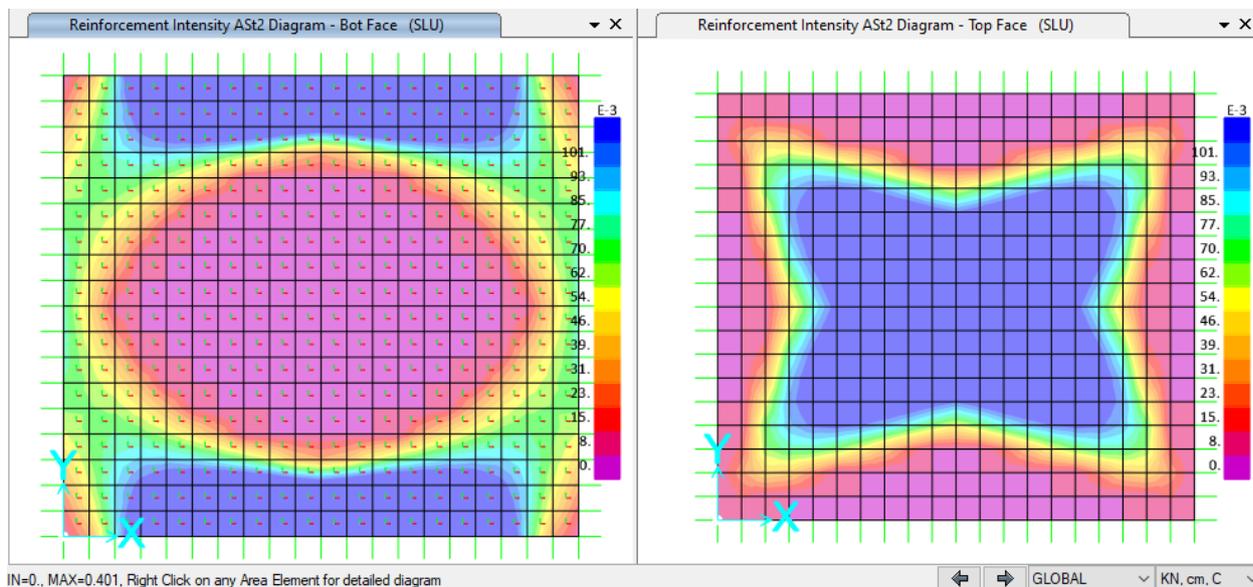
armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

$$A_{s, min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 55 = 9,22 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 16/200$$



**Figura 102. Acciaio di rinforzo  $A_s$  (cm<sup>2</sup>/cm) - direzione longitudinale**



**Figura 103. Acciaio di rinforzo  $A_s$  (cm<sup>2</sup>/cm) - direzione trasversale**

### Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle Vasca Aggotamento:

Direction	Posizione	supporto sinistro/base	vano	supporto destro/alto
longitudinale	Superiore	Φ 18/200	Φ 24/100	Φ 18/200
	Inferiore	Φ 24/100	Φ 16/200	Φ 24/100
Traversale	Superiore	Φ 18/200	Φ 24/100	Φ 18/200
	Inferiore	Φ 24/100	Φ 16/200	Φ 24/100

### Verifica a taglio

Element	Armatura a taglio al metro	$V_{Rd}$ [KN/m]
Vasca aggo.	Φ 14/20/20	1290



- Verifiche SLE

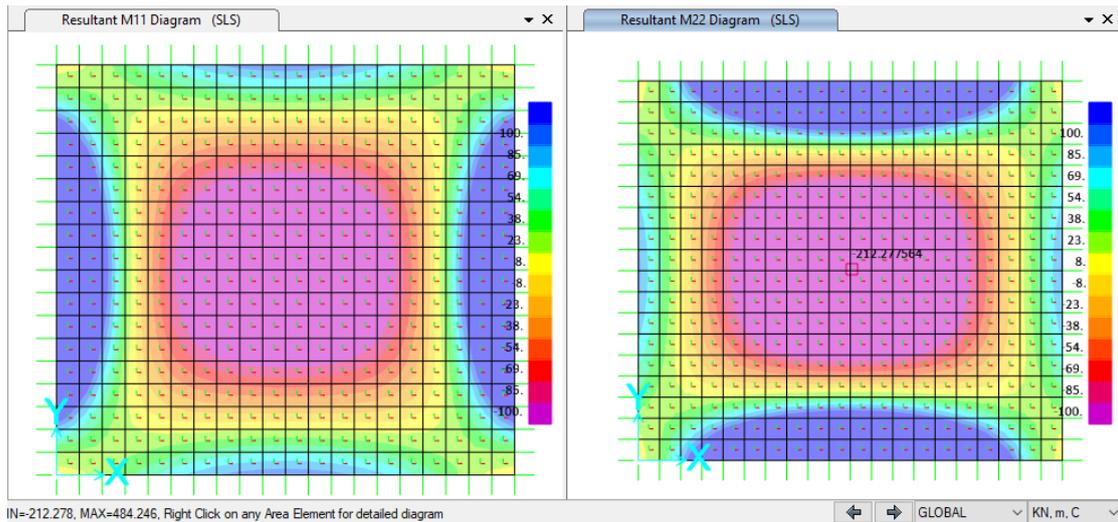


Figura 104. Momento flettente M11 & M22 – SLE

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il  $M_{lim}$  è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [ M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s} ]$$

Dove,

$$M_{0.30} = \text{Mmax per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = \text{Mmax per } \sigma_{c, \max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = \text{Mmax per } \sigma_{s, \max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As' (cm <sup>2</sup> /m)	M <sub>lim</sub> (kN.m/m)	M <sub>r</sub> (kN.m/m)
Span	60	25	φ24/100	φ18/200	225	895
Support	60	25	φ24/100	φ18/200	500	895

Nota: l'apertura delle fessure è limitato a  $w_2 = 0,10\text{mm}$



ii) Verifica deformazione

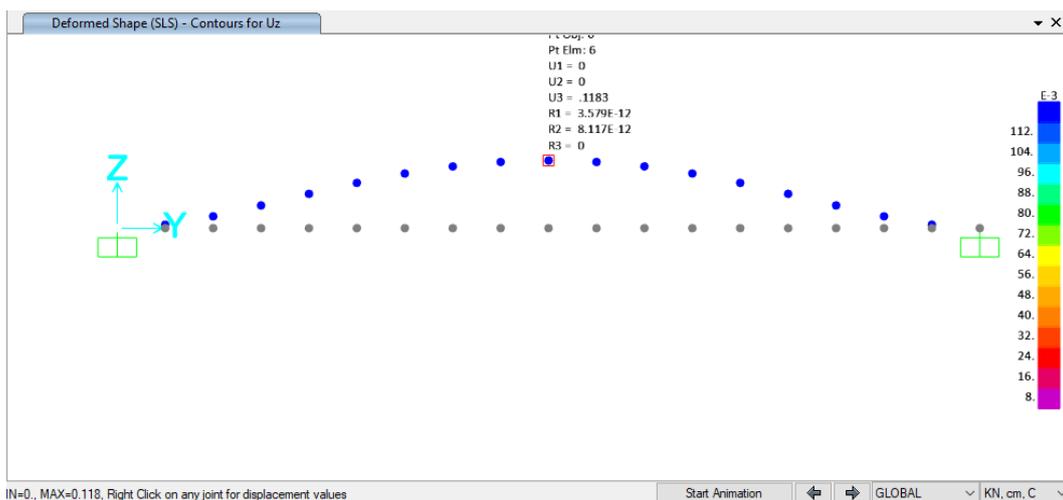


Figura 105. Deformazione SLE

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite  $\Delta/L < 1/250$ , dove:

$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$  ... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

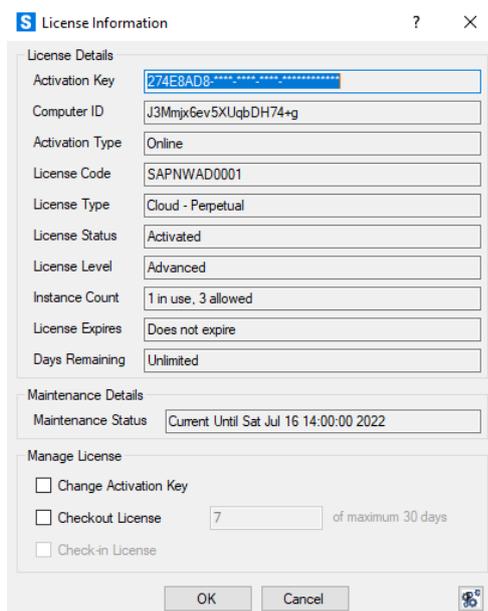
Tabella 32 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1-2	5,00	0,12	$\ll 1/250$

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## 6.4 VALIDAZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO

La modellazione è stata eseguita con il software SAP2000 di Computers & Structures, Inc., Advanced, V. 23.3.0. i cui estremi di licenza sono i seguenti.



Nella presenta nota tecnica si presentano le verifiche sintetiche atte a consentire il giudizio di accettabilità dei risultati così come previsto dal §10.2.1 del D.M. 17/01/2018, ricostruendo le sollecitazioni di momento flettente massimo in condizioni statiche confrontando i risultati dal software Plaxis e dal software SAP2000.

Sottostante sono riportati i risultati per le 3 tipologie di solette (quello di Copertura, Atrio e Mezzanino).

**Tabella 1. Tabella 33 Risultati estratti da Plaxis e SAP2000 con la variazione percentuale**

PIANO	Momento massimo mezzeria [kNm]	
	SAP2000 (combinazione SLE)	PLAXIS
COPERTURA	2200	3200
ATRIO	2400	1800
2° MEZZANINO	2400	1800

La variazione dei risultati tra i due modelli di calcolo in termini di momento flettente è dell'ordine di 25-35%.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Sono state altresì applicate le note soluzioni in forma chiusa della Scienza delle Costruzioni per la soletta di base sottoposta al carico idrostatico. Il confronto mostra una variazione media del 25%.

In conclusione, le comparazioni tra modellazione geotecnica e strutturale, unitamente a verifiche speditive ed valutazioni di correttezza del comportamento atteso delle modellazioni, mostrano l'attendibilità, la robustezza e la validità delle elaborazioni eseguite.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## **ALLEGATO A**

### **Resultati delle analisi per le fasi costruttive**



CITTA' DI TORINO

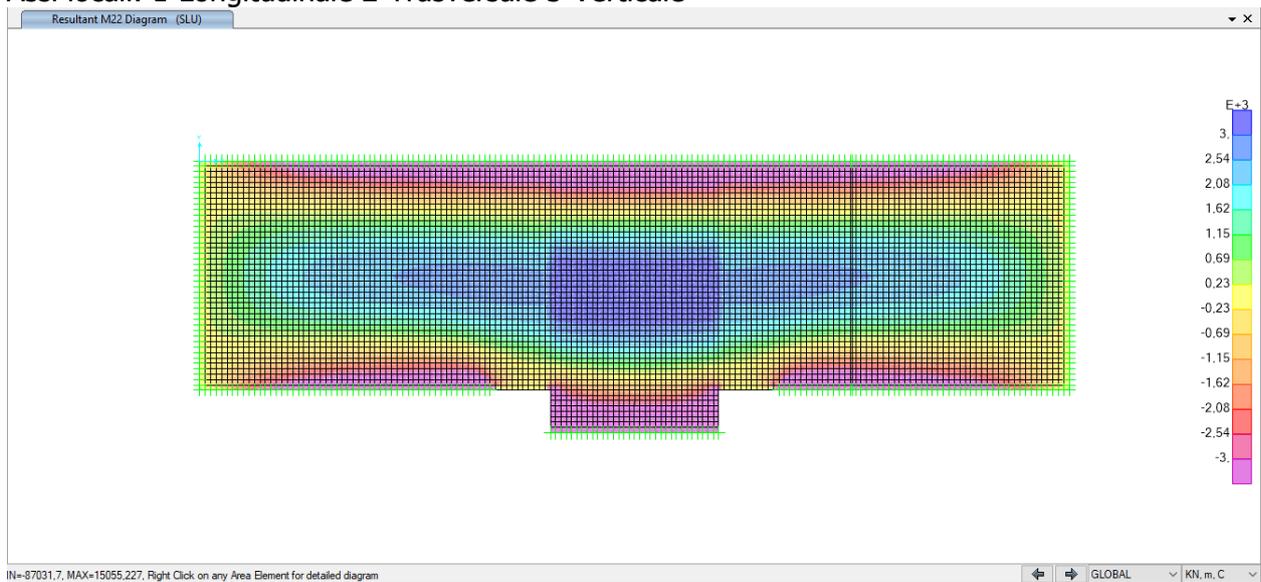
Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

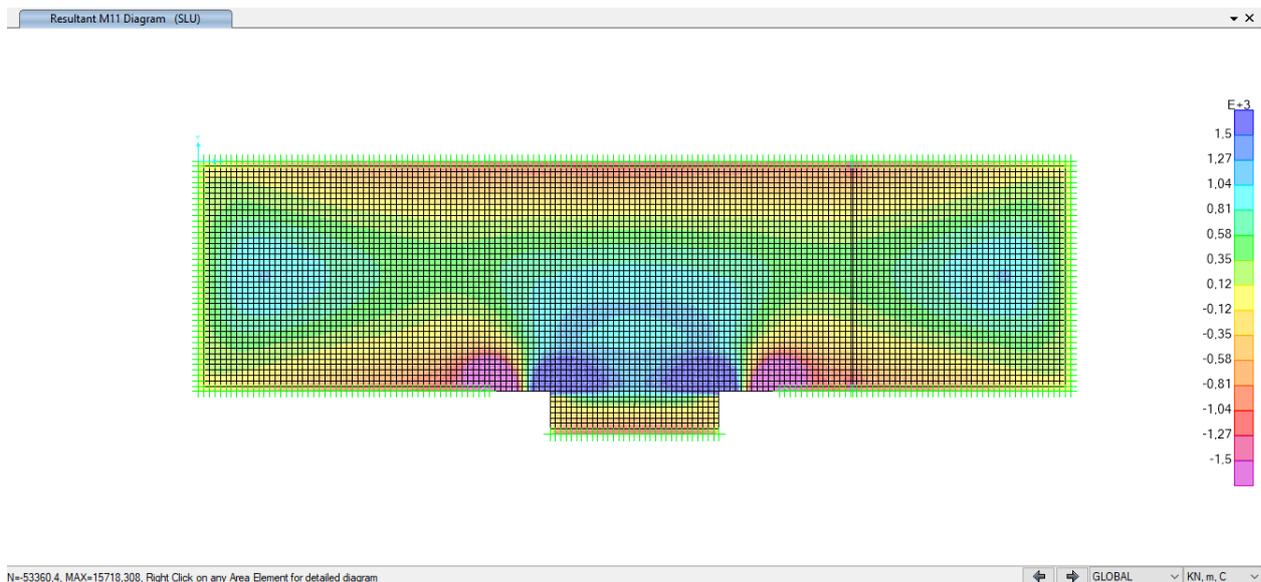
MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei momenti flettenti M22 e M11 (kN.m/m) e delle forze di taglio V13 e V23 (kN/m) per SLU.

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale



**Figura 106. Momento flettente M22 (direzione trasversale)**



**Figura 107. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)**



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

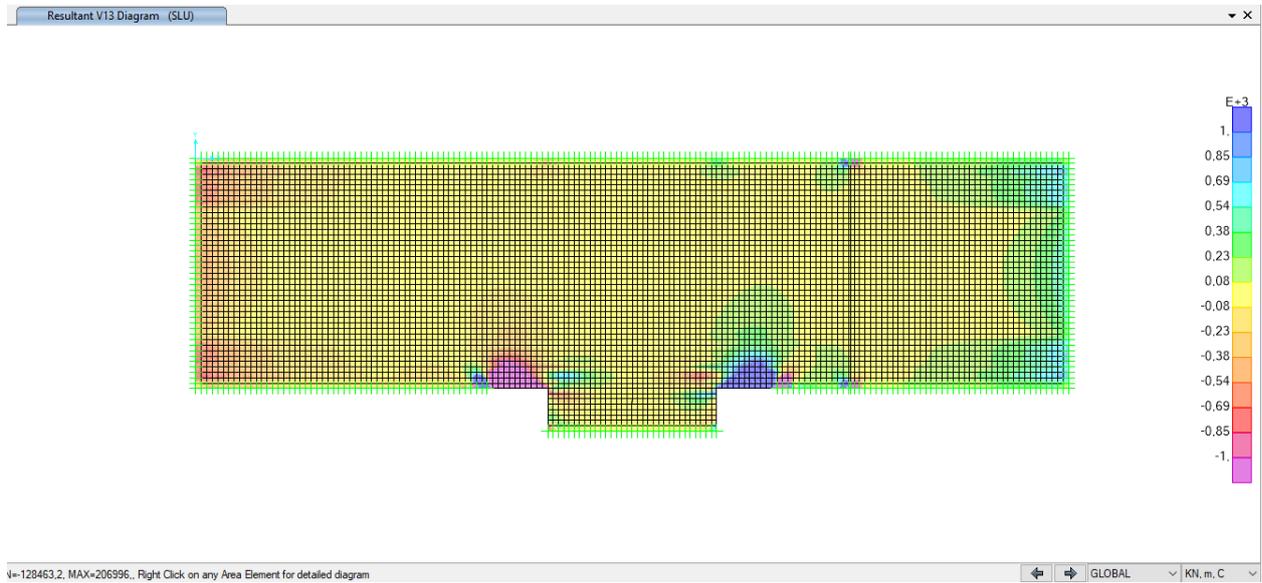


Figura 108. Forza di taglio V13

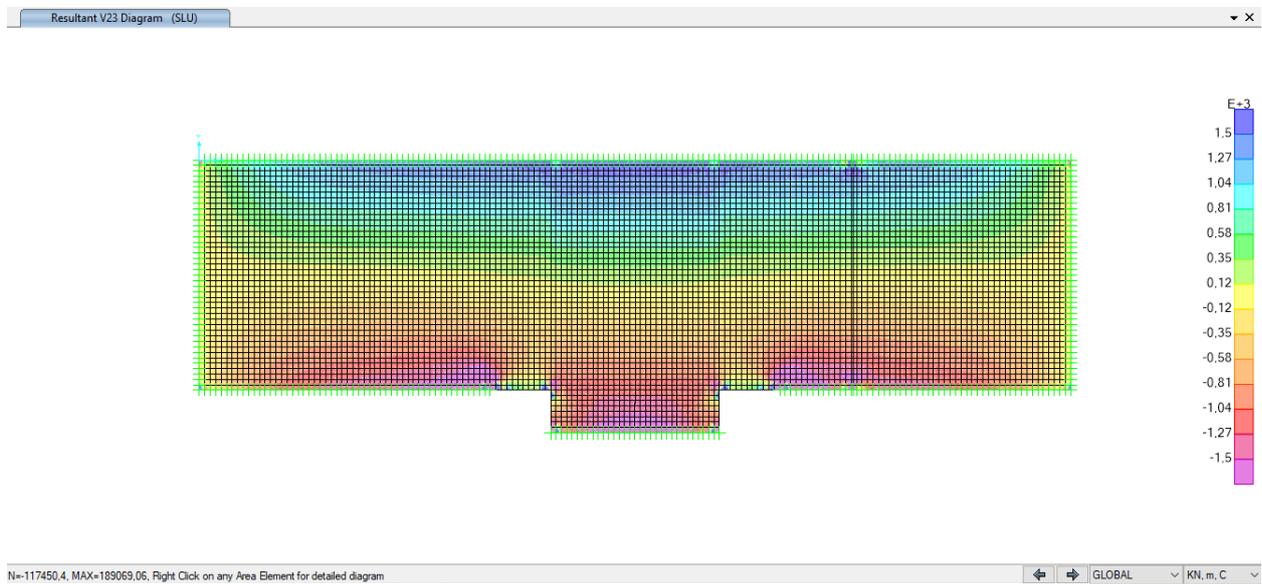


Figura 109. Forza di taglio V23



Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H =	120	cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	112.5	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
ϕ =	26	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A <sub>s</sub> =	106.1	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0088		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub> =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>577</b>	<b>kN</b>
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f <sub>tk</sub> espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2			
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>3/2</sup> f <sub>tk</sub> <sup>1/2</sup>			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
ϕ =	20	mm	diametro staffe
n° =	4		numero bracci
A <sub>sw</sub> =	12.6	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°-45°)
α <sub>c</sub> =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
			1.25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
			2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
f <sub>cd</sub> =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	<b>V<sub>Rsd</sub> =</b>	<b>3553</b>	<b>kN</b>
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctga} + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b>	<b>V<sub>Rcd</sub> =</b>	<b>4139</b>	<b>kN</b>
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctga} + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>3553</b>	<b>kN</b>	resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )



Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H =	120	cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	112.5	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
ϕ =	26	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A <sub>s</sub> =	106.1	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0088		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub> =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>577</b>	<b>kN</b>
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$			
con			
f <sub>ck</sub> espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2			
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>3/2</sup> f <sub>ck</sub> <sup>1/2</sup>			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
ϕ =	20	mm	diametro staffe
n° =	2		numero bracci
A <sub>sw</sub> =	6.3	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90°		angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ϑ =	35°		angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α <sub>c</sub> =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
1 per membrature non compresse			
1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>			
1.25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>			
2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>			
v <sub>fcd</sub> =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v <sub>fcd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	<b>V<sub>Rsd</sub> =</b>	<b>888</b>	<b>kN</b>
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b>	<b>V<sub>Rcd</sub> =</b>	<b>4139</b>	<b>kN</b>
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>888</b>	<b>kN</b>	resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )



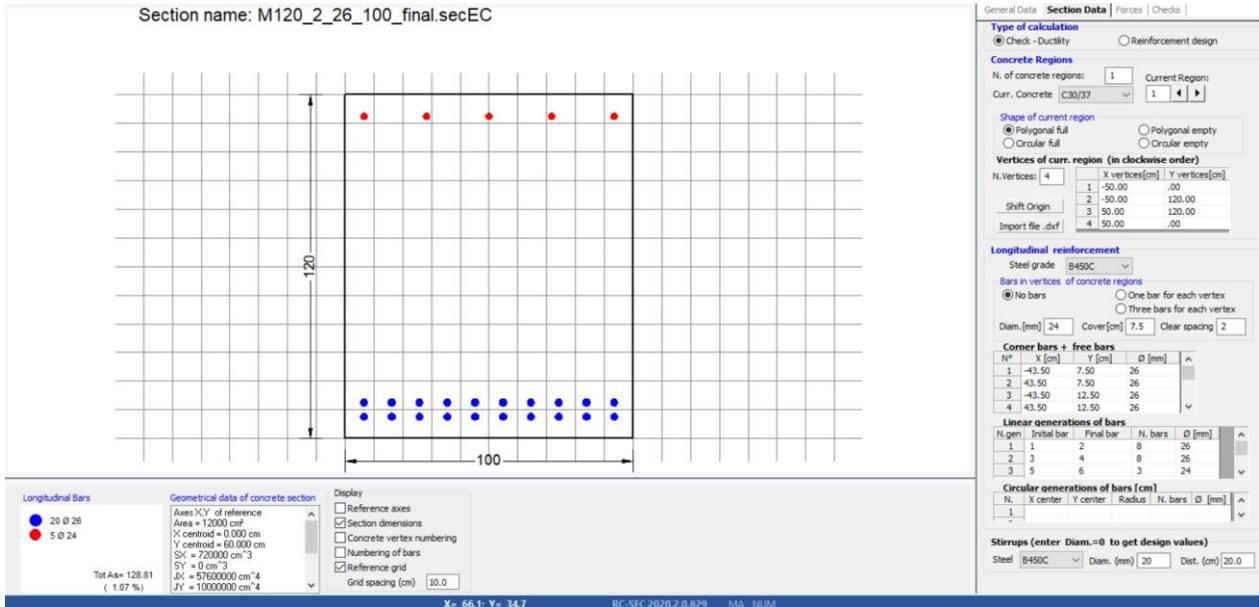
CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

- Esempio di calcolo dei momenti flettenti  $M_{lim}$  e  $M_{Rd}$  per la sezione T1, ottenuto tramite il software RC-SEC



$$M_{lim} = \min [ M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s} ] = \min [ 2220; 3187; 3553 ] = \mathbf{2220 \text{ kNm}}$$

$M_{0.30} = 2220 \text{ kNm} = \text{Momento per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm}$  NTC2018 §4.1.2.2.4.

Bending and axial force (SLS)	
Forces	Stress-Strain
N = 0.00 kN	Sc max = 9.40 Mpa
<b>Mx = 2220.00 kNm</b>	Sc lim = 13.5 Mpa
My = 0.00 kNm	Ss min = -224.9 Mpa
	Ss lim = -360.0 Mpa

(SLS)
Crack width
<b>Crack width = 0.300 mm</b>
Limit width = 0.300 mm
Crack spacing = 315 mm
Ac effective = 2500 cm <sup>2</sup>

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

$M_{\sigma_c} = 3187 \text{ kNm} = \text{Momento per } \sigma_{c, \max} = 0,45 f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$  NTC2018 §4.1.2.2.5.1.

Bending and axial force (SLS)	
Forces	Stress-Strain
N = 0.00 kN	Sc max = 13.50 Mpa
Mx = 3187.00 kNm	Sc lim = 13.5 Mpa
My = 0.00 kNm	Ss min = -322.9 Mpa
	Ss lim = -360.0 Mpa

$M_{\sigma_s} = 3553 \text{ kNm} = \text{Momento per } \sigma_{s, \max} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$  NTC2018 §4.1.2.2.5.2.

Bending and axial force (SLS)	
Forces	Stress-Strain
N = 0.00 kN	Sc max = 15.05 Mpa
Mx = 3553.00 kNm	Sc lim = 13.5 Mpa
My = 0.00 kNm	Ss min = -360.0 Mpa
	Ss lim = -360.0 Mpa

Per SLU -  $M_{Rd} = 4230 \text{ kN.m}$

ULS Bending-Axial Forces: Safety factor = 1.880	
Design Forces	Design Resistances (pr. inertial axe)
N = 0.00 kN	N ult = 0.00 kN
Mx = 2250.00 kNm	Mx ult = 4229.62 kNm
My = 0.00 kNm	My ult = 0.00 kNm

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## **ALLEGATO B**

### **Resultati Soletta di Copertura (Piano Strada)**



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei momenti flettenti M22 e M11 (kN.m/m) e delle forze di taglio V13 e V23 (kN/m) per SLU.

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

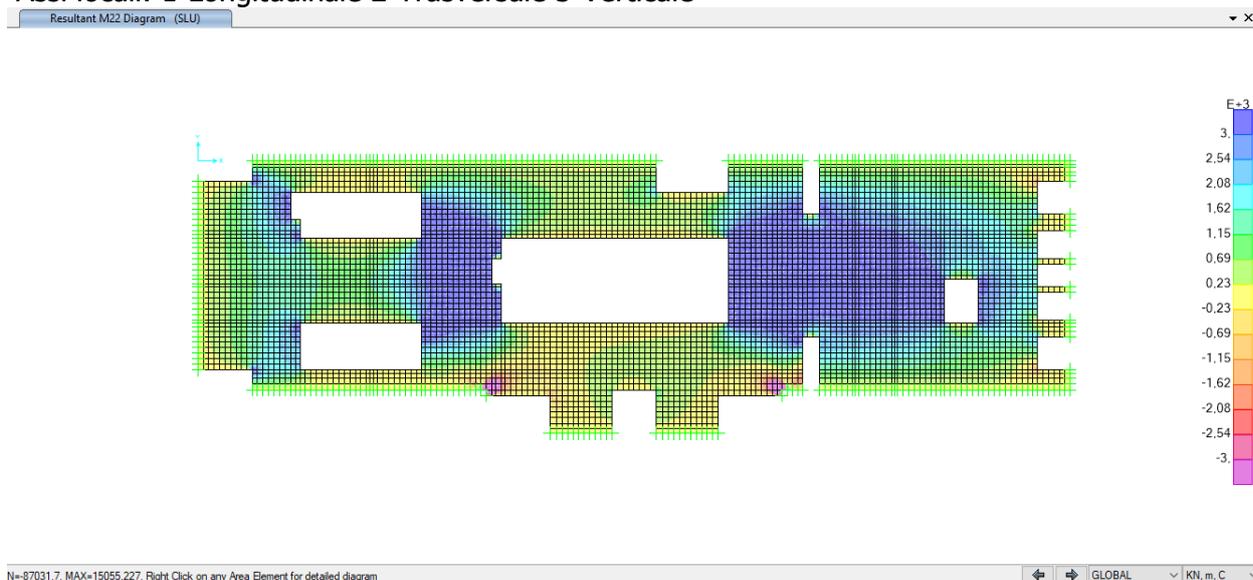


Figura 110. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

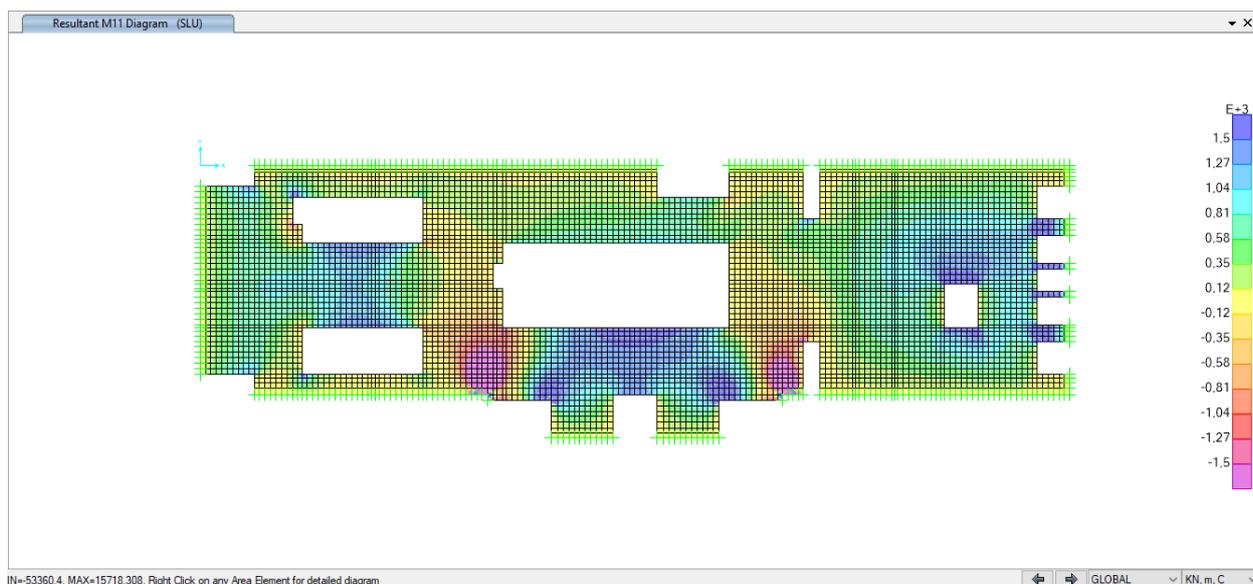


Figura 111. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1



Figura 112. Forza di taglio V13

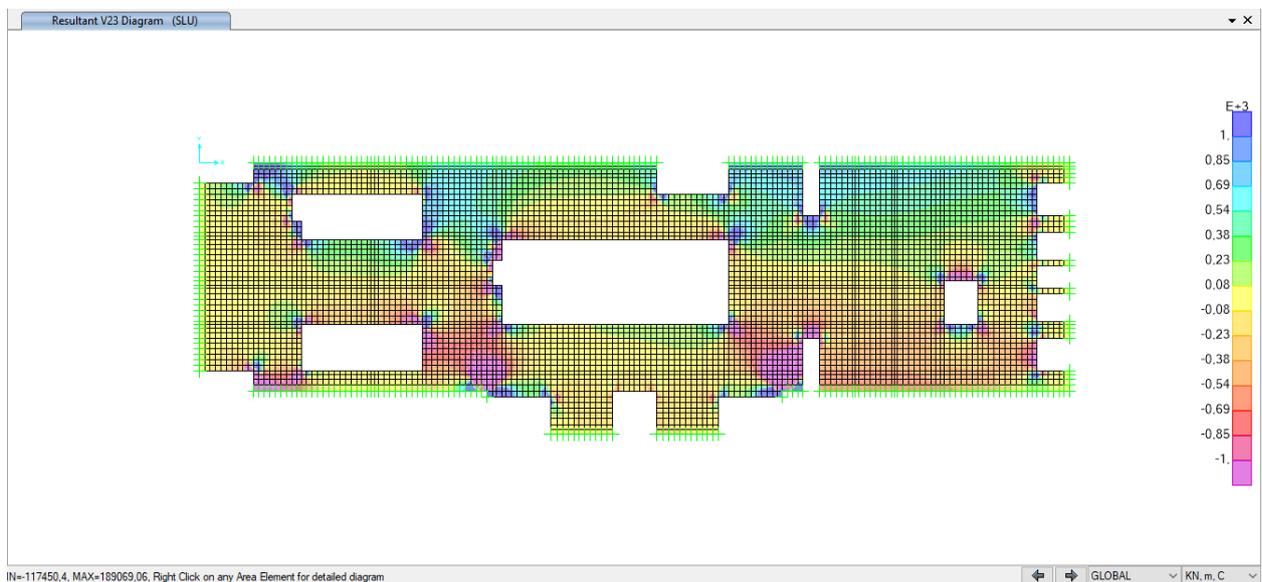


Figura 113. Forza di taglio V23



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H =	120	cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	112.5	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
φ =	30	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A <sub>s</sub> =	141.3	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0118		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub> =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>635 kN</b>	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f <sub>tk</sub> espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2			
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>3/2</sup> · f <sub>tk</sub> <sup>1/2</sup>			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
φ =	20	mm	diametro staffe
n° =	4		numero bracci
A <sub>sw</sub> =	12.6	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°-45°)
α <sub>c</sub> =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
			1.25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
			2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
f <sub>cd</sub> =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	<b>V<sub>Rsd</sub> =</b>	<b>3553 kN</b>	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b>	<b>V<sub>Rcd</sub> =</b>	<b>4139 kN</b>	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$			
<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>3553 kN</b>		resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )



Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H	=	120 cm	altezza sezione
b <sub>w</sub>	=	100 cm	larghezza sezione
h'	=	7.5 cm	copriferro
d	=	112.5 cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
ϕ	=	30 mm	diametro armatura
n°	=	20	numero barre
A <sub>s</sub>	=	141.3 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub>	=	0.0118	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub>	=	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub>	=	0.00 Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>= 635 kN</b>	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]			
con			
f <sub>tk</sub> espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2			
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>3/2</sup> f <sub>ck</sub> <sup>1/2</sup>			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
ϕ	=	20 mm	diametro staffe
n°	=	2	numero bracci
A <sub>sw</sub>	=	6.3 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s	=	40 cm	passo delle staffe
α	=	90°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ϑ	=	35°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°÷ 45°)
α <sub>c</sub>	=	1.00	coefficiente maggiorativo pari a:
		1	per membrature non compresse
		1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub>	per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
		1.25	per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
		2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> )	per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
v <sub>fcd</sub>	=	8.70 Mpa	resistenza a compressione ridotta (v <sub>fcd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	<b>V<sub>Rsd</sub></b>	<b>= 888 kN</b>	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b>	<b>V<sub>Rcd</sub></b>	<b>= 4139 kN</b>	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]			
<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>=</b>	<b>888 kN</b>	resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## **ALLEGATO C**

### **Risultati Soletta Intermedia (piano Atrio)**



Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei momenti flettenti M22 e M11 (kN.m/m) e delle forze di taglio V13 e V23 (kN/m) per SLU.

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

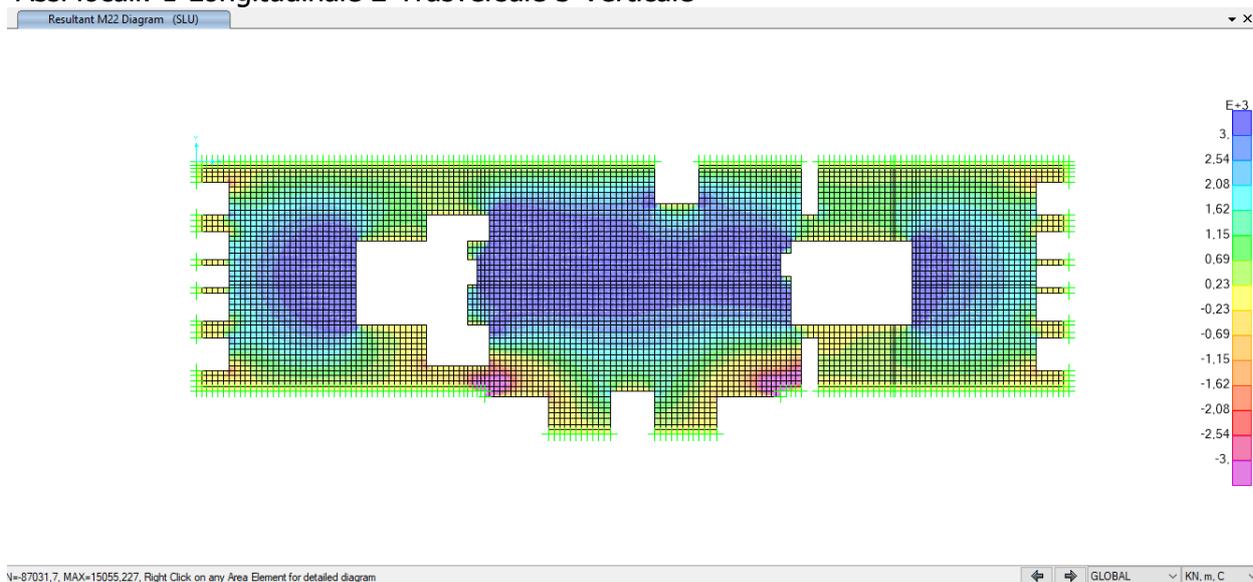


Figura 114. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

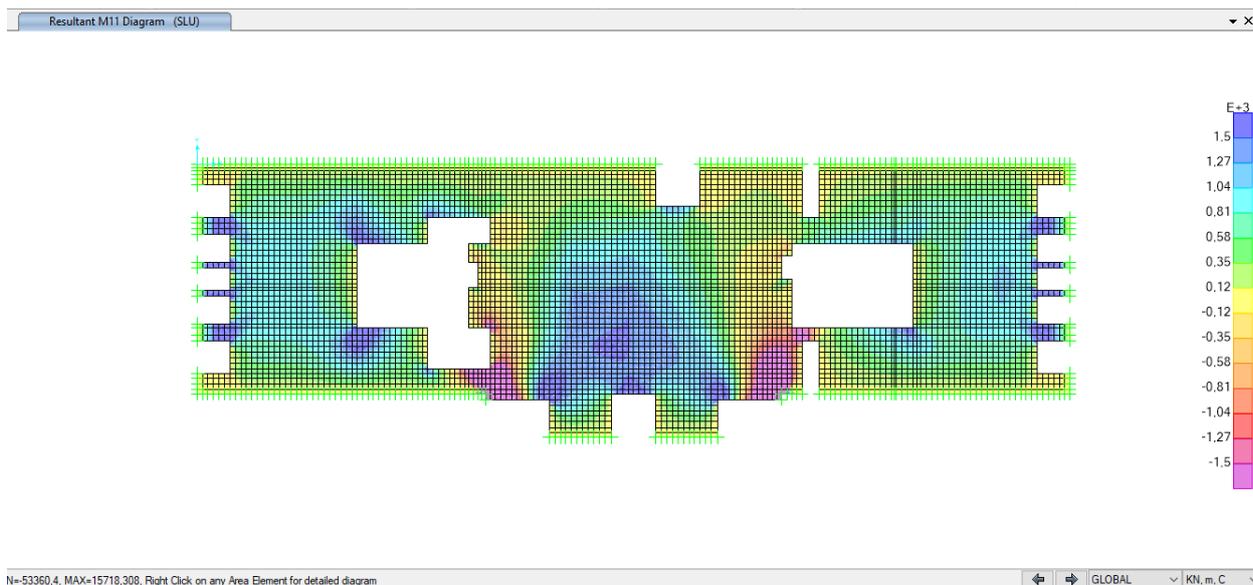


Figura 115. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

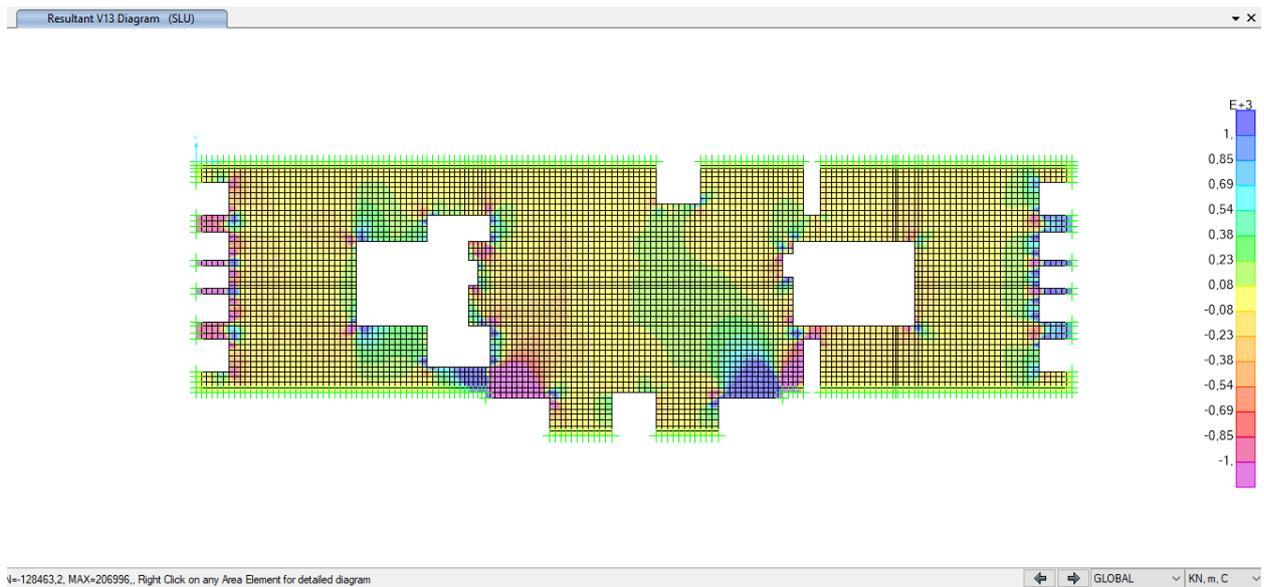


Figura 116. Forza di taglio V13

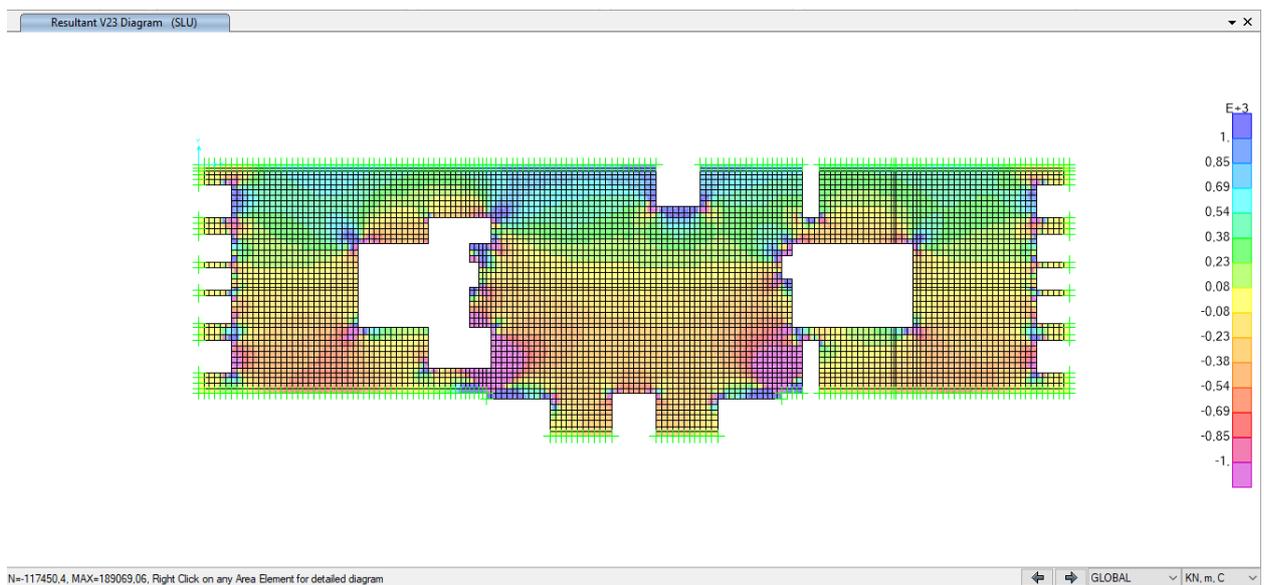


Figura 117. Forza di taglio V23



Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H	=	120	cm altezza sezione
b <sub>w</sub>	=	100	cm larghezza sezione
h'	=	7.5	cm copriferro
d	=	112.5	cm altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
ϕ	=	30	mm diametro armatura
n°	=	20	numero barre
A <sub>s</sub>	=	141.3	cm <sup>2</sup> area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub>	=	0.0118	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub>	=	0	kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub>	=	0.00	Mpa tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b> V <sub>Rd</sub> = 635 kN			
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}, v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f <sub>tk</sub> espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2			
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>3/2</sup> f <sub>ctk</sub> <sup>1/2</sup>			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
ϕ	=	20	mm diametro staffe
n°	=	4	numero bracci
A <sub>sw</sub>	=	12.6	cm <sup>2</sup> area dell'armatura trasversale
s	=	20	cm passo delle staffe
α	=	90°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ϑ	=	35°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°-45°)
α <sub>c</sub>	=	1.00	coefficiente maggiorativo pari a:
		1	per membrature non compresse
		1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub>	per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
		1.25	per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
		2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> )	per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
f <sub>cd</sub>	=	8.70	Mpa resistenza a compressione ridotta (f <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b> V <sub>Rsd</sub> = 3553 kN			
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b> V <sub>Rcd</sub> = 4139 kN			
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
<b>V<sub>Rd</sub> = 3553 kN</b> resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )			



Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H =	120	cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	112.5	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
ϕ =	30	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A <sub>s</sub> =	141.3	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0118		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub> =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>635</b>	<b>kN</b>
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]			
con			
f <sub>tk</sub> espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2			
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>3/2</sup> f <sub>ck</sub> <sup>1/2</sup>			
<b>Caratteristiche della sezione armata a taglio</b>			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
ϕ =	20	mm	diametro staffe
n° =	2		numero bracci
A <sub>sw</sub> =	6.3	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90°		angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ϑ =	35°		angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°÷ 45°)
α <sub>c</sub> =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
			1.25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
			2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
v <sub>fcd</sub> =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v <sub>fcd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
<b>Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio</b>			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	<b>V<sub>Rsd</sub> =</b>	<b>888</b>	<b>kN</b>
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b>	<b>V<sub>Rcd</sub> =</b>	<b>4139</b>	<b>kN</b>
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]			
	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>888</b>	<b>kN</b> resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## **ALLEGATO D**

### **Risultati Soletta Intermedia (Primo Mezzanino)**



Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei momenti flettenti M22 e M11 (kN.m/m) e delle forze di taglio V13 e V23 (kN/m) per SLU.

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

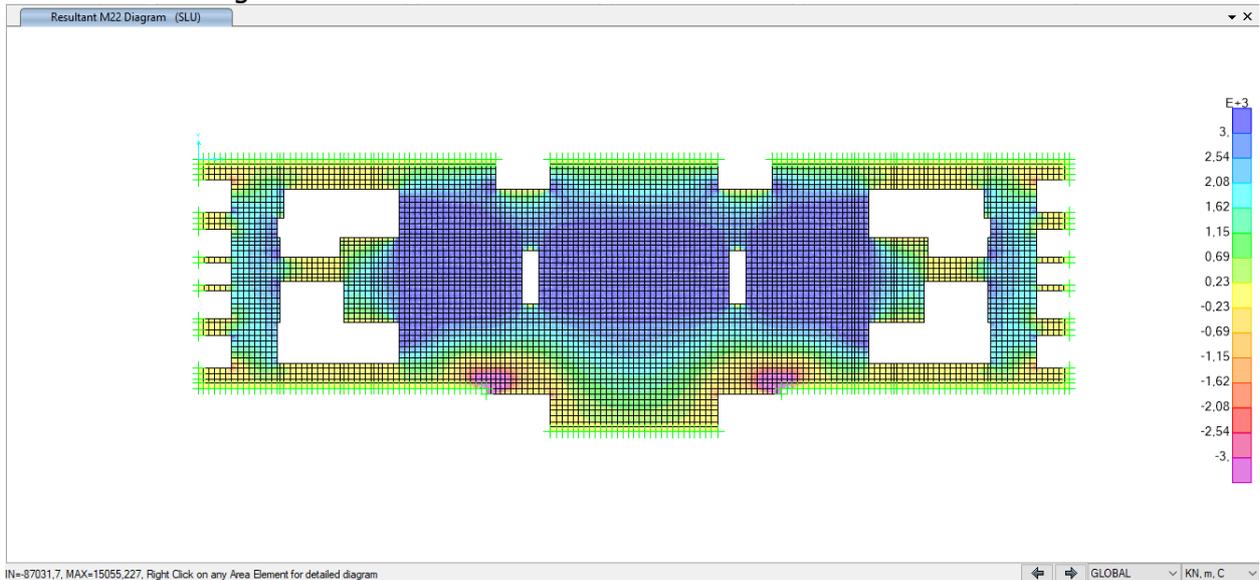


Figura 118. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

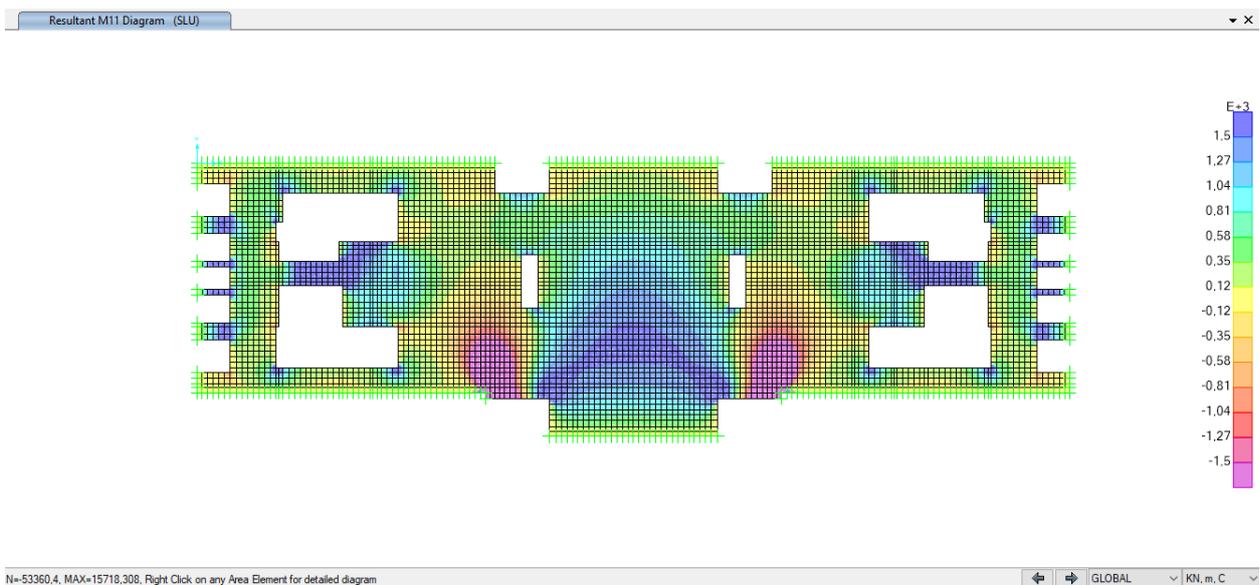


Figura 119. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

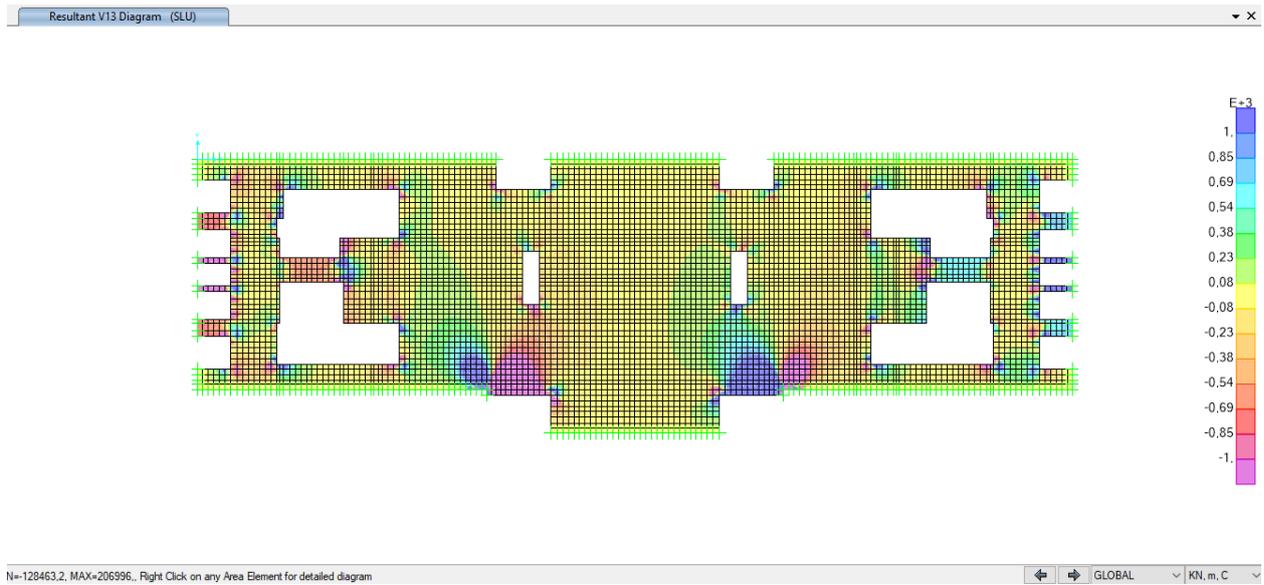


Figura 120. Forza di taglio V13

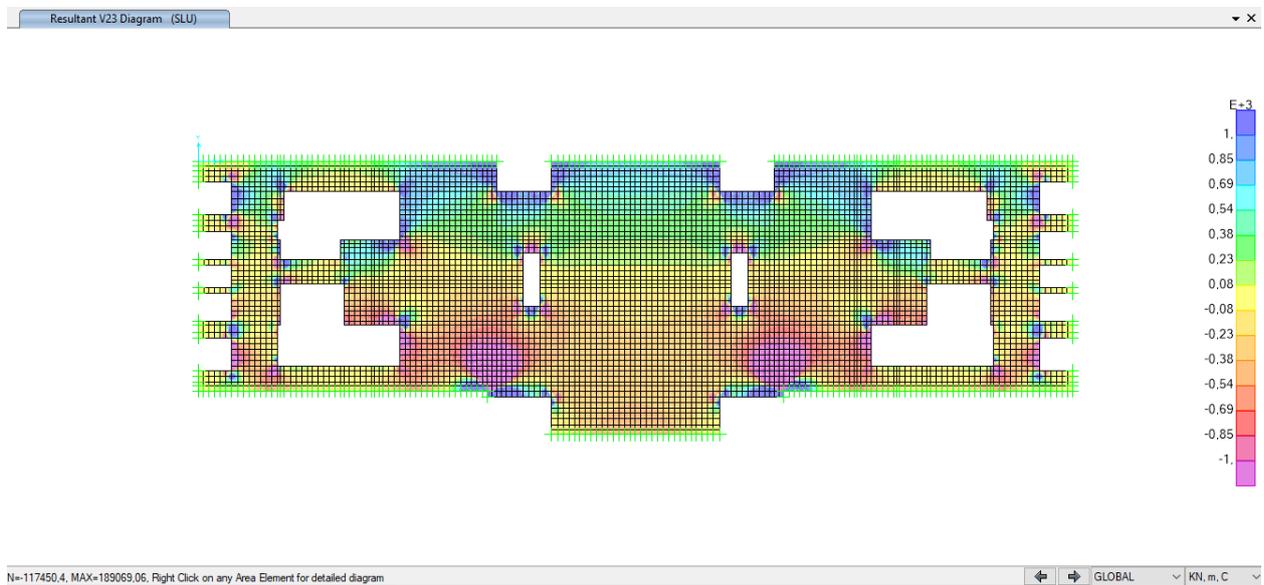


Figura 121. Forza di taglio V23



Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H	=	120	cm altezza sezione
b <sub>w</sub>	=	100	cm larghezza sezione
h'	=	7.5	cm copriferro
d	=	112.5	cm altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
ϕ	=	30	mm diametro armatura
n°	=	20	numero barre
A <sub>s</sub>	=	141.3	cm <sup>2</sup> area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub>	=	0.0118	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub>	=	0	kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub>	=	0.00	Mpa tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b> V <sub>Rd</sub> = 635 kN			
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f <sub>tk</sub> espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2			
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>3/2</sup> f <sub>tk</sub> <sup>1/2</sup>			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
ϕ	=	20	mm diametro staffe
n°	=	4	numero bracci
A <sub>sw</sub>	=	12.6	cm <sup>2</sup> area dell'armatura trasversale
s	=	20	cm passo delle staffe
α	=	90°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ	=	35°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°-45°)
α <sub>c</sub>	=	1.00	coefficiente maggiorativo pari a:
		1	per membrature non compresse
		1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub>	per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
		1.25	per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
		2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> )	per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
f <sub>cd</sub>	=	8.70	Mpa resistenza a compressione ridotta (f <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b> V <sub>Rsd</sub> = 3553 kN			
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b> V <sub>Rcd</sub> = 4139 kN			
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
<b>V<sub>Rd</sub> = 3553 kN</b> resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )			



Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H =	120	cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	112.5	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
φ =	30	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A <sub>s</sub> =	141.3	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0118		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub> =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b> V <sub>Rd</sub> = <b>635 kN</b>			
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f <sub>tk</sub> espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2			
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>3/2</sup> · f <sub>tk</sub> <sup>1/2</sup>			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
φ =	20	mm	diametro staffe
n° =	2		numero bracci
A <sub>sw</sub> =	6.3	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°-45°)
α <sub>c</sub> =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
			1,25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
			2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
f <sub>cd</sub> =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b> V <sub>Rsd</sub> = <b>888 kN</b>			
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b> V <sub>Rcd</sub> = <b>4139 kN</b>			
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
<b>V<sub>Rd</sub> = 888 kN</b> resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )			

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## ALLEGATO E

### Resultati Solettone di fondo (piano sottobanchina)



CITTA' DI TORINO

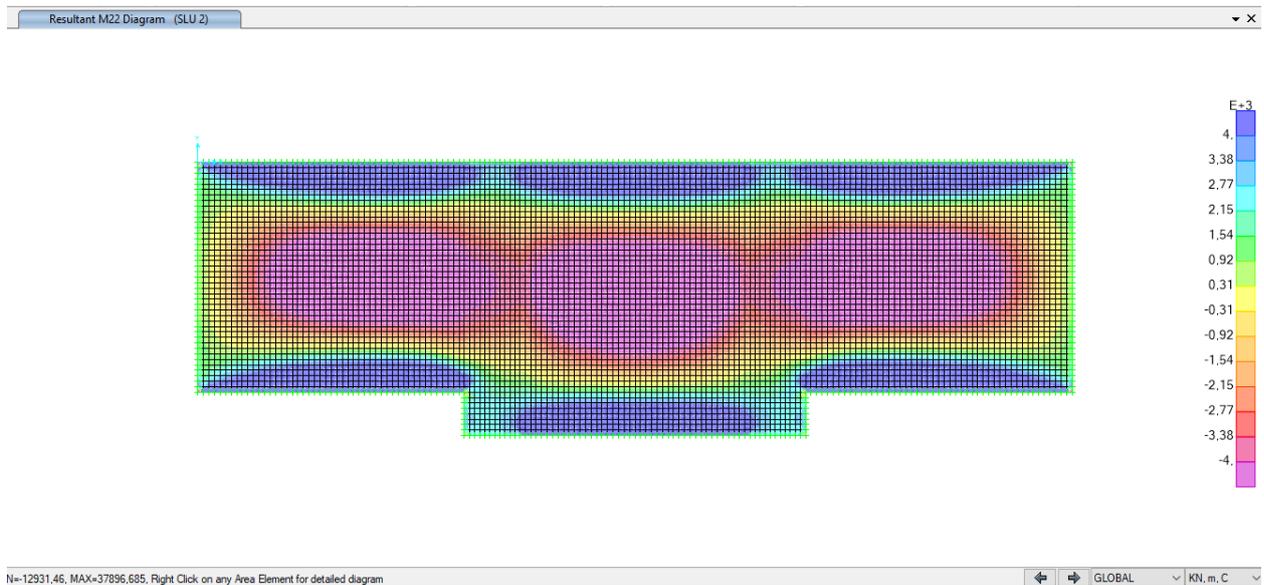
Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

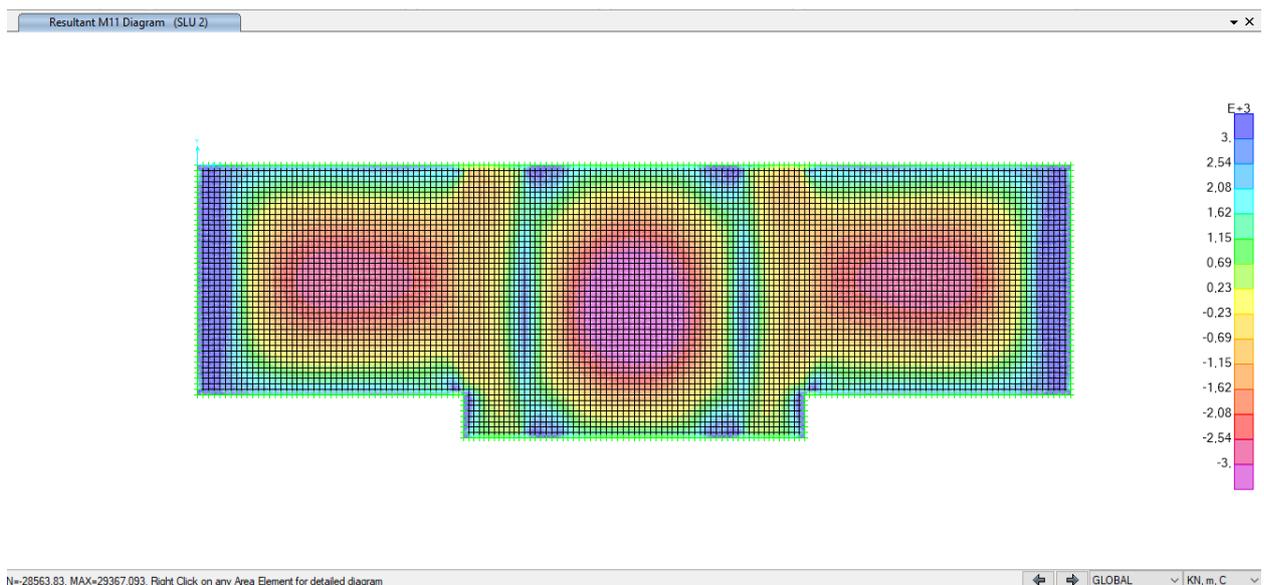
MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Di seguito sono presentati graficamente i risultati dei momenti flettenti M22 e M11 (kN.m / m) e delle forze di taglio V13 e V23 (kN / m).

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale



**Figura 122. Momento flettente M22 (direzione trasversale)**



**Figura 123. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)**



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

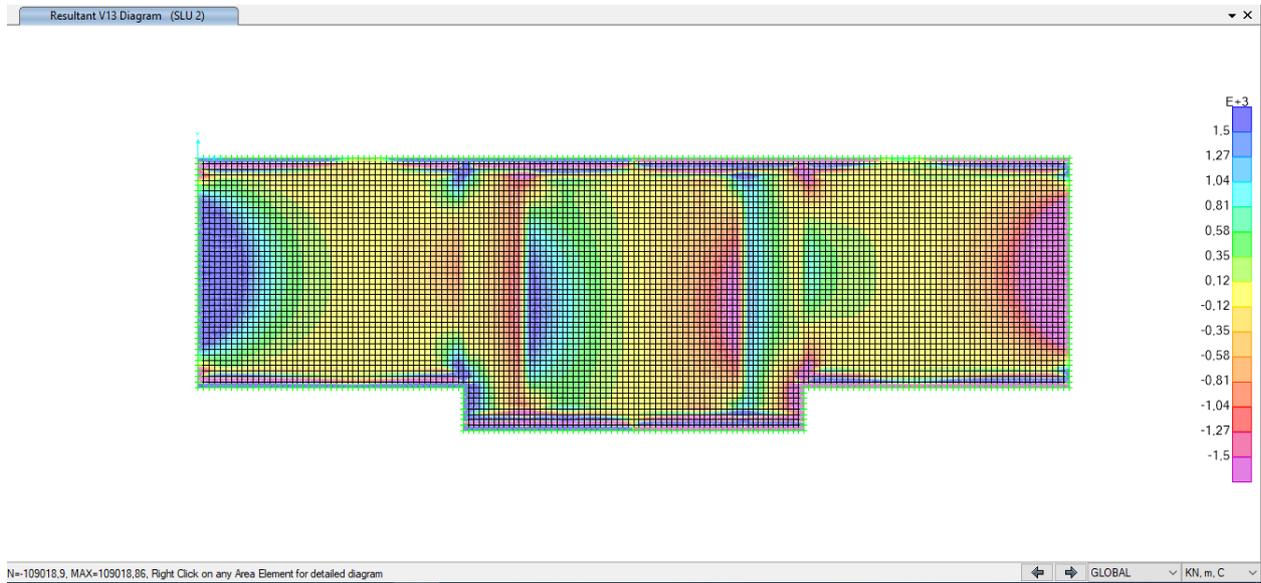


Figura 124. Forza di taglio V13

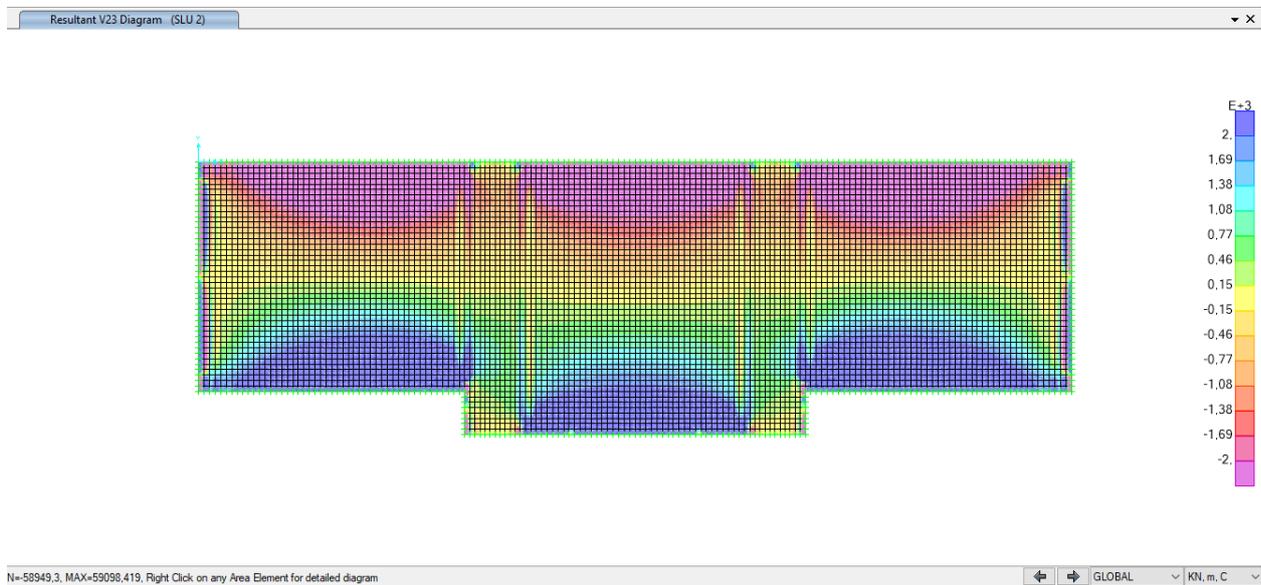


Figura 125. Forza di taglio V23



Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H =	180	cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	172.5	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
ϕ =	32	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A <sub>s</sub> =	160.8	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0089		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub> =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>837 kN</b>	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right] \quad [4.1.23]$			
con			
f <sub>a</sub> espresso in MPa			
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$			
$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{tk}^{1/2}$			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
ϕ =	20	mm	diametro staffe
n° =	4		numero bracci
A <sub>sw</sub> =	12.6	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90°		angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	35°		angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°- 45°)
α <sub>c</sub> =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
			1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
			$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$
v <sub>fcd</sub> =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v <sub>fcd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	<b>V<sub>Rsd</sub> =</b>	<b>5449 kN</b>	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b>	<b>V<sub>Rcd</sub> =</b>	<b>6347 kN</b>	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>5449 kN</b>	resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )



Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H =	180	cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	172.5	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
ϕ =	32	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A <sub>s</sub> =	160.8	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0089		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub> =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>837 kN</b>	
			Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con
			$V_{Rd} = \max \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]
			con
			f <sub>a</sub> espresso in MPa
			k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2
			v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>3/2</sup> f <sub>tk<sup>1/2</sup></sub>
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
ϕ =	20	mm	diametro staffe
n° =	2		numero bracci
A <sub>sw</sub> =	6.3	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90°		angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	35°		angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°- 45°)
α <sub>c</sub> =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
			1.25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
			2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
v <sub>fcd</sub> =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v <sub>fcd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	<b>V<sub>Rsd</sub> =</b>	<b>1362 kN</b>	
			Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:
			$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b>	<b>V<sub>Rcd</sub> =</b>	<b>6347 kN</b>	
			Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con
			$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]
	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>1362 kN</b>	resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

# ALLEGATO F

## Resultati Fodere Interne



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

- Fodere interne

Tabella 34 Calcolo incremento dinamico

Carichi da -3,3m a -7,95m

Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]
SLO				
SLD				
SLV	1424	0.067	2.89	0.292
SLC				

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576

accelerazione massima "amax" 0.08  
 coefficiente sismico orizzontale "kh" 0.08  
 coefficiente sismico verticale "kv" 0.04  
 Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \cdot W$   
 Forza sismica verticale  $F_v = k_v \cdot W$

Peso proprio						
	L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m <sup>3</sup> ]	Gkj [kN]	
Fodera	1.00	0.60	4.65	25	69.75	
Fh,fodera	1.21	[kN]				
Fv,fodera	0.60	[kN]				

Incremento dinamico di spinta del terreno			
altezza del fodera "H"	4.65	[m]	
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	
altezza della fodera da piano campagna "H "	7.95	[m]	
Incremento dinamico di spinta del terreno	5.91	[kN/m]	$\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H^i$

Carichi da -9,15m a -13,80m

Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]
SLO				
SLD				
SLV	1424	0.067	2.89	0.292
SLC				

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576

accelerazione massima "amax" 0.08  
 coefficiente sismico orizzontale "kh" 0.08  
 coefficiente sismico verticale "kv" 0.04  
 Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \cdot W$   
 Forza sismica verticale  $F_v = k_v \cdot W$

Peso proprio						
	L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m <sup>3</sup> ]	Gkj [kN]	
Fodera	1.00	0.60	4.65	25	69.75	
Fh,fodera	1.21	[kN]				
Fv,fodera	0.60	[kN]				

Incremento dinamico di spinta del terreno			
altezza del fodera "H"	4.65	[m]	
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	
altezza della fodera da piano campagna "H "	13.80	[m]	
Incremento dinamico di spinta del terreno	10.26	[kN/m]	$\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H^i$



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

### Carichi da -15m a -19,65m

Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]
SLO				
SLD				
<b>SLV</b>	<b>1424</b>	<b>0.067</b>	<b>2.89</b>	<b>0.292</b>
SLC				

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576

accelerazione massima "amax" 0.08  
 coefficiente sismico orizzontale "kh" 0.08  
 coefficiente sismico verticale "kv" 0.04  
 Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \cdot W$   
 Forza sismica verticale  $F_v = k_v \cdot W$

Peso proprio						
	L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m <sup>3</sup> ]	Gkj [kN]	
Fodera	1.00	0.80	4.65	25	93	
<b>Fh,fodera</b>	<b>1.61</b>					<b>[kN]</b>
<b>Fv,fodera</b>	<b>0.80</b>					<b>[kN]</b>

Incremento dinamico di spinta del terreno						
altezza del fodera "H"	4.65		[m]			
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5		[kN/m <sup>3</sup> ]			
altezza della fodera da piano campagna "H "	19.65		[m]			
<b>Incremento dinamico di spinta del terreno</b>	<b>14.60</b>		[kN/m]			$\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H'$

### Carichi da -20,85m a -25,45m

Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]
SLO				
SLD				
<b>SLV</b>	<b>1424</b>	<b>0.067</b>	<b>2.89</b>	<b>0.292</b>
SLC				

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576

accelerazione massima "amax" 0.08  
 coefficiente sismico orizzontale "kh" 0.08  
 coefficiente sismico verticale "kv" 0.04  
 Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \cdot W$   
 Forza sismica verticale  $F_v = k_v \cdot W$

Peso proprio						
	L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m <sup>3</sup> ]	Gkj [kN]	
Fodera	1.00	0.80	4.60	25	92	
<b>Fh,fodera</b>	<b>1.61</b>					<b>[kN]</b>
<b>Fv,fodera</b>	<b>0.80</b>					<b>[kN]</b>

Incremento dinamico di spinta del terreno						
altezza del fodera "H"	4.60		[m]			
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5		[kN/m <sup>3</sup> ]			
altezza della fodera da piano campagna "H "	25.45		[m]			
<b>Incremento dinamico di spinta del terreno</b>	<b>18.71</b>		[kN/m]			$\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H'$

## - Verifica al taglio

Da -3,30m a -7,95m

Caratteristiche della sezione	
<b>GEOMETRIA</b>	
H =	60 cm altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100 cm larghezza sezione
h' =	5 cm copriferro
d =	55 cm altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>	
ϕ =	16 mm diametro armatura
n° =	5 numero barre
A <sub>s</sub> =	10.0 cm <sup>2</sup> area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0017 rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>	
N <sub>Ed</sub> =	0 kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0.00 Mpa tensione media di compressione
<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>	
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b>V<sub>Rd</sub> = 217 kN</b>
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con	
$V_{Rd} = \max \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$ [4.1.23]	
con	
f <sub>a</sub> espresso in MPa	
k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2	
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>3/2</sup> f <sub>ck</sub> <sup>1/2</sup>	
<b>Caratteristiche della sezione armata a taglio</b>	
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>	
ϕ =	8 mm diametro staffe
n° =	3 numero bracci
A <sub>sw</sub> =	1.3 cm <sup>2</sup> area dell'armatura trasversale
s =	40 cm passo delle staffe
α =	90° angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
γ =	35° angolo di inclinazione del puntone compresso
α <sub>c</sub> =	1.00 coefficiente maggiorativo pari a:
	1 per membrature non compresse
	1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
	1.25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
	2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
f <sub>cd</sub> =	8.70 Mpa resistenza a compressione ridotta (f <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
<b>Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio</b>	
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	<b>V<sub>Rsd</sub> = 87 kN</b>
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:	
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]	
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b>	<b>V<sub>Rcd</sub> = 2024 kN</b>
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]	
<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>87 kN</b> resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )



Da -9,15m a -13,80m

Table with sections: Caratteristiche della sezione, Resistenza senza armatura a taglio, Caratteristiche della sezione armata a taglio, Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio. Includes parameters like H, b\_w, h', d, phi, n, A\_s, rho, N\_Ed, sigma\_cp, V\_Rd, A\_sw, s, alpha, gamma, and various formulas for resistance calculation.



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

Da -15,00m a -19,65m

Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H =	80	cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	75	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
ϕ =	20	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A <sub>s</sub> =	31.4	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0039		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub> =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>313</b>	<b>kN</b>
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad [4.1.23]$			
con			
f <sub>tk</sub> espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2			
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>3/2</sup> f <sub>tk</sub> <sup>1/2</sup>			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
ϕ =	12	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A <sub>sw</sub> =	5,7	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°÷45°)
α <sub>c</sub> =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrane non compresse
			1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
			1.25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
			2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
l·f <sub>cd</sub> =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (l·f <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	<b>V<sub>Rsd</sub> =</b>	<b>533</b>	<b>kN</b>
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b>	<b>V<sub>Rcd</sub> =</b>	<b>2760</b>	<b>kN</b>
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$			
<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>533</b>	<b>kN</b>	resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )



Da -20,85m a -25,45m / Da -20,85m a -25,45m (Base)

Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H =	80	cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	75	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
ϕ =	20	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A <sub>s</sub> =	31.4	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0039		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub> =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b> V <sub>Rd</sub> = 313 kN			
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f <sub>tk</sub> espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2			
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>3/2</sup> f <sub>tk</sub> <sup>1/2</sup>			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
ϕ =	12	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A <sub>sw</sub> =	5.7	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90°		angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
α <sub>l</sub> =	35°		angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α <sub>c</sub> =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrane non compresse
			1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
			1.25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
			2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
l'f <sub>cd</sub> =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (l'f <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b> V <sub>Rsd</sub> = 1066 kN			
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b> V <sub>Rcd</sub> = 2760 kN			
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
<b>V<sub>Rd</sub> = 1066 kN</b> resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )			

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## ALLEGATO G

### Resultati Banchina e Muri Sotto Banchina



- Verifica al taglio

Banchina

Table with sections: Caratteristiche della sezione, Resistenza senza armatura a taglio, Caratteristiche della sezione armata a taglio, Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio. Includes various parameters like H, bw, d, phi, n, As, rho, Ned, sigma\_cp, V\_Rd, and formulas for shear resistance.



Muri

Table with sections: Caratteristiche della sezione, Resistenza senza armatura a taglio, Caratteristiche della sezione armata a taglio, Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio. Includes parameters like H, b\_w, d, phi, n, A\_s, rho, N\_ed, sigma\_cp, V\_Rd, and various formulas for shear resistance.



Table with 4 main sections: 'Caratteristiche della sezione' (Geometry, Reinforcement, Compression), 'Resistenza senza armatura a taglio', 'Caratteristiche della sezione armata a taglio', and 'Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio'. It contains various technical parameters and formulas for structural analysis.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico-Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico</b>
Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

## ALLEGATO H

### Resultati Scale fisse e Altre strutture secondarie



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2  
Tratta: Politecnico-Rebaudengo  
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Mole/Giardini Reali – Relazione di calcolo  
strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSMOR002-0-1

- Verifica al Taglio

Oggetto : TYPE 1 & 2 & 3			
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
<b>GEOMETRIA</b>			
H	=	30 cm	altezza sezione
b <sub>eff</sub>	=	100 cm	larghezza sezione
h'	=	5 cm	copriferro
d	=	25 cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
ϕ	=	20 mm	diametro armatura
n°	=	5	numero barre
A <sub>s</sub>	=	15.7 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub>	=	0.0052	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub>	=	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub>	=	0.00 Mpa	tensione media di compressione
<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>=</b>	<b>143 kN</b>
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{td})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]			
con			
f <sub>td</sub> espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2			
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>1/2</sup> f <sub>td</sub> <sup>1/2</sup>			



- Vasca aggettamento

Verifica al taglio

Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H =	60	cm	altezza sezione
b <sub>u</sub> =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	55	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
ϕ =	24	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A <sub>s</sub> =	45.2	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0075		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub> =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>302</b>	<b>kN</b>
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{td})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \cdot (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d^2$ [4.1.23]			
con			
f <sub>td</sub> espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) <sup>1/4</sup> ≤ 2			
v <sub>min</sub> = 0,035k <sup>1/2</sup> f <sub>td</sub> <sup>1/2</sup>			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
ϕ =	14	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A <sub>sw</sub> =	7.7	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ι =	30	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°-45°)
α <sub>c</sub> =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
	1		per membrature non compresse
	1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub>		per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
	1.25		per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
	2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> )		per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
f <sub>cd</sub> =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>1290</b>	<b>kN</b>
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESIONE"</b>	<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>1865</b>	<b>kN</b>
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot v \cdot f_{td} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$ [4.1.28]			
<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>1290</b>	<b>kN</b>	resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )